



CODE NATIONAL DU BÂTIMENT D'HAÏTI

2025 CNBH



SOMMAIRE GENERAL

PARTIE 0 : PREFACE

PARTIE 1 : DOCUMENT D'APPLICATION DU CODE POUR L'IBC 2021

PARTE 2 : DIRECTIVES POUR LES PETITS BÂTIMENTS

Chapitre 1 : Nouvelle construction en maçonnerie

Chapitre 2 : Renforcement de petits bâtiments en maçonnerie

Chapitre 3 : Extension et construction progressive de petits bâtiments en maçonnerie

Chapitre 4 : Service du bâtiment

Chapitre 5 : Sécurité sur le chantier

Chapitre 6 : Nouveaux logement en ossature porteuse en bois et remplissage ou habillage

ANNEXES

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 0 PRÉFACE



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

INTRODUCTION	4
CONTEXTE	4
MISES À JOUR DU CNBH 2012	5
UTILISATION ET STRUCTURE	5
PARTIE 1 : DOCUMENT D'APPLICATION DU CODE POUR L'IBC 2021	7
PARTIE 2 : DIRECTIVES PRESCRIPTIVES POUR LES PETITS BÂTIMENTS	7
DÉVELOPPEMENT ET MISE À JOUR	8
REMERCIEMENTS	9

INTRODUCTION

Haïti est fréquemment confronté à des catastrophes naturelles, notamment de violents séismes et de puissants cyclones. En outre, la fréquence accrue des inondations causées par des précipitations intenses et la hausse des températures exacerbée par le changement climatique posent des défis pour le confort et la viabilité de nombreux bâtiments, soulignant la nécessité d'adopter des approches de construction résilientes et adaptées aux nouvelles réalités climatiques.

Le parc immobilier haïtien, en particulier dans le secteur résidentiel, présente un niveau élevé d'informalité, avec de nombreuses habitations construites en dehors des normes établies, augmentant ainsi leur vulnérabilité. Ces bâtiments, souvent construits avec des matériaux de mauvaise qualité et sans supervision qualifiée, sont fortement exposés aux risques d'effondrement en cas de catastrophes naturelles. Dans les zones urbaines comme Port-au-Prince, les maisons résidentielles sont principalement construites en blocs de béton creux, souvent sans éléments de liaison structurels et avec des toits légers. En zones rurales, les constructions traditionnelles, telles que les structures en bois remplies de maçonnerie en pierre prédominent, mais manquent de la rigueur nécessaire pour faire face aux risques naturels, laissant la majorité de la population exposée aux catastrophes naturelles.

Bien que plus formelle, la construction non résidentielle n'assure pas toujours le respect des normes de sécurité, les contraintes budgétaires poussant les concepteurs et les entrepreneurs à privilégier des choix plus économiques au détriment de la qualité. Associée aux vulnérabilités du secteur résidentiel, cette situation crée un niveau de risque accru pour Haïti face aux aléas naturels et aux effets du changement climatique.

Conscient de ces défis, le gouvernement haïtien, à travers le Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC) et le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Territoriales (MICT), a activement soutenu l'élaboration de codes et de réglementations de construction pour réduire la vulnérabilité, améliorer les pratiques de construction et optimiser les solutions techniques. D'importants efforts ont également été réalisés pour renforcer la sécurité des structures existantes, notamment par l'adoption de manuels de renforcement développés en partenariat avec les organisations internationales sous l'égide du MTPTC. L'aboutissement de ces efforts a été marqué par la publication du Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) en 2013.

Les codes du bâtiment constituent des outils essentiels pour garantir la sécurité et la résilience des structures face aux risques naturels. En définissant des normes minimales pour la conception et l'exécution des travaux, ces codes contribuent à protéger les vies humaines, à préserver les biens et à garantir la capacité des structures à résister aux forces auxquelles elles seront exposées tout le long de leur cycle de vie. Ils offrent aux professionnels du secteur un cadre précis, imposant l'usage de matériaux et de techniques adaptés. Dans un pays comme Haïti, confronté aux effets du changement climatique, à une activité sismique intense et à des vents violents, un code du bâtiment à jour est indispensable pour réduire les risques de catastrophe et soutenir le développement durable.

Reconnaissant l'importance d'aligner les codes sur les données et expériences les plus récentes, le gouvernement haïtien a fait de la révision et de la mise à jour régulière du Code National du Bâtiment d'Haïti une priorité. L'intégration de nouvelles évaluations des risques, les progrès des matériaux et les leçons issues des programmes de mise en œuvre et de modernisation ont motivé la révision du CNBH 2012. Cette version mise à jour intègre des extensions et des modifications substantielles, rendant le code plus complet et plus accessible. Elle vise à orienter les pratiques de construction actuelles et à contribuer à la réduction des vulnérabilités pour un avenir plus sûr et plus résilient en Haïti.

CONTEXTE

Le CNBH est la propriété du gouvernement haïtien. Il a été élaboré pour le compte du Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC), et commandité par le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Territoriales (MICT).

La première édition du Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH 2012) a été publiée en janvier 2013 par le MTPTC. Elle s'appuie sur les informations consultatives du 15 février 2011, intitulées « Règles de calcul provisoires pour les bâtiments en Haïti, Surcharges dues à l'utilisation, considérations liées au vent et aux séismes », élaborées en réponse au tremblement de terre dévastateur du 12 janvier 2010.

Les dispositions de l'International Residential Code pour les maisons unifamiliales et bifamiliales (IRC, 2009) et de l'International Building Code (IBC, 2009) ont été reconnues comme les principales références pour le CNBH 2012. Dans certains cas exceptionnels, le MTPTC pouvait autoriser l'utilisation d'autres codes nationaux (Sections 0.2.1 à 0.2.4 du CNBH 2012).

Le CNBH 2012 comprenait trois parties principales. La Partie 0 établissait les exigences générales et les critères de conception pour orienter les Parties 1 et 2. La Partie 1 couvrait la « construction, la rénovation, la réhabilitation et l'extension de bâtiments conventionnels, de petite taille et principalement résidentiels », et s'appuyait sur l'IRC 2009 pour des mesures complémentaires détaillées. La Partie 2, bien que partiellement développée, visait à réglementer la construction, la rénovation, la réhabilitation et l'extension de tous types de bâtiments et structures, en prenant l'IBC 2009 comme référence.

Ces mises à jour fourniront des orientations plus claires et plus complètes, en particulier pour la Partie 2, qui nécessitait un développement approfondi. L'objectif principal de ces révisions est de garantir que le CNBH propose des directives détaillées, harmonisées et actualisées pour les bâtiments non résidentiels et les structures complexes, tout en se conformant aux dernières normes internationales. Cela contribuera également à améliorer la conformité, la sécurité et l'efficacité des pratiques de construction, en fournissant des lignes directrices précises pour les projets de nature conventionnelle et complexe.

MISES À JOUR DU CNBH 2012

Pour répondre aux changements apportés, le CNBH 2013 a été restructuré dans l'édition 2025 :

- i Les sections Introduction et Exigences Générales de la Partie 0 du CNBH 2012 ont été consolidées dans une nouvelle Partie 0 intitulée Préface. Les autres dispositions de la Partie 0 du CNBH 2012, incluant les critères de conception (niveaux de risque, charges, aléas, etc.), ont été déplacées vers la Partie 1 : Document d'application du Code IBC du CNBH 2025. Notons que la Partie 2 : Petits Bâtiments comporte également un sous-ensemble des mêmes informations sur les aléas, présentées et appliquées différemment.
- ii La Partie 2 du CNBH 2012, qui était en grande partie incomplète a été entièrement remplacée dans le CNBH 2025 par la Partie 1 : Document d'application du Code IBC, qui sert de Document d'application du Code (DAC) en Haïti pour l'International Building Code (IBC 2021). Le DAC résume les ajustements par rapport à l'IBC 2021 et doit être utilisé en complément de celui-ci, car il ne s'agit pas d'une copie complète. Cette révision marque une première étape vers le développement futur d'une version personnalisée de l'IBC pour Haïti. Ce document est expliqué plus en détail ci-dessous.
- iii La Partie 1 : Petits Bâtiments du CNBH 2012 est devenue la Partie 2 : Petits Bâtiments du CNBH 2025. Ce changement s'explique par son application à un sous-ensemble de bâtiments, tel que référencé dans la Partie 1 (Article iii). Cette section a été largement révisée et élargie pour inclure des informations sur de nouveaux systèmes (toitures légères résistantes aux ouragans, constructions traditionnelles en ossature bois avec remplissage en pierre) et de nouvelles techniques (renforcement, extension de logement). Ces évolutions sont détaillées ci-dessous.

UTILISATION ET STRUCTURE

Trois voies de conformité sont désormais établies :

1. CNBH 2025 Partie 1 : IBC 2021 et Document d'Application du Code (DAC) :

L'IBC 2021 s'applique à tous les nouveaux bâtiments et autres structures de toute occupation autorisée, y compris les petits bâtiments mentionnés dans les voies de conformité aux points (2) et (3) ci-dessous. Le CNBH 2025 comprend une nouvelle Partie 1, le Document d'Application du Code (DAC) qui fournit des indications supplémentaires sur l'application de l'IBC 2021 en Haïti.

2. CNBH 2025 Partie 2 : Directives Prescriptives pour Petits Bâtiments :

Cette partie constitue un ensemble étendu et actualisé de dispositions prescriptives autonomes pour les petits bâtiments d'un à deux étages, construits selon des techniques typiquement haïtiennes. Elle est conforme, en grande partie, aux exigences de performance de l'IBC et de l'IRC, tout en étant adaptée aux pratiques et conditions locales. La partie 2 du CNBH 2025 couvre la majorité des habitations en Haïti. Cependant, les bâtiments, composants ou systèmes non traités dans la Partie 2 du CNBH 2025 peuvent être conçus selon la Partie 1 du CNBH 2025 (Point 1 ci-dessus) ou l'IRC 2021 (Point 3 ci-dessous). En cas de conflit, la Partie 2 du CNBH 2025 prévaut.

3. International Residential Code (IRC 2021) :

L'IRC 2021 est référencé pour les habitations unifamiliales ou bifamiliales via l'exception de la Section 101.2 du DAC de l'IBC. Il peut être utilisé pour des types de construction résidentielle ou des éléments non couverts par la Partie 2 du CNBH.

Les dispositions de la Partie 2 du CNBH 2025 sont considérées comme plus utiles lorsqu'elles sont appliquées sous forme de directives prescriptives indépendantes adaptées à la construction en Haïti. Cependant, l'IRC demeure une référence complémentaire précieuse pour les types de construction et systèmes non inclus dans la Partie 2 du CNBH 2025. Les projets utilisant l'IRC, partiellement ou en totalité, doivent obtenir l'approbation du MTPTC sur les critères de conception du projet avant la délivrance d'un permis de construire. La Partie 1 du CNBH 2025 s'applique à tous les bâtiments et structures, constituant ainsi le principal code de référence. Les dispositions particulières qui permettent l'utilisation de la Partie 2 du CNBH 2025 et de l'IRC 2021 pour les petits bâtiments sont traitées comme des exceptions dans la Section 101.2 de l'IBC via le Document d'Application du Code (DAC).

L'IBC, ainsi que d'autres codes ICC et leurs normes de référence, incluent de nombreuses exigences qui ne sont pas systématiquement adoptées ou appliquées en Haïti. Dans certains cas, des alternatives locales peuvent satisfaire l'objectif de l'exigence sans en respecter la formulation stricte. Certaines de ces variations sont tout simplement inconfortables pour les occupants, tandis que d'autres peuvent présenter un risque significatif pour la sécurité des personnes.

Pour gérer ces divergences, les projets se référant à la Partie 1 du CNBH 2025 (Point 1 ci-dessus) ou à l'IRC 2021 (Point 3 ci-dessus) doivent identifier clairement toute variation par rapport aux exigences de l'IBC ou de l'IRC dans la section des critères de conception du projet des documents de construction soumis pour examen au MTPTC. Ces variations seront examinées et, le cas échéant, approuvées par le MTPTC au cas par cas. Toutes les variations de critères de conception approuvées par le MTPTC seront prises en compte pour les révisions des futures éditions du CNBH 2025, incluant des mises à jour du DAC de l'IBC, de nouveaux DAC ICC (tels que l'IRC), et, éventuellement, la création d'un ensemble complet de codes et normes ICC adaptés pour Haïti. En attendant, le MTPTC peut publier ces variations sous la forme d'« Avis et conseils sur l'utilisation du code » pour aider les futurs demandeurs de permis de construire. Les projets utilisant la Partie 1 du CNBH ou l'IRC 2021 sont encouragés à contacter le MTPTC dès la phase de conception pour obtenir un accord préalable sur les critères de conception proposés, y compris les variations éventuelles. Cela permettra d'éviter des retards lors de l'examen et de l'approbation des permis de construire.

Une variation fréquemment demandée pour les projets relevant de la Partie 1 consiste à se référer aux exigences de la Partie 2 pour des composants ou des systèmes de bâtiment spécifiques, plutôt qu'à l'IBC, l'IRC ou un autre code ICC. La Partie 2 propose en effet des exigences couvrant les Systèmes Mécaniques, de Plomberie, d'installations de Gaz Combustible, d'installations électriques et de Sécurité sur le Site de Construction, qui peuvent être suffisantes pour de nombreux projets. Pour les projets plus importants ou complexes, il est recommandé de se référer aux codes ICC spécifiques, d'indiquer les éventuelles exceptions aux dispositions, et de les documenter dans les critères de conception du projet.

La deuxième édition du CNBH, 2025, n'a pas révisé les exigences relatives aux Systèmes Mécaniques, de Plomberie, d'installations de Gaz Combustible, d'installations Électriques, ni aux dispositions de Protection et de sécurité incendie incluses dans l'édition 2012 du CNBH. Par conséquent, certaines exigences peuvent comporter des inexactitudes, des incohérences ou être obsolètes.

Dans des situations exceptionnelles, le Ministère des Travaux Publics, Transports et des Communications (MTPTC) de la République d'Haïti peut autoriser l'utilisation de codes et guides internationaux alternatifs pour la conception et la construction de nouveaux bâtiments, ou pour la réparation ou le renforcement de bâtiments existants, à condition que les objectifs de la Partie 1 du CNBH 2025 soient intégralement respectés.

PARTIE 1 : DOCUMENT D'APPLICATION DU CODE POUR L'IBC 2021

Le CNBH 2025 fait référence au Code du bâtiment international de 2021 (IBC 2021). Ce Document d'Application du Code (DAC) résume les variations par rapport au code modèle IBC 2021 développé par l'ICC pour une utilisation en Haïti. Il est destiné à être une étape intermédiaire vers le développement d'un code IBC spécifique à Haïti. Il permet aux utilisateurs de se familiariser avec la structure et le contenu de l'IBC, avant d'entreprendre l'effort substantiel de développer un IBC spécifique au pays.

À l'heure actuelle, seul un DAC d'IBC a été élaboré. Des DAC pour les autres codes ICC, par exemple, ceux relatifs à la construction résidentielle (IRC), aux bâtiments existants (IEBC), aux exigences mécaniques (IMC), etc., pourraient être développés ultérieurement. Haïti a déjà élaboré une version spécifique au pays du Code international de plomberie (IPC).

La structure du DAC d'IBC est parallèle à celle de l'IBC, de sorte que tous les titres de chapitres, noms de sections et dispositions suivent le même système de numérotation. Lorsque de nouvelles sections sont ajoutées, un système de numérotation différent est adopté pour éviter tout conflit potentiel avec les futures versions de l'IBC. Le format à deux colonnes traditionnellement utilisé dans l'IBC a été abandonné, tout comme les barres latérales et les marquages de l'IBC 2021 pour les insertions et suppressions.

En général, les DAC n'incluent que les dispositions qui ont été modifiées par rapport au code de référence, ce qui peut nuire à leur utilité. Dans ce cas, l'ICC a permis que certaines portions sélectionnées de l'IBC 2021 soient traduites et incluses dans ce document pour en faciliter l'utilisation. Cependant, il est important de noter qu'il ne s'agit pas d'une copie complète de l'IBC, donc les utilisateurs doivent également consulter l'IBC 2021 chaque fois qu'ils utilisent ce DAC. Tout le matériel fourni par l'ICC est soumis à l'avis de droits d'auteur de l'ICC indiqué dans la Partie 1.

Le Code international du bâtiment (IBC) 2021 est disponible gratuitement dans un format interactif en ligne uniquement sur le site Web de l'ICC (<https://codes.iccsafe.org/>). Des versions téléchargeables ou imprimées sont disponibles via la boutique ICC. Ce code, ainsi que d'autres codes de construction haïtiens, sont également disponibles gratuitement en téléchargement via :

MTPTC : <https://www.mtptc.gouv.ht/accueil/publications/code-construction.html> ou

CCI : <https://codes.iccsafe.org/codes/haiti>

PARTIE 2 : DIRECTIVES PRESCRIPTIVES POUR LES PETITS BÂTIMENTS

La Partie 2 du CNBH 2025 contient des directives prescriptives applicables aux petits bâtiments de moins de 500 m², en particulier ceux destinés à un usage résidentiel. Elle s'appuie sur la Partie 1 originale du CNBH 2012, mais introduit plusieurs mises à jour clés :

- Le champ d'application a été élargi pour couvrir les maisons en maçonnerie jusqu'à trois étages (par rapport à la limite de deux étages dans l'édition 2013), y compris la réhabilitation et l'extension des maisons existantes en maçonnerie. De plus, de nouvelles typologies structurelles ont également été ajoutées, notamment des maisons vernaculaires avec des structures en bois et des remplissages en pierre.
- Les directives pour renforcer la résilience face aux risques naturels, tels que les vents violents et les inondations, ont été encore affinées. Cela offre aux utilisateurs une gamme plus large de solutions pratiques à adopter dans des projets réels, répondant à une plus grande variété de besoins.
- Toutes les directives ont été alignées avec la Partie 1 du CNBH 2025. Les niveaux de risque et autres paramètres de conception ont été révisés en conséquence, sauf dans les cas où des pratiques de construction spécifiques, propres à Haïti, ont nécessité une adaptation au contexte local.

Poursuivant la stratégie principale de la Partie 1 originale du CNBH 2012, ces directives visent à offrir des solutions simples, pratiques et prêtes à l'emploi adaptées au secteur de la construction de logements en Haïti. Cependant, les

utilisateurs de la Partie 2 ne sont pas tenus d'adopter les solutions prescriptives proposées. Ils peuvent plutôt choisir de développer des solutions sur mesure conformément à la Partie 1 du CNBH 2025, en suivant ses normes de référence et ses objectifs de performance pour chaque aspect spécifique de la conception.

La Partie 2 intègre également des dispositions essentielles pour la construction de logements et les interventions précédemment couvertes dans des guides clés que le gouvernement haïtien a adoptés au fil des ans (post-séisme de 2010). Ces guides sont devenus des références importantes pour la construction de maisons locales, mais étaient en dehors du CNBH 2012. Désormais, ces informations ont été intégrées dans ce document unique.

DÉVELOPPEMENT ET MISE À JOUR

Le Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) est un code évolutif qui vise à assurer la santé et la sécurité des usagers. Le comité chargé de sa mise à jour et de son développement est composé de représentants des différents secteurs impliqués dans la construction en Haïti. Les sections et sous-sections actuelles seront améliorées et de nouvelles parties ou sections ou sous-sections seront ajoutées au fil des années avec pour résultat final attendu un code national spécifique à Haïti.

La révision du Code National du Bâtiment Haïtien est placée sous la responsabilité du MTPTC, mais le contenu est confié à un Comité de Pilotage National, présidé par le MTPTC, qui regroupe des représentants nationaux des différents secteurs publics et privés impliqués dans la construction en Haïti ainsi que des représentants des utilisateurs du code.

Les membres du Comité de Pilotage National sont les suivants :

- Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)
- Unité de Construction de Logements et Bâtiments Publics (UCLBP)
- Ministère du Commerce et de l'Industrie (MCI)
- Université d'État d'Haïti (FDS)
- Conférence des Recteurs, Présidents d'Universités et Dirigeants d'Institutions d'Enseignement Supérieur Haïtiennes (CORPUHA)
- Collège National des Ingénieurs et Architectes Haïtiens (CNIAH)
- Association Haïtienne des Entreprises de Construction (AHEC)
- Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Territoriales (MICT)
- Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP)

Les utilisateurs de ces directives peuvent également contribuer à leur processus d'élaboration en soumettant toute demande de modification au Comité de Pilotage National. Ces demandes seront accompagnées de commentaires sur les amendements proposés dans le cadre des consultations publiques qui doivent précéder la publication de chaque nouvelle édition du CNBH.

REMERCIEMENTS

La première version du CNBH a été réalisée par le Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC) et le Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Territoriales (MITC) avec le soutien financier de l'Etat Haïtien

La révision du Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH 2025) a été rendue possible grâce au soutien de la Coalition pour des Infrastructures Résilientes aux Désastres (CDRI), appuyée par les gouvernements de l'Inde, de l'Australie, du Royaume-Uni, ainsi que par l'Union Européenne. Cette initiative a été pilotée par le Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC) sous la supervision de la Direction des Travaux Publics (DTP) du MTPTC, avec le soutien technique de Build Change, CRAterre, et de nombreux experts et organisations.

Nous adressons nos sincères remerciements au Comité Technique et à l'ensemble des ingénieurs, architectes, techniciens, représentants des secteurs public et privé, du monde académique, ainsi que de la société civile, pour leur participation active à travers des consultations, des ateliers et des revues techniques.

Nous remercions, en particulier, l'International Code Council, qui nous a permis d'utiliser une partie de ses ressources et nous a soutenu dans la rédaction de la Partie 1 de ce code.

Nos remerciements vont également aux membres du Comité de Pilotage National, dont l'engagement et le leadership ont été essentiels pour adapter les normes de construction aux réalités haïtiennes, en tenant compte des impératifs de sécurité, de durabilité, d'accessibilité et de résilience face aux aléas naturels.

Avec la mise à jour du CNBH, nous attendons construire autrement pour une Haïti plus forte et plus résiliente.

Membre du Comité de Pilotage

Berthoumieux Junior **JEAN**, LNBTP
Jacques **BIEN-AIMÉ**, UCLBP
Raymond **CADET**, MICT
Christopher **CALIXTE**, FDS de l'UEH
Karl **JOLIBOIS**, CNIAH
Wilnet **PAUL**, CORPUHA
Charles Hygin **RAYMOND**, MTPTC
Fausta **RAYMOND**, CORPUHA
Pierre Wilfrid **SANON**, AHEC
Schedler **FANFAN**, MCI

Membre du Comité Technique

Peguy **PIERRE**, MTPTC
Kesnel **CHARLES**, MTPTC

Anna **PAVAN**, Build Change
Marc **SINCLAIR**, Build Change
Lizzie **COLLINS**, Build Change
Louise **FOULKES**, Build Change
Nicolas **ORTEGA**, Build Change
Asma **YAHIAOUI**, Build Change
Chiara **McKenney**, Build Change
Pierre **PAYA**, Build Change

Christian **BELINGA**, CRAterre
Carolyn **GARCIA**, CRAterre
Yadav Santoch **YADAV**, CRAterre

Jean Marc **PHILIUS**
Sadrac **ST FLEUR**

Autres experts et organisations participantes

International Code Council (ICC)
American Wood Council (AWC)
American Society for Testing and Materials (ASTM)
Pan American Health Organization (PAHO)
Institut National de la Formation Professionnelle (INFP)
United States Geological Survey (USGS)
Bureau du Secrétaire d'Etat à l'Intégration des Personnes Handicapées (BSEIPH)
Le cluster Abris
Le cluster WASH
Les auteurs du CNBH 2012

Degenkolb
ATProCoM
Ateco
Catholic Relief Services (CRS)
Misereor
Mark **JOHNSON**, ICC
Heather **STEGNER**, AWC
Tony **GIBBS**
Fenel **BELLEGARDE** (BSEIPH)

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 1 DOCUMENT D'APPLICATION DU CODE POUR L'IBC 2021



MTPTC
RÉPUBLIQUE D'HAÏTI

Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

Table des matières	3
Liste des figures et tableaux	11
AVIS DE DROIT D'AUTEUR	13
INTRODUCTION	14
PRÉFACE (IBC)	15
DÉVELOPPEMENT (IBC) [R]	15
TERMES EN ITALIQUE (IBC) [R]	15
DISPOSITION ET FORMAT (IBC)	15
CHAPITRE 1 CHAMP D'APPLICATION ET ADMINISTRATION	16
PARTIE 1—PORTÉE ET APPLICATION	16
SECTION 101 CHAMP D'APPLICATION ET EXIGENCES GÉNÉRALES	16
101.1 Titre	16
101.2 Portée	16
[H] 101.2 Portée	16
101.2.1 Annexes [R]	16
101.2.2 Annexes adoptées	16
[H] 101.2.2 Annexes adoptées	16
101.3 Objet [R]	17
101.4 Codes référencés [R]	17
[H] 101.4 Codes référencés	17
101.4.1 Gaz [R]	17
101.4.2 Mécanique [R]	17
101.4.3 Plomberie	17
101.4.4 Entretien de la propriété [R]	17
101.4.5 Prévention des incendies [R]	18
101.4.6 Énergie [R]	18
SECTION 102 APPLICABILITÉ	18
102.1 Généralités [R]	18
102.2 Autres lois	18
102.3 Application des références [R]	18
102.4 Codes et normes référencés [R]	18
102.4.1 Conflits [R]	18
102.4.2 Dispositions des codes et normes référencés [R]	18
102.5 Invalidité partielle [R]	18
102.6 Structures existantes [R]	18
102.6.1 Bâtiments non occupés antérieurement [R]	18
102.6.2 Bâtiments précédemment occupés [R]	19
PARTIE 2 – ADMINISTRATION ET EXÉCUTION	19
[H] PARTIE 2 – ADMINISTRATION ET APPLICATION	19
SECTIONS 103 à 116	19
CHAPITRE 2 DÉFINITIONS	20
SECTION 201 GÉNÉRALITÉS	20

201.1 Portée [R]	20
201.2 Interchangeabilité [R]	20
201.3 Termes définis dans d'autres codes [R]	20
201.4 Termes non définis [R]	20
SECTION 202 DÉFINITIONS	20
[H] SECTION 202 DÉFINITIONS	20
CHAPITRE 3 CLASSIFICATION DE L' USAGE ET DE L'OCCUPATION	21
SECTION 301 CHAMP D'APPLICATION [R]	21
301.1 Généralités [R]	21
[H] 301.1 Généralités	21
SECTION 302 CLASSIFICATION D'OCCUPATION ET DÉSIGNATION D'USAGE [R]	22
302.1 Classe d'occupation [R]	22
[H] 302.1 Classe d'occupation [R]	22
302.2 Utiliser la désignation [R]	22
SECTION 304 BUREAUX / ACTIVITÉS COMMERCIALE B	22
304.1 Groupe d'activités B [R]	22
304.2 Tours de contrôle de la circulation aéroportuaire [R]	23
304.3 Établissements de soins ambulatoires [R]	23
304.4 Laboratoires d'enseignement supérieur [R]	23
SECTION 310 GROUPE RÉSIDENTIEL R [R]	23
310.1 Groupe résidentiel R [R]	23
310.2 Groupe résidentiel R-1 [R]	23
310.3 Groupe résidentiel R-2 [R]	23
310.4 Groupe résidentiel R-3 [R]	23
310.4.1 Établissements de soins à l'intérieur d'un logement [R]	24
310.4.2 Maisons d'hébergement [R]	24
310.5 Groupe résidentiel R-4 [R]	24
310.5.1 Condition 1 [R]	24
310.5.2 Condition 2 [R]	24
CHAPITRE 4 EXIGENCES PARTICULIÈRES DÉTAILLÉES BASÉES SUR L'USAGE ET L'OCCUPATION	25
SECTION 401 CHAMP D'APPLICATION [R]	25
401.1 Exigences détaillées en matière d'occupation et d'utilisation [R]	25
[H] 401.1 Exigences détaillées en matière d'occupation et d'utilisation [R]	25
SECTION 420 GROUPES I-1, R-1, R-2, R-3 ET R-4 [R]	25
420.1 Généralités [R]	25
420.2 Murs de séparation [R]	25
420.3 Séparation horizontale [R]	25
420.4 Système de gicleurs automatique [R]	26
420.5 Systèmes d'alarme incendie et avertisseurs de fumée [R]	26
420.6 Barrière coupe-fumée du groupe I-1, condition 2 [R]	26
420.6.1 Zone de refuge [R]	26
420.7 Logements de résidence-services du groupe I-1 [R]	26
420.8 Installations de cuisine du groupe I-1 [R]	26
420.9 Appareils de cuisson domestiques [R]	27
420.10 Installations de cuisine du groupe R [R]	27
420.11 Équipements de cuisine en dortoir du groupe R-2 [R]	27
420.11.1 Appareils de cuisson [R]	27

420.11.2 Appareils de cuisson dans les chambres à coucher [R]	27
CHAPITRE 5 HAUTEURS ET SUPERFICIES GÉNÉRALES DES BÂTIMENTS	28
SECTION 501 GÉNÉRALITÉS [R]	28
501.1 Portée [R]	28
SECTION 502 ADRESSE DU BÂTIMENT	28
SECTION 503 LIMITES GÉNÉRALES DE HAUTEUR ET DE SURFACE DES BÂTIMENTS	28
503.1 Généralités [R]	28
503.1.1 Établissements industriels spéciaux [R]	28
503.1.2 Bâtiments sur un même lot [R]	28
503.1.3 Construction de type I [R]	29
503.1.4 Toits occupés [R]	29
503.1.4.1 Éléments de clôture des zones de toit occupées [R]	29
SECTION 504 HAUTEUR DU BÂTIMENT ET NOMBRE D'ÉTAGES [R]	29
504.1 Généralités [R]	29
504.1.1 Bâtiments à superficie illimitée [R]	29
504.1.2 Dispositions particulières [R]	29
504.2 Occupation mixte [R]	29
504.3 Hauteur en pieds [R]	29
504.4 Nombre d'étages [R]	30
SECTION 505 MEZZANINES ET PLATEFORMES D'ÉQUIPEMENT	33
SECTION 506 SURFACE DES BÂTIMENTS [R]	33
506.1 Général [R]	33
506.1.1 Bâtiments à surface illimitée [R]	33
506.1.2 Dispositions particulières [R]	33
506.1.3 Sous-sols [R]	33
506.2 Détermination de la superficie autorisée [R]	33
506.2.1 Bâtiment à occupation unique [R]	33
506.2.2 Bâtiments à usage mixtes [R]	33
506.3 Augmentation de la façade [R]	34
506.3.1 Pourcentage minimum du périmètre [R]	34
SECTION 507 BÂTIMENTS À SURFACE ILLIMITÉE	37
SECTION 508 USAGE MIXTE ET OCCUPATION	37
SECTION 509 UTILISATIONS ACCESSOIRES	37
CHAPITRE 6 TYPES DE CONSTRUCTION	38
601.1 Portée [R]	38
SECTION 602 CLASSIFICATION DES CONSTRUCTIONS [R]	38
602.1 Généralités [R]	38
602.1.1 Exigences minimales [R]	38
602.2 Types I et II [R]	38
602.3 Type III [R]	38
602.4 Type IV	38
[H] 602.4 Type IV	38
602.5 Type V [R]	38
SECTION 603 MATÉRIAUX COMBUSTIBLES DANS LES CONSTRUCTIONS DE TYPES I ET II [R]	38
TABEAU 601	39
EXIGENCES EN MATIÈRE DE RÉSISTANCE AU FEU POUR LES ÉLÉMENTS DE BÂTIMENT	

(HEURES)	39
CHAPITRE 7 CARACTÉRISTIQUES DE PROTECTION CONTRE LE FEU ET LA FUMÉE	40
CHAPITRE 8 FINITIONS INTÉRIEURES	40
CHAPITRE 9 SYSTÈMES DE PROTECTION INCENDIE	40
CHAPITRE 10 MOYENS D'ÉVACUATION	40
CHAPITRE 11 ACCESSIBILITÉ	41
CHAPITRE 12 ENVIRONNEMENT INTÉRIEUR	41
CHAPITRE 13 EFFICACITÉ ÉNERGÉTIQUE	41
CHAPITRE 14 MURS EXTÉRIEURS	42
CHAPITRE 15 ASSEMBLAGES DE TOITURE ET STRUCTURES EN TOITURE	42
CHAPITRE 16 CONCEPTION STRUCTURELLE	43
SECTION 1601 GÉNÉRALITÉS [R]	43
1601.1 Portée [R]	43
[H] Chapitre 16 Conception structurelle	43
SECTION 1602 NOTATIONS [R]	43
1602.1 Notations	43
SECTION 1603 DOCUMENTS DE CONSTRUCTION [R]	44
SECTION 1604 EXIGENCES GÉNÉRALES DE CONCEPTION [R]	44
1604.1 Généralités [R]	44
1604.2 Capacité de charge [R]	44
1604.3 Capacité d'entretien (Déflexion) [R]	44
1604.3.1 Déflexions [R]	44
1604.3.2 Béton armé [R]	44
1604.3.3 Acier [R]	44
1604.3.4 Maçonnerie [R]	44
1604.3.5 Aluminium [R]	44
1604.3.6 Limites de déflexion [R]	44
1604.3.7 Support de verre dans la charpente [R]	44
1604.4 Analyse [R]	45
1604.5 Catégorie de risque [R]	45
1604.5.1 Locaux à usages multiples [R]	45
1604.6 Essais de charge in situ [R]	45
1604.7 Essais de charge avant construction [R]	45
1604.8 Ancrage [R]	45
1604.8.1 Généralités [R]	46
1604.8.2 Murs porteurs [R]	46
1604.8.3 Balcons / Terrasses [R]	46
1604.9 Détails relatifs au vent et aux séismes [R]	46
1604.10 Charges sur les abris de protection contre les intempéries [R]	46
SECTION 1605 COMBINAISONS DE CHARGES [R]	50
[H] Section 1605 Combinaisons de charges	50
1605.1 Généralités [R]	50
1605.1.1 Stabilité [R]	50
1605.2 Combinaisons alternatives de charges de calcul de contraintes admissibles [R]	50
SECTION 1606 CHARGES PERMANENTES [R]	51
1606.1 Généralités [R]	51
1606.2 Poids des matériaux de construction [R]	51
1606.3 Poids des équipements de service fixe [R]	51

1606.4 Systèmes de panneaux photovoltaïques [R]	51
1606.5 Toitures végétalisées et paysagères [R]	51
SECTION 1607 CHARGES D'EXPLOITATION	51
[H] Section 1607 Charges d'exploitation	51
1607.1 Généralités [R]	51
1607.2 Charges non spécifiées [R]	52
1607.3 Charges D'exploitation uniformes [R]	52
1607.4 Charges d'exploitation concentrées [R]	52
1607.5 Charges des cloisons [R]	52
1607.6 Héliports	52
1607.7 Garages pour véhicules de tourisme	52
1607.8 Chargements de véhicules lourds	52
1607.9 Charges sur les mains courantes, garde-corps, barres d'appui et sièges [R]	52
1607.9.1 Mains courantes et garde-corps [R]	52
1607.9.1.1 Charge concentrée [R]	52
1607.9.1.2 Charges des éléments de protection [R]	52
1607.9.2 Barres d'appui, sièges de douche et bancs accessibles [R]	52
1607.10 Barrières pour véhicules	53
1607.11 Charges d'impact	53
1607.12 Réduction des charges uniformes [R]	53
1607.12.1 Réduction uniforme de base des surcharges [R]	53
1607.12.1.1 Dalles unidirectionnelles [R]	53
1607.12.1.2 Charges d'exploitation [R]	54
1607.12.1.3 Garages pour véhicules de tourisme [R]	54
1607.12.2 Autre réduction uniforme des charges	54
1607.13 Répartition des charges au sol [R]	54
1607.14 Charges sur les toits [R]	54
1607.14.1 Répartition des charges sur le toit [R]	54
1607.14.2 Réduction des charges uniformes de toiture [R]	54
1607.14.2.1 Toits, auvents et marquises standards [R]	54
1607.14.2.2 Toits accessibles [R]	55
1607.14.3 Auvents et marquises	55
1607.14.4 Systèmes de panneaux photovoltaïques	55
1607.15 Charges de grue.	55
1607.16 Murs et cloisons intérieurs [R]	55
1607.16.1 Cloisons en tissu [R]	55
1607.16.2 Murs coupe-feu [R]	56
1607.17 Échelles fixes	56
1607.18 Salles de pile de bibliothèque	56
1607.19 Sièges pour usages d'assemblage	56
1607.20 Trottoirs, allées de véhicules et cours soumis au camionnage	56
1607.21 Marches d'escalier	56
1607.22 Greniers (attique) résidentiels	56
SECTION 1608 CHARGES DE NEIGE	60
[H] Section 1607 Charges de neige	60
SECTION 1609 CHARGES DE VENT [R]	60

[H] Section 1609 Charges de vent	60
1609.1 Exigences [R]	60
1609.1.1 Détermination des charges de vent [R]	60
1609.1.1.1 Applicabilité [R]	60
[H] Section 1609.1.1 Détermination des charges de vent	61
1609.2 Protection des ouvertures [R]	61
1609.2.1 Persiennes [R]	61
1609.2.2 Application de la norme ASTM E1996 [R]	61
1609.2.3 Portes de garage [R]	61
1609.3 Vitesse de base du vent de conception [R]	62
1609.3.1 Conversion de la vitesse du vent [R]	67
1609.4 Catégorie d'exposition [R]	67
1609.4.1 Directions et secteurs de vent [R]	67
1609.4.2 Catégories de rugosité de surface [R]	67
1609.4.3 Catégories d'exposition [R]	67
1609.5 Systèmes de toiture [R]	68
1609.5.1 Support de toit [R]	68
1609.5.2 Couvertures de toit [R]	68
1609.5.3 Tuile rigide	68
SECTION 1610 CHARGES DU SOL ET PRESSION HYDROSTATIQUE [R]	68
1610.1 Pressions latérales [R]	68
1610.2 Charges de soulèvement dues aux pressions hydrostatiques et aux sols expansifs [R]	68
SECTION 1611 CHARGES DE PLUIE [R]	69
1611.1 Charges de pluie de calcul [R]	69
1611.2 Instabilité stagnante [R]	70
1611.3 Drainage contrôlé [R]	70
SECTION 1612 CHARGES D'INONDATION [R]	70
1612.1 Généralités [R]	70
1612.2 Conception et construction [R]	70
1612.3 Établissement de zones inondables	70
1612.3.1 Élévations de crue de conception	70
1612.3.2 Détermination des impacts [R]	70
1612.4 Documentation sur les risques d'inondation [R]	70
SECTION 1613 CHARGES SISMQUES	72
[H] Section 1613 Charges sismiques	72
1613.1 Portée [R]	72
1613.2 Valeurs des mouvements sismiques du sol [R]	72
1613.2.1 Paramètres d'accélération cartographiés [R]	72
1613.2.2 Définitions de classe de site [R]	72
1613.2.3 Coefficients de site et paramètres de spectre de réponse en accélération ajustés [R]	72
[H] 1613.2.3 Coefficients de site et paramètres d'accélération spectrale maximale [R]	73
1613.2.4 Paramètres de spectre de réponse de conception [R]	73
1613.2.5 Détermination de la catégorie de conception sismique [R]	73
1613.2.5.1 Détermination d'une catégorie de conception sismique alternative [R]	74
1613.2.5.2 Procédure de conception simplifiée [R]	74
1613.3 Systèmes de panneaux photovoltaïques lestés [R]	74
SECTION 1614 CHARGES DE GLACE ATMOSPHÉRIQUE	77

[H] Section 1614 Charges de glace atmosphérique	77
SECTION 1615 CHARGES TSUNAMI	77
SECTION 1616 INTÉGRITÉ STRUCTURELLE [R]	77
[H] Section 1616 Intégrité structurelle	77
1616.1 Généralités [R]	77
1616.2 Structures à ossature [R]	77
1616.2.1 Structures à ossature en béton [R]	77
1616.2.2 Structure en acier, poutrelles ou structures composites acier-béton [R]	78
1616.2.2.1 Colonnes [R]	78
1616.2.2.2 Poutres [R]	78
1616.3 Structures de murs porteurs [R]	78
1616.3.1 Structures de murs en béton [R]	78
1616.3.2 Autres structures de murs porteurs [R]	78
1616.3.2.1 Liens longitudinaux [R]	78
1616.3.2.2 Liens transversaux [R]	79
1616.3.2.3 Attaches de périmètre [R]	79
1616.3.2.4 Attaches verticales [R]	79
CHAPITRE 17 ESSAIS STRUCTURELS ET INSPECTIONS SPÉCIALES	81
[H] Chapitre 17 Essais structurels et inspections spéciales	81
CHAPITRE 18 SOLS ET FONDATIONS	85
CHAPITRE 19 BÉTON	86
CHAPITRE 20 ALUMINIUM	86
CHAPITRE 21 MAÇONNERIE	86
CHAPITRE 22 ACIER	86
CHAPITRE 23 BOIS	87
CHAPITRE 24 VERRE ET VITRAGE	87
CHAPITRE 25 PLAQUES DE PLÂTRE ET PLÂTRE	87
CHAPITRE 26 PLASTIQUE	87
CHAPITRE 27 ÉLECTRIQUE	88
CHAPITRE 28 SYSTÈMES MÉCANIQUES	88
CHAPITRE 29 SYSTÈMES DE PLOMBERIE	88
CHAPITRE 30 ASCENSEURS ET SYSTÈMES DE TRANSPORT	89
CHAPITRE 31 CONSTRUCTION SPÉCIALE	89
CHAPITRE 32 EMPIÈTEMENTS SUR L'EMPRISE PUBLIQUE	89
CHAPITRE 33 MESURES DE SAUVEGARDE PENDANT LA CONSTRUCTION	89
CHAPITRE 34 STRUCTURES EXISTANTES	89
CHAPITRE 35 NORMES DE RÉFÉRENCE	90

Liste des figures et tableaux

TABLEAU 504.3	30
HAUTEUR ADMISSIBLE DU BÂTIMENT EN PIEDS AU-DESSUS DU NIVEAU DU SOL ^a	30
TABLEAU 504.4	31
NOMBRE ADMISSIBLE D'ÉTAGES AU-DESSUS DU PLAN DE RÉFÉRENCE ^{a,b}	31
TABLEAU 504.4—suite NOMBRE ADMISSIBLE D'ÉTAGES AU-DESSUS DU PLAN DE RÉFÉRENCE ^{a,b}	32
TABLEAU 506.2 FACTEUR DE SURFACE ADMISSIBLE (A,= NS, S1, S13R, S13D ou SM, selon le cas) EN PIEDS CARRÉES ^{a,b}	35
TABLEAU 506.2-suite	36
FACTEUR DE LA SUPERFICIE ADMISSIBLE (A,= NS, S1, S13R, S13D ou SM, selon le cas) EN PIED CARRÉES ^{a,b}	36
TABLEAU 506.3.3 FACTEUR D'AUGMENTATION DE LA FAÇADE ^a	37
TABLEAU 506.3.3.1 SECTION 507 BÂTIMENTS ^a	37
TABLEAU 1604.3 LIMITES DE FLÈCHE ^{a,b,c,h,il}	46
TABLEAU 1604.5 CATÉGORIE DE RISQUE DES BÂTIMENTS ET AUTRES STRUCTURES	48
TABLEAU 1607.12.1 FACTEUR D'ÉLÉMENT DE CHARGE D'EXPLOITATION, KL.L.	53
TABLEAU 1607.1 CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L0, ET CHARGES D'EXPLOITATION CONCENTRÉES MINIMALES	57
TABLEAU 1607.1-suite CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L0, ET CHARGES D'EXPLOITATION CONCENTRÉES MINIMALES	58
TABLEAU 1607.1-suite CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L0, ET CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES CONCENTRÉES	59
TABLEAU 1609.2 SCHÉMA DE FIXATION DE LA PROTECTION CONTRE LES DÉBRIS TRANSPORTÉS PAR LE VENT POUR LES PANNEAUX STRUCTURAUX EN BOIS ^{a,b,c,d}	62
Figure 1609.3(1) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque I - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 300 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.	63
Figure 1609.3(2) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque II - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 700 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.	64
Figure 1609.3(3) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque III - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 1700 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.	65
Figure 1609.3(4) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque IV - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 3000 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.	66
TABLEAU 1609.3.1 CONVERSIONS DE LA VITESSE DU VENT ^{a,b,c}	67
TABLE 1610.1 CHARGE LATÉRALE DU SOL	69

TABLEAU 1613.2.3(1) VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_{aa}	75
TABLEAU 1613.2.3(2) VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_{Va}	75
TABLEAU 1613.2.5(1) CATÉGORIE DE CONCEPTION SISMIQUE FONDÉE SUR L'ACCÉLÉRATION DE LA RÉPONSE EN COURTE PÉRIODE (0,2 SECONDE)	75
TABLEAU 1613.2.5(2) CATÉGORIE DE CONCEPTION SISMIQUE BASÉE SUR L'ACCÉLÉRATION DE LA RÉPONSE À LA PÉRIODE D'UNE SECONDE	75
Figure 1613.2.1(1) Accélérations de réponse spectrale (S_s) amorties à 5 %, 0,2 seconde pour une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans pour Haïti pour un site de classe B	76
Figure 1613.2.1(2) Accélération spectrale (S_1) avec un amortissement de 5 % et une période de 1,0 seconde, pour une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans, concernant un site de classe B en Haïti.	77
Figure 1616.3, Attaches longitudinales, périmétrale, transversales et verticales	80
TABLEAU 1705.2.3 INSPECTIONS SPÉCIALES REQUISES POUR LES POUTRELLES EN ACIER À ÂME AJOURÉE ET LES POUTRES À TREILLIS	81
TABLEAU 1705.3 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX EXIGÉS POUR LES CONSTRUCTIONS EN BÉTON	82
TABLEAU 1705.7 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES ÉLÉMENTS DE FONDATIONS PROFONDES ENFONCÉES	83
TABLEAU 1705.8 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES ÉLÉMENTS DE FONDATIONS PROFONDES COULÉS EN PLACE	83
TABLEAU 1705.5.3 INSPECTIONS SPÉCIALES REQUISES POUR LES CONSTRUCTIONS EN BOIS MASSIF	84
TABLEAU 1705.6 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES SOLS	84
TABLEAU 1705.13.7 INSPECTIONS REQUISES POUR LES SYSTÈMES DE RAYONNAGES DE STOCKAGE	84
TABLEAU 1806.2 VALEURS PORTANTES PRÉSUMÉES	85

AVIS DE DROIT D'AUTEUR

TOUS DROITS RÉSERVÉS. Le Code national du bâtiment d'Haïti : Partie 1 (CNBH Partie 1) consiste en un document d'application du code qui décrit l'application du Code international du bâtiment® 2021 (IBC®) en Haïti. Cette Partie 1 contient des parties substantielles du *2021 International Building Code (Code International du Bâtiment)*, qui est une œuvre enregistrée et protégée par droit d'auteur appartenant à l'International Code Council, Inc. (ICC – Conseil International du Code).

Le matériel protégé par droit d'auteur de l'ICC a été obtenu et reproduit avec permission. Sans l'autorisation écrite préalable de l'ICC, aucune partie du matériel protégé par l'ICC ne peut être reproduite, distribuée ou transmise, sous quelque forme ou par quelque moyen que ce soit, y compris, sans limitation, par voie électronique, optique ou mécanique (par exemple, mais sans s'y limiter, photocopie, impression ou enregistrement dans un système de stockage et de récupération d'informations).

Pour toute information concernant l'autorisation d'utilisation ou de reproduction des matériaux de l'ICC, veuillez contacter : Publications, 4051 West Flossmoor Road, Country Club Hills, IL 60478. Téléphone : 1-888-ICC-SAFE (422-7233).

Marques déposées : « International Code Council » (Conseil International du Code), « International Building Code » (Code International du Bâtiment) ainsi que les sigles « ICC », « IBC » et le logogramme ICC sont des marques commerciales et de service de l'ICC.

INTRODUCTION

Les dispositions de la Partie 1 du Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) pour tous les bâtiments et structures comprennent ce Document d'Application du Code IBC d'Haïti (DAC) et le Code International du Bâtiment de 2021 (IBC). Il s'applique à tous les nouveaux et anciens bâtiments et autres structures, de toute occupation autorisée.

Les dispositions qui sont incluses, exclues, modifiées, reproduites ou commentées sont identifiées comme suit :

1. « IBC S'applique » indique que la disposition s'applique sans modification. C'est la règle par défaut, donc elle s'applique même lorsqu'une disposition est omise - cela évite des entrées excessives. Les entrées « IBC S'applique » redondantes sont généralement incluses pour plus de clarté, lorsque des sous-sections adjacentes ont été modifiées.
2. « IBC Ne S'applique Pas » est utilisé pour désigner les dispositions qui ont été supprimées sans remplacement ou modification. Cela ne se produit pas très souvent. Lorsque des dispositions IBC (ou des codes/références standards IBC) ne sont pas appropriées pour une utilisation en Haïti, ou qu'elles doivent être ignorées ou modifiées, les concepteurs doivent clairement identifier ces changements dans la section des critères de conception des documents de construction du projet.
3. Le contenu protégé par le droit d'auteur de l'IBC (dispositions, tableaux, figures, équations, etc.) qui a été reproduit à partir de l'IBC pour des raisons de commodité, pour faciliter la référence facile est désigné par un [R] placé à la fin du titre de la disposition ou à la fin du titre du tableau/figure. La décision de reproduire une section de l'IBC était qualitative, visant uniquement à fournir une référence rapide pour les dispositions couramment utilisées. Cela ne change pas l'importance relative ou l'applicabilité d'autres dispositions de l'IBC non incluses. La version reproduite en français constitue une traduction destinée à en faciliter l'accès ; en cas de divergence ou d'incertitude technique, la version originale de l'IBC prévaut.
4. Lorsque des dispositions supplémentaires spécifiques à Haïti sont ajoutées, elles sont ajoutées à la fin du chapitre ou de la section concernée. Pour éviter des duplications conflictuelles dans les futures versions de l'IBC, elles sont numérotées différemment. Par exemple, une hypothétique section DAC IBC d'Haïti « Section 2115 Maçonnerie Chaînée » pourrait entrer en conflit avec une future section IBC 2115. Ainsi, elle devient « Section H2101 Maçonnerie Chaînée », qui apparaîtra toujours après la dernière section du Chapitre 21 de l'IBC dans les futures versions DAC d'Haïti ou IBC.
5. Des commentaires spécifiques à Haïti pour le DAC de l'IBC sont fournis en lien avec certaines dispositions. Ces commentaires sont indiqués par un [H] précédant le numéro du chapitre/section/figure/titre et sont inclus dans la table des matières du DAC. Ces commentaires sont séparés des commentaires de l'IBC 2021, qui sont indiqués par un [C].
6. Les dispositions de l'IBC modifiées par ce DAC sont donc celles qui ne portent pas de modificateur, c'est-à-dire sans [R], [H] ou modificateur de section H2101.
7. Du matériel source sélectionné provenant de l'ASCE/SEI 7-16 avec le Supplément 1 : Charges de Conception Minimales et Critères Associés pour les Bâtiments et Autres Structures (ASCE 7-16) a été traduit et inclus comme matériel de référence.
8. De même, du matériel source sélectionné provenant de l'ANSI/AWC WFCM-2018: Wood Frame Construction Manual for One- and Two-Family Dwellings (2018 WFCM) a été traduit et converti au système métrique et inclus comme matériel de référence. Le DAC IBC et certaines dispositions de la Partie 2 pour les petits bâtiments font référence au WFCM 2018. Ainsi, ce matériel est fourni en tant que document de référence distinct. Ce n'est pas une version complète du WFCM 2018, et les utilisateurs doivent également consulter le WFCM 2018 lorsqu'ils se réfèrent à la Partie 2 ou à l'IBC 2021.

Les DAC ou les codes ICC personnalisés développés pour une utilisation dans d'autres pays ont généralement constitué une traduction complète du code dans la langue locale et une conversion des unités américaines habituelles en unités métriques. L'IBC comprend déjà des unités métriques alternatives pour la plupart de son contenu, sauf pour quelques tableaux, donc la conversion métrique consiste principalement à supprimer les unités américaines habituelles et à arrondir pour plus de clarté. Cette tâche substantielle n'a pas été réalisée ici, car elle est mieux effectuée lors du développement de codes ICC personnalisés. L'IBC et tous les codes ICC incluent à la

fois des unités américaines habituelles et des unités métriques, ou fournissent des instructions pour la conversion métrique. Des tableaux de conversion sont inclus à la fin de ce document.

Ce DAC est basé sur l'IBC 2021. L'IBC 2024 a été publié mais n'est pas encore largement utilisé aux États-Unis. L'utilisation de l'IBC 2021 a permis d'inclure un plus grand nombre de contenus de référence prêts à l'emploi. Cela permet également un accès plus large aux normes de référence telles que l'ASCE 7-16 et l'AWC 2018 WFCM.

PRÉFACE (IBC)

DÉVELOPPEMENT (IBC) [R]

Cette édition 2021 présente le code tel qu'il a été publié initialement, avec des modifications reflétées dans les éditions de 2003 à 2018 et d'autres modifications approuvées par le processus d'élaboration du code de l'ICC jusqu'en 2019. Une nouvelle édition comme celle-ci est promulguée tous les 3 ans.

Ce code vise à établir des dispositions qui protègent adéquatement la santé, la sécurité et le bien-être du public ; qui n'augmentent pas inutilement les coûts de construction ; qui ne restreignent pas l'utilisation de nouveaux matériaux, produits ou méthodes de construction ; et qui n'accordent pas de traitement préférentiel à des types ou classes particuliers de matériaux, produits ou méthodes de construction.

TERMES EN ITALIQUE (IBC) [R]

Les termes en italique dans le texte du code, autres que les titres des documents, sont définis au chapitre 2. Les termes sélectionnés pour être mis en italique ont des définitions que l'utilisateur doit lire attentivement pour mieux comprendre le code. Lorsqu'elle est en italique, la définition du chapitre 2 s'applique. Si elles ne sont pas en italique, les définitions d'usage courant s'appliquent.

Remarque : Dans les sections 1903 à 1905, les italiques indiquent des dispositions qui diffèrent de l'ACI 318.

DISPOSITION ET FORMAT (IBC)

L'IBC, comme les autres codes publiés par ICC, est disposée et organisée pour suivre des étapes séquentielles qui se produisent généralement lors d'un examen ou d'une inspection d'un plan.

Le tableau suivant montre comment l'IBC est divisé. L'IBC contient des tableaux récapitulatifs supplémentaires de corrélation IFC, IMC et IPC. Le synopsis de chaque chapitre du CIB a été incorporé au début de chaque chapitre dans le DAC.

Résumé des sujets du chapitre IBC

<u>Chapitres</u>	<u>Sujets</u>
1–2	Administration et définitions
3	Classifications d'utilisation et d'occupation
4, 31	Exigences particulières pour des occupations ou des éléments spécifiques
5–6	Limites de hauteur et de superficie en fonction du type de construction
7–9	Exigences de résistance au feu et de protection
10	Conditions requises pour l'évacuation
11	Exigences spécifiques pour permettre l'utilisation et l'accès à un bâtiment pour les personnes handicapées
12-13, 27-30	Systèmes du bâtiment, tels que l'éclairage, la CVC, les appareils de plomberie, les ascenseurs
14-26	Composants structurels : performances et stabilité
32	Empiètement en dehors des limites de propriété
33	Mesures de sécurité pendant la construction
35	Normes référencées
Annexes A à O	Annexes

CHAPITRE 1 CHAMP D'APPLICATION ET ADMINISTRATION

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 1 établit les limites d'applicabilité du code et décrit comment le code doit être appliqué et respecté. Le chapitre 1 est composé de deux parties : Partie 1 — Portée et application (sections 101 à 102) et Partie 2 — Administration et application (sections 103 à 116). la section 101 identifie les bâtiments et les structures qui relèvent de sa compétence et fait référence à d'autres codes I, le cas échéant. Les normes et les codes sont couverts dans la mesure indiquée (voir la section 102.4).

Ce code est destiné à être adopté en tant que document juridiquement exécutoire et il ne peut être efficace sans des dispositions adéquates pour son administration et son application. Les dispositions du chapitre 1 établissent l'autorité et les devoirs du responsable du code nommé par l'autorité compétente et établissent également les droits et privilèges du concepteur professionnel, de l'entrepreneur et du propriétaire foncier. Le chapitre 1 concerne en grande partie le maintien d'une « procédure régulière » dans l'application des critères de performance des bâtiments contenus dans le corps du code.

PARTIE 1—PORTÉE ET APPLICATION

SECTION 101 CHAMP D'APPLICATION ET EXIGENCES GÉNÉRALES

101.1 Titre

Ce document d'application du code IBC Haïti (DAC), pris conjointement avec la version 2021 du Code international du bâtiment, sera dénommé Partie 1 du Code national du bâtiment d'Haïti, ci-après dénommé « ce code » ou « CNBH Partie 1 ». ».

101.2 Portée

Les dispositions de ce code s'appliquent à la construction, la modification, le déplacement, l'agrandissement, le remplacement, la réparation, l'équipement, l'utilisation et l'occupation, l'emplacement, l'entretien, l'enlèvement et la démolition de tout bâtiment ou structure ou de tout accessoire connecté ou attaché à ces bâtiments ou structures. .

Exceptions :

- 1 Maison individuelle ou bifamiliale *logements et maisons de ville* pas plus de trois étages au-dessus du niveau du sol en hauteur avec un séparé *moyens de sortie*, et leurs structures accessoires pas plus de trois étages au-dessus du niveau du sol en hauteur, doit être conforme à ce code ou au *Code résidentiel international*.
- 2 Bâtiments résidentiels et commerciaux détachés d'au plus deux étages au-dessus du niveau du sol de hauteur, et leurs structures accessoires ne dépassant pas deux étages au-dessus du niveau du sol en hauteur, doit être conforme à ce code ou aux exigences de CNBH Partie 1.

[H] 101.2 Portée

Toutes les restrictions sur l'utilisation de la partie 2 ne sont pas décrites ici. Par exemple, la partie 2 limite le rapport longueur/largeur du plan et les types d'occupation, restreint les irrégularités telles que les porte-à-faux ou les exigences complexes en matière d'électricité, de plomberie ou de système d'égouts. Ces restrictions sont couvertes dans la partie 2 et ne sont donc pas reproduites ici.

La préface décrit les trois voies vers la conformité, la partie 1 pour tous les bâtiments, ou la partie 2 ou l'IRC pour les petits bâtiments. Notez les différentes restrictions sur le nombre d'étages pour les exceptions Partie 2 et IRC. L'avant-propos permet également de concevoir des composants ou des systèmes de bâtiment individuels qui ne répondent pas aux limites de la partie 2 à l'aide de la partie 1 ou à l'aide de l'IRC si cela est autorisé.

101.2.1 Annexes [R]

Les dispositions des annexes ne s'appliquent pas sauf si elles sont spécifiquement adoptées.

101.2.2 Annexes adoptées

Les annexes A à O sont adoptées avec les modifications reflétées dans le présent document de candidature.

[H] 101.2.2 Annexes adoptées

Toutes les annexes ont été adoptées dans cette version de l'IBC DAC. Les versions ultérieures peuvent sélectionner un nombre limité ou inclure des modifications.

101.3 Objet [R]

Le but de ce code est d'établir les exigences minimales pour assurer un niveau raisonnable de sécurité, de santé et de bien-être général grâce à la résistance structurelle, aux moyens d'évacuation, à la stabilité, à l'assainissement, à l'éclairage et à la ventilation, aux économies d'énergie, et pour assurer un niveau de vie raisonnable. La sécurité et la protection des biens contre les risques d'incendie, d'explosion ou de conditions dangereuses, et pour assurer un niveau raisonnable de sécurité aux pompiers et aux intervenants d'urgence pendant les opérations d'urgence.

101.4 Codes référencés [R]

Les autres codes spécifiés dans les sections 101.4.1 à 101.4.7 et référencés ailleurs dans ce code doivent être considérés comme faisant partie des exigences de ce code dans la mesure prescrite de chacune de ces références.

[H] 101.4 Codes référencés

Il est reconnu que l'ensemble des codes ICC contiennent de nombreuses dispositions qui ne sont pas applicables en Haïti. Cependant, il n'est pas approprié de dire simplement que tous ces éléments « ne s'appliqueront pas », ou devront être « volontairement respectés », ou utilisés comme « éléments consultatifs », puisque certains projets devraient s'y conformer. Par exemple, un futur nouvel hôtel de luxe en cours de conception devrait probablement être conforme à la plupart, sinon à la plupart, des codes ICC puisque ces systèmes sont présents.

Comme décrit dans l'avant-projet, les projets non conformes aux codes ICC ou à certaines parties de l'IBC doivent l'indiquer dans leurs critères de conception qui font partie des documents de construction en vue d'un permis de construire. Le changement le plus courant consisterait à faire référence à la section appropriée des dispositions de la partie 2 lorsque celles-ci fournissent des indications suffisantes. La partie 2 contient des exigences relatives aux systèmes mécaniques, aux systèmes de plomberie, aux installations de gaz combustible, aux systèmes électriques et à la sécurité des chantiers de construction.

La section 101.4.3 a été modifiée pour faire référence au Code national de plomberie d'Haïti, qui est basé sur l'IPC.

101.4.1 Gaz [R]

Les dispositions du Code international du gaz combustible s'appliquent à l'installation des conduites de gaz à partir du point de livraison, des appareils à gaz et des accessoires associés tels que couverts par ce code. Ces exigences s'appliquent aux systèmes de tuyauterie de gaz s'étendant du point de livraison jusqu'aux connexions d'entrée des appareils ainsi qu'à l'installation et au fonctionnement des appareils à gaz résidentiels et commerciaux et des accessoires associés.

101.4.2 Mécanique [R]

Les dispositions du Code mécanique international s'appliquent à l'installation, aux modifications, aux réparations et au remplacement des systèmes mécaniques, y compris les équipements, appareils, installations, accessoires et accessoires, y compris les systèmes de ventilation, de chauffage, de refroidissement, de climatisation et de réfrigération, les incinérateurs et autres systèmes liés à l'énergie.

101.4.3 Plomberie

Les dispositions du Code National de Plomberie d'Haïti (CNPH) 2019 s'appliquent à l'installation, la modification, la réparation et le remplacement des systèmes de plomberie, y compris les équipements, appareils, accessoires, accessoires et accessoires, et lorsqu'ils sont connectés à un système d'eau ou d'égouts et à tous aspects d'un système de gaz médicaux. Les dispositions du Code international d'évacuation des eaux usées privées s'appliquent aux réseaux privés d'évacuation des eaux usées pour lesquels la CNPH reste silencieuse.

101.4.4 Entretien de la propriété [R]

Les dispositions du Code International de l'Entretien des Propriétés s'appliquent aux ouvrages et locaux existants ; équipements et installations; l'éclairage, la ventilation, le chauffage des locaux, l'assainissement,

les risques liés à la vie et à la sécurité incendie ; responsabilités des propriétaires, des exploitants et des occupants ; et l'occupation des locaux et des structures existants.

101.4.5 Prévention des incendies [R]

Les dispositions du Code international de prévention des incendies s'appliquent aux questions affectant ou liées aux structures, processus et locaux contre les risques d'incendie et d'explosion résultant du stockage, de la manipulation ou de l'utilisation de structures, matériaux ou dispositifs ; des conditions dangereuses pour la vie, la propriété ou le bien-être public lors de l'occupation de structures ou de locaux ; et de la construction, de l'extension, de la réparation, de la modification ou de l'enlèvement des systèmes d'extinction d'incendie, des systèmes de gicleurs automatiques et des systèmes d'alarme ou des risques d'incendie dans la structure ou dans les locaux d'occupation ou d'exploitation.

101.4.6 Énergie [R]

Les dispositions du Code international de conservation de l'énergie s'appliquent à toutes les questions régissant la conception et la construction de bâtiments destinés à l'efficacité énergétique.

101.4.7 Bâtiments existants [R]

Les dispositions de l'International Existing Building Code (IEBC) s'appliquent aux questions régissant la réparation, la modification, le changement d'usage, l'extension et le déplacement des bâtiments existants, sauf pour les prescriptions modifiées concernant le renforcement sismique au chapitre 34.

SECTION 102 APPLICABILITÉ

102.1 Généralités [R]

En cas de conflit entre une exigence générale et une exigence spécifique, l'exigence spécifique sera applicable. Lorsque, dans un cas spécifique, différentes sections de ce code spécifient différents matériaux, méthodes de construction ou autres exigences, la plus restrictive prévaudra.

102.2 Autres lois

Les dispositions de ce code ne seront pas considérées comme annulant les dispositions de la loi haïtienne.

102.3 Application des références [R]

Les références aux numéros de chapitre ou de section, ou à des dispositions non spécifiquement identifiées par un numéro, doivent être interprétées comme faisant référence à ce chapitre, section ou disposition de ce code.

102.4 Codes et normes référencés [R]

Les codes et normes référencés dans ce code doivent être considérés comme faisant partie des exigences de ce code dans la mesure prescrite de chacune de ces références et comme réglementé plus en détail dans les sections 102.4.1 et 102.4.2.

102.4.1 Conflits [R]

En cas de conflits entre les dispositions de ce code et les codes et normes référencés, les dispositions de ce code s'appliquent.

102.4.2 Dispositions des codes et normes référencés [R]

Lorsque l'étendue de la référence à un code ou à une norme référencé inclut un sujet qui entre dans le champ d'application de ce code ou des codes internationaux spécifiés à la section 101.4, les dispositions de ce code ou des codes internationaux spécifiés à la section 101.4, selon le cas, doivent ont préséance sur les dispositions du code ou de la norme référencé.

102.5 Invalidité partielle [R]

Dans le cas où une partie ou une disposition de ce code serait jugée illégale ou nulle, cela n'aura pas pour effet de rendre nulle ou illégale l'une des autres parties ou dispositions.

102.6 Structures existantes [R]

L'occupation légale de toute structure existant à la date d'adoption de ce code sera autorisée à se poursuivre sans changement, sauf dans les cas spécifiquement couverts par ce code, ou si cela est jugé nécessaire par le représentant de la municipalité locale pour la sécurité et le bien-être général de la population. les occupants et le public.

102.6.1 Bâtiments non occupés antérieurement [R]

Un bâtiment ou une partie de bâtiment qui n'a pas été précédemment occupé ou utilisé aux fins prévues conformément aux lois en vigueur au moment de son achèvement doit être conforme aux dispositions du

présent code ou du Code résidentiel international, selon le cas, pour nouvelle construction ou avec tout permis en cours pour une telle occupation.

102.6.2 Bâtiments précédemment occupés [R]

L'occupation légale de tout bâtiment existant à la date d'adoption de ce code doit être autorisée à se poursuivre sans changement, sauf disposition contraire spécifiquement prévue dans ce code, le Code international de prévention des incendies ou le Code international d'entretien des propriétés, ou si cela est jugé nécessaire par le bâtiment. responsable de la sécurité générale et du bien-être des occupants et du public.

PARTIE 2 – ADMINISTRATION ET EXÉCUTION

IBC s'applique pas

[H] PARTIE 2 – ADMINISTRATION ET APPLICATION

Le processus d'obtention, de délivrance et d'application des permis de construire en Haïti varie de celui décrit dans l'IBC.

Un permis de construire doit être obtenu par le demandeur auprès de la municipalité. La municipalité assure que les informations requises, dont le titre de propriété, sont fournies dans le dossier de demande, que la construction est conforme au code du bâtiment et que le terrain n'est pas situé dans une zone à risque ou protégée.

La municipalité doit transmettre le dossier de demande au Ministère des Travaux Publics, des Transports et de la Communication (MTPTC) et obtenir un avis technique positif avant de délivrer le permis de construire.

Aucune construction ne peut débuter avant que le permis de construire, comprenant l'avis technique positif du MTPTC, n'ait été délivré et que les redevances fixées par la loi n'aient été payées.

La démarche est décrite dans la partie 2 (section 0.5) du CNBH pour les petits bâtiments mais il sera aussi approprié de se référer à cette même section de la Partie 2 (Section 0.5) pour de nombreux bâtiments. En revanche, pour certains grands projets, les dispositions IBC peuvent être plus appropriées, même si celles-ci n'ont pas été révisées dans l'édition CNBH 2025.

Les projets utilisant le CNBH Partie 1 ou l'IRC 2021 doivent contacter la municipalité ou le MTPTC pendant la conception pour obtenir un accord sur les exigences spécifiques en matière d'administration et d'application.

SECTIONS 103 à 116

Ne s'applique pas

CHAPITRE 2 DÉFINITIONS

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Les codes, de par leur nature même, sont des documents techniques. Chaque mot, terme et signe de ponctuation peut ajouter ou modifier le sens d'une exigence technique. Il est nécessaire de maintenir un consensus sur la signification spécifique de chaque terme contenu dans le code. Le chapitre 2 remplit cette fonction en indiquant clairement ce que signifient des termes spécifiques aux fins du code.

SECTION 201 GÉNÉRALITÉS

201.1 Portée [R]

Sauf indication expresse contraire, les mots et termes suivants auront, aux fins de ce code, la signification indiquée dans ce chapitre.

201.2 Interchangeabilité [R]

Les mots utilisés au présent incluent le futur ; les mots exprimés au masculin incluent le féminin et le neutre ; le nombre singulier comprend le pluriel et le pluriel, le singulier.

201.3 Termes définis dans d'autres codes [R]

Lorsque les termes ne sont pas définis dans ce code et sont définis dans le International Energy Conservation Code (Code international de conservation de l'énergie), International Fuel Gas Code (le Code international du gaz combustible), International Fire Code (le Code international de prévention des incendies), International Mechanical Code (le Code mécanique international) or International Plumbing Code (le Code international de plomberie), ou, ces termes auront la signification qui leur est attribuée dans ces codes.

201.4 Termes non définis [R]

Lorsque les termes ne sont pas définis par les méthodes autorisées par la présente article, ces termes auront des significations habituellement acceptées telles que celles que le contexte implique.

SECTION 202 DÉFINITIONS

IBC s'applique

[H] SECTION 202 DÉFINITIONS

Il faut se reporter au code IBC 2021 complet si des termes définis ne sont pas clairs. Il est recommandé que les futures révisions du CNBH envisagent un examen approfondi des définitions du CIB dans cette section, y compris leur traduction française et leur équivalent haïtien le cas échéant.

CHAPITRE 3 CLASSIFICATION DE L' USAGE ET DE L'OCCUPATION

Note utilisateur :

À propos de ce chapitre : Le chapitre 3 prévoit la classification des bâtiments, structures et parties de ceux-ci selon le ou les usages auxquels ils sont destinés. La section 302 identifie les groupes dans lesquels tous les bâtiments, structures et parties de ceux-ci doivent être classés. Les sections 303 à 312 identifient les caractéristiques d'occupation propres à chaque groupe de classification. Dans certaines sections, des classifications spécifiques ayant des exigences communes sont organisées collectivement de sorte qu'un terme s'applique à toutes. Par exemple, les groupes A-1, A-2, A-3, A-4 et A-5 sont des groupes individuels pour les bâtiments de type assemblée. Le terme général « **Groupe A** » inclut toutefois chacun de ces groupes individuels. Les autres groupes comprennent : Bureaux / Activités commerciales (**B – Business**), Établissements éducatifs (**E – Educational**), Usines / Industries légères et lourdes (**F-1, F-2 – Factory**), Risque élevé (**H-1, H-2, H-3, H-4, H-5 – High Hazard**), Institutions / Établissements institutionnels (**I-1, I-2, I-3, I-4 – Institutional**), Commerces / Espaces marchands (**M – Mercantile**), Résidentiel (**R-1, R-2, R-3, R-4 – Residential**), Stockage / Entrepôts (**S-1, S-2 – Storage**) et Services / Utilités (**U – Utility**).

Dans certaines occupations, un chiffre plus petit signifie un risque plus élevé, mais ce n'est pas toujours le cas.

La définition de l'usage des bâtiments est très importante car elle fixe le cadre pour les chapitres restants du code. L'occupation fonctionne avec les exigences de hauteur, de superficie et de type de construction des chapitres 5 et 6, ainsi que les dispositions spéciales du chapitre 4, pour déterminer le « **risque équivalent** », c'est-à-dire fournir un niveau raisonnable de protection ou de sécurité des occupants des bâtiments. La détermination du risque équivalent implique trois considérations interdépendantes : (1) le niveau de danger d'incendie associé à l'occupation spécifique de l'établissement ; (2) la réduction du risque d'incendie par la limitation de la superficie et de la hauteur du bâtiment selon la charge combustible (contenus combustibles et composants constructifs inflammables) ; et (3) le niveau de résistance globale au feu fourni par le type de construction utilisé pour le bâtiment. Plus les dangers d'incendie potentiels sont élevés selon le groupe, moins les limites de hauteur et de superficie autorisées pour un type de construction particulier sont élevées.

La classification des occupations joue également un rôle clé dans l'organisation et la prescription des mesures de protection appropriées. Ainsi, les exigences seuils pour la protection contre l'incendie et les systèmes d'évacuation sont basées sur la classification des occupations (voir chapitres 9 et 10). D'autres sections du code contiennent également des exigences relatives à la classification des groupes de bâtiments. Par exemple, la section 706 spécifie les exigences de résistance au feu des murs coupe-feu liées à la classification des bâtiments, et la section 803.11 contient les exigences relatives aux finitions intérieures dépendant de la classification d'occupation. L'usage de l'espace, plutôt que l'occupation du bâtiment, est utilisé pour déterminer la charge d'occupation (section 1004) et les charges d'exploitation (section 1607).

Au cours de la vie utile d'un bâtiment, les activités dans le bâtiment évolueront et changeront. Lorsque les dispositions du code traitent différemment certains usages, passer d'une activité à une autre ou d'un niveau d'activité à un autre constitue, par définition, un **changement d'occupation**. La nouvelle occupation doit être conforme aux dispositions applicables.

SECTION 301 CHAMP D'APPLICATION [R]

301.1 Généralités [R]

Les dispositions de ce chapitre contrôlent la classification de tous les bâtiments et structures quant à leur occupation et utilisation. Différentes classifications d'occupation et d'utilisation représentent différents niveaux de danger et de risque pour les occupants du bâtiment et les propriétés adjacentes.

[H] 301.1 Généralités

Les classifications d'occupation constituent une partie importante des codes IBC et ICC et apparaissent tout au long du document. Les informations sur les classes d'occupation résidentielle sont reproduites ici car elles sont les plus courantes.

Les dispositions CNBH Partie 2 autorisent une utilisation commerciale limitée des zones du rez-de-chaussée.

SECTION 302 CLASSIFICATION D'OCCUPATION ET DÉSIGNATION D'USAGE [R]

302.1 Classe d'occupation [R]

La classe d'occupation est la désignation formelle du but principal du bâtiment, de la structure ou d'une partie de celle-ci. Les structures doivent être classées dans un ou plusieurs des groupes d'occupation spécifiés dans cette section, en fonction de la nature des dangers et des risques pour les occupants du bâtiment généralement associés à l'objectif prévu du bâtiment ou de la structure. Une zone, une pièce ou un espace destiné à être occupé à différents moments pour des fins différentes doit respecter toutes les exigences applicables associées à ce potentiel d'utilisation multiple. Les structures contenant plusieurs groupes d'occupation doivent se conformer à la section 508. Lorsqu'une structure est proposée à un but qui n'est pas spécifié dans cette section, cette structure doit être classée dans l'occupation qui lui ressemble le plus, en fonction de la sécurité incendie et du risque relatif. Les toits occupés doivent être classés dans le groupe dont l'occupation ressemble le plus, selon la sécurité incendie et le risque relatif, et doivent se conformer à la section 503.1.4.

1. Assemblée (voir section 303) : Groupes A-1, A-2, A-3, A-4 et A-5.
2. Bureaux / Activités commerciales (voir la section 304) : Groupe B.
3. Établissements éducatifs (voir la section 305) : Groupe E.
4. Usines / Industries légères et lourdes (voir section 306) : groupes F-1 et F-2.
5. Risque élevé (voir la section 307) : Groupes H-1, H-2, H-3, H-4 et H-5.
6. Institutions / Établissements institutionnels (voir section 308) : Groupes I-1, I-2, I-3 et I-4.
7. Commerces / Espaces marchands (voir la section 309) : Groupe M.
8. Résidentiel (voir section 310) : Groupes R-1, R-2, R-3 et R-4.
9. Stockage / Entrepôts (voir section 311) : Groupes S-1 et S-2.
10. Services / Utilités (voir la section 312) : Groupe U.

[H] 302.1 Classe d'occupation [R]

L'occupation du groupe Résidentiel R (section 310) et l'occupation du groupe Commerce B sont répliquées à partir de l'IBC. Ce sont les occupations autorisées dans CNBH Partie 2 pour une partie du niveau d'entrée du rez-de-chaussée.

302.2 Utiliser la désignation [R]

Les groupes d'occupation comprennent des usages subordonnés présentant des dangers et des risques similaires pour les occupants des bâtiments. Les usages incluent, mais ne se limitent pas à, ces désignations fonctionnelles spécifiées dans les descriptions de groupes d'occupation à la section 302.1. Certains usages nécessitent des limitations et des contrôles spécifiques conformément aux dispositions du chapitre 4 et ailleurs dans ce code.

SECTION 304 BUREAUX / ACTIVITÉS COMMERCIALE B

304.1 Groupe d'activités B [R]

L'occupation du groupe Bureaux / Activités commerciales B comprend, entre autres, l'utilisation d'un bâtiment ou d'une structure, ou d'une partie de celui-ci, pour des transactions de bureau, professionnelles ou de type service, y compris le stockage de dossiers et de comptes. Les occupations professionnelles doivent inclure, sans s'y limiter, les éléments suivants :

Tours de contrôle du trafic aéroportuaire
Établissements de soins ambulatoires
Cliniques vétérinaires, chenils et fourrières

Banques

Salons de coiffure et de beauté

Lavage de voiture

Administration civique

Clinique, ambulatoire

Pressing et blanchisseries : stations de retrait et de livraison et libre-service

Occupations éducatives pour les étudiants au-dessus de la 12^e année, y compris laboratoires d'enseignement supérieur

Traitement électronique des données

Établissements de transformation des aliments et cuisines commerciales non associés à des restaurants, cafétérias et établissements de restauration similaires d'une superficie maximale de 2 500 pieds carrés (232 m²) dans la zone
Laboratoires : essais et recherche
Salles d'exposition de véhicules automobiles
Bureaux de poste
Imprimeries
Services professionnels (architectes, avocats, dentistes, médecins, ingénieurs, etc.)
Stations de radio et de télévision
Centraux téléphoniques
Formation et développement des compétences en dehors d'une école ou d'un programme académique (cela doit inclure, sans toutefois s'y limiter, les centres de tutorat, les studios d'arts martiaux, la gymnastique et les utilisations similaires, quel que soit l'âge servi, et lorsqu'ils ne sont pas classés comme occupation du groupe A)

304.2 Tours de contrôle de la circulation aéroportuaire [R]

Les tours de contrôle de la circulation aéroportuaire doivent être conformes à la section 412.2.

304.3 Établissements de soins ambulatoires [R]

Les établissements de soins ambulatoires doivent être conformes à la section 422.

304.4 Laboratoires d'enseignement supérieur [R]

Les laboratoires d'enseignement supérieur doivent être conformes à la section 428.

SECTION 310 GROUPE RÉSIDENTIEL R [R]

310.1 Groupe résidentiel R [R]

Le groupe résidentiel R comprend, entre autres, l'utilisation d'un bâtiment ou d'une structure, ou d'une partie de celui-ci, à des fins de couchage lorsqu'il n'est pas classé comme groupe institutionnel I ou lorsqu'il n'est pas réglementé par le *Code résidentiel international*. Les usages du groupe R non construits conformément aux *Code résidentiel international* tel que permis par les sections 310.4.1 et 310.4.2 doivent être conformes à la section 420.

310.2 Groupe résidentiel R-1 [R]

Occupations résidentielles du groupe R-1 contenant des *unités de couchage* où les occupants sont principalement *transitoire* dans la nature, notamment :

- Pensions (transitoire) avec plus de 10 occupants
- Installations de vie collective (transitoire) avec plus de 10 occupants
- Hôtels (transitoire)
- Motels (transitoire)

310.3 Groupe résidentiel R-2 [R]

Occupations résidentielles du groupe R-2 contenant des unités de couchage ou plus de deux unités d'habitation où les occupants sont principalement de nature permanente, notamment :

- Immeubles d'appartements
- Installations de vie collective (non transitoire) avec plus de 16 occupants
- Pensions (non transitoire)
- Couvents
- Dortoirs
- Fraternités et sororités
- Hôtels de monastères (non transitoires)
- Unités de vie/travail
- Motels et hôtel (non transitoires)
- Propriétés de vacances en multipropriété

310.4 Groupe résidentiel R-3 [R]

Usages résidentiels du groupe R-3 dont les occupants sont principalement de nature permanente et non classés dans les groupes R-1, R-2, R-4 ou I, notamment :

Bâtiments ne contenant pas plus de deux unités d'habitation
Établissements de soins qui offrent un hébergement à cinq personnes ou moins recevant des soins
Installations de vie collective (non transitoire) avec 16 occupants ou moins
Pensions (non transitoire)
Couvents
Dortoirs
Fraternités et sororités
Monastères
Installations de vie collective (transitoire) avec 10 occupants ou moins
Pensions (transitoire)
Maisons d'hébergement (transitoire) avec cinq ou moins chambres d'hôtes et 10 occupants ou moins

310.4.1 Établissements de soins à l'intérieur d'un logement [R]

Les établissements de soins pour cinq personnes ou moins recevant des soins et situés dans une habitation unifamiliale sont autorisés à se conformer aux *Code résidentiel international* à condition qu'un système de *gicleurs automatique* installé conformément à la section 903.3.1.3 ou à la section P2904 du *Code résidentiel international (IRC)*.

310.4.2 Maisons d'hébergement [R]

Occupé par le propriétaire *maisons d'hébergement* avec cinq ou moins *chambres d'hôtes* et 10 occupants au total ou moins doivent être autorisés à être construits conformément aux *Code résidentiel international*, à condition qu'un système de *gicleurs automatique* soit installé conformément à la section 903.3.1.3 ou à la section P2904 du *Code résidentiel international (IRC)*.

310.5 Groupe résidentiel R-4 [R]

L'occupation résidentielle du groupe R-4 doit inclure les bâtiments, les structures ou des parties de ceux-ci pour plus de cinq mais pas plus de 16 personnes, à l'exclusion du personnel, qui résident sur un *Base de 24 heures* dans un environnement résidentiel surveillé et recevoir *soins de garde*. Les bâtiments du groupe R-4 doivent être classés selon l'une des conditions d'occupation spécifiées à la section 310.5.1 ou 310.5.2. Ce groupe comprendra, sans toutefois s'y limiter, les éléments suivants :

- Centres d'alcoolisme et de toxicomanie
- Résidences-services
- Établissements de soins collectifs
- Foyers de groupe
- Maisons de transition
- Pensions et établissements de soins
- Centres de réinsertion sociale

Les usages du groupe R-4 doivent répondre aux exigences de construction telles que définies pour le groupe R-3, sauf disposition contraire du présent code.

310.5.1 Condition 1 [R]

Cette condition d'occupation comprend les bâtiments dans lesquels toutes les personnes recevant *soins de garde*, sans aucune aide, sont capables de répondre à une situation d'urgence pour terminer l'évacuation du bâtiment.

310.5.2 Condition 2 [R]

Cette condition d'occupation comprend les bâtiments dans lesquels se trouvent des personnes recevant *soins de garde* qui ont besoin d'une assistance verbale ou physique limitée pour répondre à une situation d'urgence afin de terminer l'évacuation du bâtiment.

CHAPITRE 4 EXIGENCES PARTICULIÈRES DÉTAILLÉES BASÉES SUR L'USAGE ET L'OCCUPATION

Note utilisateur :

À propos de ce chapitre : Le chapitre 4 contient les exigences pour la protection des utilisations et occupations spéciales, qui sont complémentaires au reste du code. Le chapitre 4 contient des dispositions qui peuvent modifier les exigences trouvées ailleurs dans le code ; cependant, les exigences générales du code s'appliquent toujours, sauf si elles sont modifiées dans le chapitre. Par exemple, les limitations de hauteur et de superficie établies dans le chapitre 5 s'appliquent à toutes les occupations spéciales, à moins que le chapitre 4 ne contienne des limitations de hauteur et de superficie. Dans ce cas, les limitations du chapitre 4 remplacent celles des autres sections. Un exemple de cela est les limitations de hauteur et de superficie pour les garages de stationnement ouverts données dans la section 406.5.4, qui remplacent les limitations données dans les sections 504 et 506.

Dans certains cas, il peut ne pas être nécessaire d'appliquer les dispositions du chapitre 4. Par exemple, si un bâtiment de centre commercial couvert respecte les dispositions du code pour le groupe M, la section 402 ne s'applique pas ; cependant, d'autres sections qui traitent d'une utilisation, d'un processus ou d'une opération doivent être appliquées à cette occupation spécifique, telles que les scènes et plateformes, les bâtiments de loisirs spéciaux et les matériaux dangereux (sections 410, 411 et 414).

Le chapitre comprend des exigences pour les bâtiments et les conditions qui s'appliquent à un ou plusieurs groupes, tels que les bâtiments de grande hauteur, les bâtiments souterrains ou les atriums. Les utilisations spéciales peuvent également impliquer des occupations et opérations spécifiques, telles que pour le groupe H, matériaux dangereux, application de finitions inflammables, salles de séchage, revêtements organiques et stockage combustible ou salles de gaz combustible d'hydrogène, toutes coordonnées avec l'IFC. Une attention particulière est accordée aux zones d'utilisation spéciale, telles que les bâtiments de centre commercial couvert, les occupations liées aux véhicules à moteur, les bâtiments de loisirs spéciaux et les occupations liées à l'aviation. Des installations spéciales au sein d'autres occupations sont également prises en compte, telles que les scènes et plateformes, les salles de projection de films, les structures de jeux pour enfants et les refuges anti-tempête. Enfin, afin que l'ensemble des caractéristiques de protection soit facilement compris, des considérations uniques pour des occupations spécifiques sont abordées : groupes I-1, I-2, I-3, R-1, R-2, R-3 et R-4 ; ainsi que les établissements de soins ambulatoires et les unités de vie/travail.

SECTION 401 CHAMP D'APPLICATION [R]

401.1 Exigences détaillées en matière d'occupation et d'utilisation [R]

En plus des exigences d'occupation et de construction de ce code, les dispositions de ce chapitre s'appliquent aux occupations et aux usages décrits ici.

[H] 401.1 Exigences détaillées en matière d'occupation et d'utilisation [R]

Les exigences de classification professionnelle constituent une partie importante des codes IBC et ICC. Les informations sur l'occupation résidentielle sont reproduites ici car elles sont les plus courantes.

SECTION 420 GROUPES I-1, R-1, R-2, R-3 ET R-4 [R]

420.1 Généralités [R]

Les occupations des groupes I-1, R-1, R-2, R-3 et R-4 doivent être conformes aux dispositions des sections 420.1 à 420.11 et aux autres dispositions applicables de ce code.

420.2 Murs de séparation [R]

Les murs séparant les unités d'habitation dans le même bâtiment, les murs séparant les unités de couchage dans le même bâtiment et les murs séparant les unités d'habitation ou de couchage des autres usages qui leur sont contigus dans le même bâtiment doivent être construits comme cloisons coupe-feu conformément à la section 708.

420.3 Séparation horizontale [R]

Les planchers séparant les logements dans les mêmes bâtiments, les planchers séparant les unités de couchage dans le même bâtiment et les planchers séparant les logements ou les couchages des autres usages qui leur sont

contigus dans le même bâtiment doivent être construits comme des assemblages horizontaux conformément à la section 711.

420.4 Système de gicleurs automatique [R]

Les usages du groupe R doivent être équipés partout d'un système de sprinkleurs automatique conformément à la section 903.2.8. Les usages du groupe I-1 doivent être équipés partout d'un système de sprinkleurs automatique conformément à la section 903.2.6. Des sprinkleurs automatiques à réponse rapide ou résidentielle doivent être installés conformément à la section 903.3.2.

420.5 Systèmes d'alarme incendie et avertisseurs de fumée [R]

Des systèmes d'alarme incendie et des détecteurs de fumée doivent être fournis dans les usages des groupes I-1, R-1 et R-2 conformément aux sections 907.2.6, 907.2.8 et 907.2.9, respectivement. Des avertisseurs de fumée à poste unique ou multiple doivent être fournis dans les groupes I-1, R-2, R-3 et R-4 conformément à la section 907.2.11.

420.6 Barrière coupe-fumée du groupe I-1, condition 2 [R]

Des barrières coupe-fumée doivent être fournies dans le groupe I-1, condition 2 pour subdiviser chaque étage utilisé par les personnes recevant des soins, des traitements ou dormant et pour fournir d'autres étages pouvant accueillir 50 personnes ou plus, en au moins deux compartiments anti-fumée. Ces étages doivent être divisés en compartiments anti-fumée d'une superficie maximale de 22 500 pieds carrés (2 092 m²) et la distance parcourue depuis n'importe quel point d'un compartiment anti-fumée jusqu'à une barrière coupe-fumée ne doit pas dépasser 200 pieds (60 960 mm). Le pare-fumée doit être conforme à la section 709.

420.6.1 Zone de refuge [R]

Des zones de refuge doivent être prévues dans chaque compartiment de fumée. La taille de la zone de refuge doit accueillir les occupants et les bénéficiaires de soins du compartiment de fumée adjoignant. Lorsqu'un compartiment de fumée est adjoignant à deux ou plusieurs compartiments de fumée, la superficie minimale de la zone de refuge doit accueillir le plus grand nombre d'occupants des compartiments adjacents. La taille de la zone de refuge doit fournir les éléments suivants :

1. Au moins 15 pieds carrés nets (1,4 m²) pour chaque bénéficiaire de soins.
2. Pas moins de 6 pieds carrés nets (0,56 m²) pour les autres occupants.

Les zones ou espaces pouvant être inclus dans le calcul de la zone de refuge sont les couloirs, les salons ou les salles à manger et autres zones à faible risque.

420.7 Logements de résidence-services du groupe I-1 [R]

Dans les établissements du groupe I-1, où un couloir coupe-feu est prévu dans les zones où sont hébergés des résidents de résidences-services, les espaces de vie partagés, les espaces de réunion de groupe ou les espaces thérapeutiques polyvalents ouverts sur le couloir doivent être conformes à tous les critères suivants :

1. Les murs et les plafonds de l'espace sont construits selon les besoins des couloirs.
2. Les espaces ne sont pas occupés comme chambres de résidents, salles de traitement, utilisations accessoires conformément à la section 509 ou utilisations dangereuses.
3. L'espace ouvert est protégé par un système de détection automatique d'incendie installé conformément à la section 907.
4. Dans le groupe I-1, condition 1, les couloirs sur lesquels s'ouvrent les espaces sont protégés par un système de détection automatique d'incendie installé conformément à la section 907, ou les espaces sont équipés partout de gicleurs à réponse rapide conformément à la section 903.3.2.
5. Dans le groupe I-1, condition 2, les couloirs sur lesquels ouvrent les espaces, dans un même compartiment de fumée, sont protégés par un système de détection automatique d'incendie installé conformément à la section 907, ou le compartiment de fumée dans lequel se trouvent les espaces est équipé partout avec des gicleurs à réponse rapide conformément à la section 903.3.2.
6. L'espace est aménagé de manière à ne pas gêner l'accès aux sorties requises.

420.8 Installations de cuisine du groupe I-1 [R]

Dans les usages du groupe I-1, les pièces ou espaces qui contiennent une installation de cuisine avec des appareils de cuisson domestiques doivent pouvoir être ouverts sur le couloir lorsque tous les critères suivants sont remplis :

1. Dans les établissements du groupe I-1, condition 1, le nombre de bénéficiaires de soins desservis par une installation de cuisine ne doit pas dépasser 30.

2. Dans les établissements du groupe I-1, condition 2, le nombre de bénéficiaires de soins desservis par une installation de cuisine et dans le même compartiment de fumée ne doit pas être supérieur à 30.
3. L'espace contenant les équipements de cuisine doit être aménagé de manière à ne pas gêner l'accès à la sortie requise.
4. Les appareils de cuisson doivent être conformes à la section 420.9.

420.9 Appareils de cuisson domestiques [R]

Dans les usages du groupe I-1, l'installation des appareils de cuisson utilisés dans les installations de cuisine domestiques doit être conforme à tous les éléments suivants :

1. Les types d'appareils de cuisson autorisés doivent être limités aux fours, tables de cuisson, cuisinières, réchauds et micro-ondes.
2. Les hottes de cuisson domestiques installées et construites conformément à la section 505 du Code mécanique international doivent être placées au-dessus des tables de cuisson ou des cuisinières.
3. Les tables de cuisson et les cuisinières doivent être protégées conformément à la section 904.14.
4. Une coupure de l'alimentation en carburant et en électricité de l'équipement de cuisson doit être prévue dans un endroit auquel seul le personnel a accès.
5. Une minuterie doit être prévue pour désactiver automatiquement les appareils de cuisson dans un délai ne dépassant pas 120 minutes.
6. Un extincteur portatif doit être fourni. L'installation doit être conforme à la section 906 et l'extincteur doit être situé à une distance de 30 pieds (9 144 mm) de chaque appareil de cuisson domestique.

Exceptions :

1. Les installations de cuisine fournies dans les logements individuels des bénéficiaires de soins ne sont pas tenues de se conformer à cette section.
2. Les tables de cuisson et les cuisinières utilisées pour la formation des bénéficiaires de soins ou les conseils nutritionnels ne sont pas tenues d'être conformes au point 3 de cette section.

420.10 Installations de cuisine du groupe R [R]

Dans les occupations du groupe R, les appareils de cuisson utilisés pour les opérations de cuisson domestiques doivent être conformes à la section 917.2 du Code mécanique international.

420.11 Équipements de cuisine en dortoir du groupe R-2 [R]

Les appareils de cuisson domestiques destinés à être utilisés par les résidents des dortoirs universitaires du groupe R-2 doivent être conformes aux sections 420.11.1 et 420.11.2.

420.11.1 Appareils de cuisson [R]

Lorsqu'ils sont situés dans les dortoirs universitaires du groupe R-2, les appareils de cuisson domestiques destinés à être utilisés par les résidents doivent être conformes à tous les éléments suivants :

1. Les types d'appareils de cuisson domestiques doivent être limités aux fours, tables de cuisson, cuisinières, réchauds, cafetières et micro-ondes.
2. Les appareils de cuisson domestiques doivent être limités aux emplacements approuvés.
3. Les tables de cuisson et les cuisinières doivent être protégées conformément à la section 904.14.
4. Les tables de cuisson et les cuisinières doivent être équipées d'une hotte de cuisson domestique installée et construite conformément à la section 505 du Code mécanique international.

420.11.2 Appareils de cuisson dans les chambres à coucher [R]

Les tables de cuisson, cuisinières et fours ne doivent pas être installés ou utilisés dans les chambres à coucher.

CHAPITRE 5 HAUTEURS ET SUPERFICIES GÉNÉRALES DES BÂTIMENTS

Note de l'utilisateur :

À propos de ce chapitre : Le chapitre 5 contient les dispositions qui régulent le type minimum de construction pour les limites de surface et de hauteur en fonction de l'occupation du bâtiment. Des augmentations de hauteur et de surface (y compris des tolérances pour les sous-sols, les mezzanines et les plateformes d'équipement) sont autorisées en fonction de l'accès ouvert pour les interventions des pompiers, de la séparation et du type de protection par gicleur fourni (Sections 503-506, 510). Ces seuils sont réduits pour les bâtiments de plus de trois étages, conformément aux Sections 506.2.1 et 506.2.2. Les dispositions incluent la protection et/ou la séparation des usages accessoires (Tableau 509.1), des occupations accessoires (Section 508.2) et des usages mixtes dans le même bâtiment (Sections 506.2.2, 508.3, 508.4 et 510). Des bâtiments à surface illimitée sont autorisés dans certaines occupations lorsqu'ils respectent des dispositions spécifiques (Section 507). Les unités de vie/travail sont prévues à la Section 508.5.

Les tableaux 504.3, 504.4 et 506.2 sont essentiels pour établir les seuils de taille des bâtiments en fonction de leur utilisation et des matériaux avec lesquels ils sont construits. En consultant les tableaux 504.3, 504.4 et 506.2, la relation entre la classification des groupes, les hauteurs et surfaces autorisées et les types de construction devient évidente. Pour chaque classification de groupe, plus la résistance au feu des éléments structurels, représentée par le type de construction, est élevée, plus les tolérances de surface et de hauteur sont grandes. Plus les dangers d'incendie potentiels indiqués en fonction du groupe sont élevés, plus les tolérances de hauteur et de surface pour un type de construction particulier sont réduites. À partir de l'édition de 2015, le tableau qui contenait autrefois à la fois la hauteur et la surface a été séparé, et ces trois nouveaux tableaux traitent les sujets individuellement. De plus, les tableaux énumèrent les critères pour les bâtiments avec et sans systèmes de gicleurs automatiques.

SECTION 501 GÉNÉRALITÉS [R]

501.1 Portée [R]

Les dispositions de ce chapitre contrôlent la hauteur et la superficie des structures désormais érigées ainsi que les ajouts aux structures existantes.

SECTION 502 ADRESSE DU BÂTIMENT

IBC s'applique

SECTION 503 LIMITES GÉNÉRALES DE HAUTEUR ET DE SURFACE DES BÂTIMENTS

503.1 Généralités [R]

Sauf dispositions contraires précisées au chapitre 4 ou dans le présent chapitre, la hauteur du bâtiment, le nombre d'étages et la surface de plancher ne doivent pas dépasser les limites définies aux sections 504 et 506, en fonction du type de construction déterminé à la section 602 et des catégories d'occupation définies à la section 302, sauf modifications ultérieures prévues. Les dispositions relatives à la hauteur, au nombre d'étages et à la surface de plancher sont appliquées de manière indépendante.

Aux fins de la détermination des limitations de surface, de hauteur et du type de construction, chaque portion d'un bâtiment séparée par un ou plusieurs murs coupe-feu conformes aux exigences de la section 706 doit être considérée comme un bâtiment distinct.

503.1.1 Établissements industriels spéciaux [R]

Bâtiments et structures conçus pour abriter des processus industriels spéciaux qui nécessitent de grandes surfaces et des *hauteurs de bâtiment* pour accueillir des ponts roulants ou des machines et équipements spéciaux, y compris, entre autres, des laminaires ; des ateliers de fabrication de structures métalliques et de fonderies ; ou la production et la distribution d'énergie électrique, à gaz ou à vapeur, sont exemptées de l'application des *hauteurs du bâtiment*, nombre d'étages et *zone de construction* limitations spécifiées dans les sections 504 et 506.

503.1.2 Bâtiments sur un même lot [R]

Deux bâtiments ou plus situés sur une même parcelle doivent être considérés comme des bâtiments distincts, ou être assimilés à des parties d'un même bâtiment, à condition que la hauteur, le nombre d'étages de chaque bâtiment et la surface de plancher cumulée respectent les limites définies aux sections 504 et 506. Dans ce cas, les

dispositions du présent code applicables à l'ensemble du bâtiment doivent s'appliquer à chacun des bâtiments pris séparément.

503.1.3 Construction de type I [R]

Les bâtiments de construction de type I peuvent avoir une forme tabulaire illimitée dont les *hauteurs et superficies des bâtiments* ne sont pas soumises aux exigences particulières qui autorisent les bâtiments à superficie illimitée dans la section 507 ou les bâtiments illimités. *Hauteurs du bâtiment* aux sections 503.1.1 et 504.3 ou augmentés *hauteurs et superficies des bâtiments* pour d'autres types de construction.

503.1.4 Toits occupés [R]

Un niveau de toit ou une partie de celui-ci peut être utilisé comme un toit occupé, à condition que l'occupation du toit soit une occupation autorisée par le Tableau 504.4 pour l'étage immédiatement en dessous du toit. La surface des toits occupés ne sera pas incluse dans la surface du bâtiment telle que réglementée par la Section 506. Un toit occupé ne sera pas inclus dans la hauteur du bâtiment ou le nombre d'étages tel que réglementé par la Section 504, à condition que les toits-terrasses et autres structures de toit fermées soient conformes à la Section 1511.

Exceptions :

1. L'espace surchargé d'un toit ne sera pas limité aux occupations autorisées à l'étage immédiatement en dessous du toit lorsque le bâtiment est entièrement équipé d'un système de sprinkleur automatique conformément à la Section 903.3.1.1 ou 903.3.1.2 et que la notification des occupants conforme aux Sections 907.5.2.1 et 907.5.2.3 est fournie dans la zone du toit occupé. Une notification du système de communication vocale/d'alarme d'urgence selon la Section 907.5.2.2 doit également être fournie dans la zone du toit occupé lorsque ce système est requis ailleurs dans le bâtiment.
2. Les occupations d'assemblage sont autorisées au niveau des toits des espaces de stationnement ouverts de construction de Type I ou Type II, conformément à l'exception à la Section 903.2.1.6.

503.1.4.1 Éléments de clôture des zones de toit occupées [R]

Les éléments ou structures clôturant les zones de toit occupées ne doivent pas dépasser 48 pouces (1220 mm) au-dessus de la surface du toit occupé. **Exception** : les toits construits conformément à la section 1511.2 et les tours, dômes, flèches et coupoles construites conformément à la section 1511.5.

SECTION 504 HAUTEUR DU BÂTIMENT ET NOMBRE D'ÉTAGES [R]

504.1 Généralités [R]

La hauteur, en pied, et le nombre d'étages d'un bâtiment doivent être déterminés en fonction du type de construction, de la classification d'occupation et de l'existence ou non d'un système d'arrosage automatique installé dans tout le bâtiment.

Exception : La hauteur des bâtiments d'un étage, tels que les hangars d'avions, les hangars de peinture d'avions et les bâtiments utilisés pour la fabrication d'avions, n'est pas limitée lorsque le bâtiment est doté d'un système d'arrosage automatique ou d'un système d'extinction automatique d'incendie conformément au chapitre 9 et est entièrement entouré de voies publiques d'une largeur d'au moins une fois et demie la hauteur du bâtiment.

504.1.1 Bâtiments à superficie illimitée [R]

La hauteur des bâtiments à superficie illimitée doit être conçue conformément à la section 507.

504.1.2 Dispositions particulières [R]

Les dispositions particulières de la section 510 permettent le recours à des conditions particulières qui exemptent ou modifient les exigences spécifiques de ce chapitre concernant les hauteurs autorisées des bâtiments en fonction de la classification d'occupation et du type de construction, à condition que la condition particulière soit conforme aux dispositions. spécifié à la section 510.

504.2 Occupation mixte [R]

Dans un bâtiment destiné à des usages mixtes conformément à la section 508, aucune occupation individuelle ne doit dépasser la hauteur et le nombre d'étage limites spécifiées dans cette section pour les occupations applicables.

504.3 Hauteur en pieds [R]

La hauteur maximale d'un bâtiment, exprimée en pieds, ne doit pas dépasser les limites indiquées au tableau 504.3.

Exception: les tours, flèches, clochers et autres structures au toit doivent être réalisées avec des matériaux conformes au type de construction requis pour le bâtiment, sauf disposition contraire prévue à la section 1510.2.4. Ces structures ne doivent pas être utilisées pour l'habitation ou le stockage.

Elles peuvent être sans limitation de hauteur si elles sont en matériaux incombustibles, et ne doivent pas dépasser davantage 20 pieds (6 096 mm) au-dessus de la hauteur maximale autorisée lorsque ces structures sont réalisées en matériaux combustibles (voir le chapitre 15 pour les exigences complémentaires)..

504.4 Nombre d'étages [R]

Le nombre maximum de *étages au-dessus du niveau du sol* d'un bâtiment ne doit pas dépasser les limites spécifiées dans le tableau 504.4.

TABLEAU 504.3

HAUTEUR ADMISSIBLE DU BÂTIMENT EN PIEDS AU-DESSUS DU NIVEAU DU SOL^a

CLASSE D'OCCUPATION	TYPE DE CONSTRUCTION												
	Voir Notes bas de page	Type I		Type II		Type III		Type IV				Type V	
		A	B	A	B	A	B	A	B	C	HT	A	B
A, B, E, F, M, S, U	NS ^b	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	S	UL	180	85	75	85	75	270	180	85	85	70	60
H-1, H-2, H-3, H-5	NS ^{c,d}	UL	160	65	55	65	55	120	90	65	65	50	40
	S	UL	160	65	55	65	55	120	90	65	65	50	40
H-4	NS ^{c,d}	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	S	UL	180	85	75	85	75	140	100	85	85	70	60
I-1 Condition 1, I-3	NS ^{d,e}	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	S	UL	180	85	75	85	75	180	120	85	85	70	60
I-1 Condition 2, I-2	NS ^{d,e,f}	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	S	UL	180	85	75	85	75	180	120	85	85	70	60
I-4	NS ^{d,g}	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	S	UL	180	85	75	85	75	180	120	85	85	70	60
R ^h	NS ^{d,i}	UL	160	65	55	65	55	65	65	65	65	50	40
	SI3D	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	50	40
	SI3R	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
	S	UL	180	85	75	85	75	270	180	85	85	70	60

Pour SI : 1 pied = 304,8 mm.

UL= Illimité ; NS= Bâtiments non équipés d'un système d'extinction automatique ; S= Bâtiments équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.1 ; SI3R= Bâtiments équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.2 ; SI3D= Bâtiments équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.3.

a. Voir chapitre 4 et 5 pour les exceptions spécifiques à la hauteur autorisée dans ce chapitre

b. Voir section 903.2 pour les seuils minimaux de protection par un système d'extinction automatique pour des locaux spécifiques.

c. Les nouveaux locaux du groupe H doivent être protégés par un système d'extinction automatique conformément à la section 903.2.5.

d. La valeur NS n'est utilisée que pour l'évaluation de la hauteur des bâtiments existants conformément au Code International des Bâtiments Existants (International Existing Building Code).

e. Les nouveaux usages des groupes I-1 et I-3 doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 901.2.6. Pour les nouveaux usages du groupe 1, condition 1, voir l'exception I de la section 903.2.6.

Condition 1, voir l'exception I de la section 903.2.6.

f. Les usages nouveaux et existants du groupe 1-2 doivent être protégés par un système d'extinction automatique par eau diffusée conformément à la section 903.2.6 et à la section 1103.5 du International Fire Code (*Code international de prévention des incendies*).

g. Pour les nouveaux usages du groupe I-4, voir les exceptions 2 et 3 de la section 903.2.6.

h. Les nouveaux usages du groupe R doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 903.2.8.

TABLEAU 504.4
NOMBRE ADMISSIBLE D'ÉTAGES AU-DESSUS DU PLAN DE RÉFÉRENCE^{a,b}

CLASSE D'OCCUPATION	TYPE DE CONSTRUCTION												
	voir note de bas de page	Type I		Type II		Type III		Type IV				Type V	
		A	B	A	B	A	B	A	B	c	HT	A	B
A-1	NS	UL	5	3	2	3	2	3	3	3	3	2	1
	S	UL	6	4	3	4	3	9	6	4	4	3	2
A-2	NS	UL	11	3	2	3	2	3	3	3	3	2	1
	S	UL	12	4	3	4	3	18	12	6	4	3	2
A-3	NS	UL	11	3	2	3	2	3	3	3	3	2	1
	S	UL	12	4	3	4	3	18	12	6	4	3	9
A-4	NS	UL	11	3	2	3	2	3	3	3	3	2	1
	S	UL	12	4	3	4	3	18	12	6	4	3	2
A-5	NS	UL	UL	UL	UL	UL	UL	1	1	1	UL	UL	UL
	S	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL
B	NS	UL	11	5	3	5	3	5	5	5	5	3	2
	S	UL	12	6	4	6	4	18	12	9	6	4	3
E	NS	UL	5	3	2	3	2	3	3	3	3	1	1
	S	UL	6	4	3	4	3	9	6	4	4	2	2
F-1	NS	UL	11	4	2	3	2	3	3	3	4	2	1
	S	UL	12	5	3	4	3	10	7	5	5	3	2
F-2	NS	UL	11	5	3	4	3	5	5	5	5	3	2
	S	UL	12	6	4	5	4	12	8	6	6	4	3
H-1	NS ^{c,d}	1	1	1	1		1	NP	NP	NP	1	1	NP
	S							1	1	1			
H-2	NS ^{c,d}	UL	3	2	1	2	1	1	1	1	2	1	1
	S							2	2	2			
H-3	NS ^{c,d}	UL	6	4	2	4	2	3	3	3	4	2	1
	S							4	4	4			
H-4	NS ^{c,d}	UL	7	5	3	5	3	5	5	5	5	3	2
	S	UL	S	6	4	6	4	8	7	6	6	4	3
H-5	NS ^{c,e}	4	4	3	3	3	3	2	2	2	3	3	2
	S							3	3	3			
I-1 Condition 1	NS ^{d,e}	UL	9	4	3	4	3	4	4	4	4	3	2
	S	UL	10	5	4	5	4	10	7	5	5	4	3
I-1 Condition 2	NS ^{d,e}	UL	9	4	3	4	3	3	3	3	4	3	2
	S	UL	10	5				10	6	4			
I-2	NS ^{d,f}	UL	4	2	1	1	NP	NP	NP	NP	1	1	NP
	S	UL	5	3				7	5	1			
I-3	NS ^{d,e}	UL	4	2	1	2	1	2	2	2	2	2	1
	S	UL	5	3	2	3	2	7	5	3	3	3	2
1-4	NS ^{d,g}	UL	5	3	2	3	2	3	3	3	3	1	1
	S	UL	6	4	3	4	3	9	6	4	4	2	2
M	NS	UL	11	4	2	4	2	4	4	4	4	3	1
	s	IT,	12	5	3	5	3	12	8	6	5	4	2

(à suivre)

TABLEAU 504.4—suite NOMBRE ADMISSIBLE D'ÉTAGES AU-DESSUS DU PLAN DE RÉFÉRENCE^{a,b}

CLASSE D'OCCUPATION	Voir note de bas de page	TYPE DE CONSTRUCTION											
		Type I		Type II		Type III		Type IV				Type V	
		A	B	A	B	A	B	A	B	c	HT	A	B
R-1 ^h	NS ^d	UL	11	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2
	S13R	4	4									4	3
	S	UL	12	5	5	5	5	18	12	8	5	4	3
R-2 ^h	NS ^d	UL	11	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2
	S13R	4	4									4	3
	S	UL	12	5	5	5	5	18	12	8	5	4	3
R-3 ^h	NS ^d	UL	11	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3
	SI 3D	4	4									3	3
	S13R	4	4									4	4
	S	UL	12	5	5	5	5	18	12	5	5	4	4
R-4 ^h	NS ^d	UL	II	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2
	SI3D	4	4									3	2
	S13R	4	4									4	3
	S	UL	12	5	5	5	5	18	12	5	5	4	3
S-I	NS	UL	II	4	2	3	2	4	4	4	4	3	1
	S	UL	12	5	4	4	4	10	7	5	5	4	2
S-2	NS	UL	11	5	3	4	3	4	4	4	5	4	2
	S	UL	12	6	4	5	4	12	8	5	6	5	3
U	NS	UL	5	4	2	3	2	4	4	4	4	2	1
	S	UL	6	5	3	4	3	9	6	5	5	3	2

UL = Illimité ; NP = Non Permis ; NS = bâtiments non équipés intégralement d'un système d'extinction automatique ;

S = bâtiments équipés intégralement d'un système automatique d'extinction conforme à la Section 903.3.1.1 ;

S13R = bâtiments équipés intégralement d'un système automatique d'extinction conforme à la Section 903.3.1.2 ;

S13D = bâtiments équipés intégralement d'un système automatique d'extinction conforme à la Section 903.3.1.3.

a. Voir les Chapitres 4 et 5 pour les exceptions spécifiques à la hauteur admissible dans ce chapitre.

b. Voir la Section 903.2 pour les seuils minimaux de protection par un système automatique d'extinction pour certaines utilisations spécifiques.

c. Les nouvelles occupations du Groupe H doivent être protégées par un système automatique d'extinction conformément à la Section 903.2.5.

d. La valeur NS est uniquement utilisée pour l'évaluation de la hauteur des bâtiments existants conformément à l'International Existing Building Code.

e. Les nouvelles occupations des Groupes T-1 et I-3 doivent être protégées par un système automatique d'extinction conformément à la Section 903.2.6. Pour les nouvelles occupations du Groupe I-1, Condition 1, voir l'Exception 1 de la Section 903.2.6.

f. Les occupations nouvelles et existantes du Groupe I-2 doivent être protégées par un système automatique d'extinction conformément aux Sections 903.2.6 et 1103.5 de l'International Fire Code.

g. Pour les nouvelles occupations du Groupe I-4, voir les Exceptions 2 et 3 de la Section 903.2.6.

h. Les nouvelles occupations du Groupe R doivent être protégées par un système automatique d'extinction conformément à la Section 903.2.8.

SECTION 505 MEZZANINES ET PLATEFORMES D'ÉQUIPEMENT

IBC s'applique

SECTION 506 SURFACE DES BÂTIMENTS [R]

506.1 Général [R]

La superficie de plancher d'un bâtiment doit être déterminée en fonction du type de construction, du type d'occupation, de l'existence ou non d'un système de gicleur automatique installés dans tout le bâtiment et la quantité de façade du bâtiment sur *voie publique* ou un espace ouvert.

506.1.1 Bâtiments à surface illimitée [R]

Les bâtiments à surface illimitée doivent être conçus conformément à la section 507.

506.1.2 Dispositions particulières [R]

Les dispositions particulières de la section 510 permettent le recours à des conditions particulières qui exemptent ou modifient les exigences spécifiques de ce chapitre concernant les superficies autorisées des bâtiments en fonction de la classification d'occupation et du type de construction, à condition que la condition particulière soit conforme aux dispositions. spécifié à la section 510.

506.1.3 Sous-sols [R]

Il n'est pas nécessaire d'inclure la superficie totale autorisée d'un bâtiment à condition que la superficie totale de ce bâtiment au *sous-sols* ne dépasse pas la superficie autorisée pour un étage *au-dessus du niveau du sol*.

506.2 Détermination de la superficie autorisée [R]

La superficie permise d'un bâtiment doit être déterminée conformément aux dispositions applicables des sections 506.2.1, 506.2.2 et 506.3.

506.2.1 Bâtiment à occupation unique [R]

L'aire autorisée de chaque étage d'un bâtiment à **usage unique** doit être déterminée conformément à l'équation 5-1 :

$$A_a = A_t + (NS \times I_f) \quad \text{(Equation 5-1)}$$

où:

A_a = Aire autorisée (en pieds carrés)

A_t = Facteur tabulaire d'aire autorisée (valeur NS, S1, S13R ou S13D, selon le cas) conformément au Tableau 506.2.

NS = Facteur tabulaire d'aire autorisée conformément au Tableau 506.2 pour un bâtiment non protégé par sprinkleurs (quelle que soit la présence de gicleurs).

I_f = Augmentation du facteur de surface due à la façade (en %) calculée conformément à la Section 506.3.

L'aire autorisée par étage d'un bâtiment à usage unique de trois étages maximum au-dessus du plan de référence doit être déterminée par l'équation 5-1. L'aire totale autorisée d'un bâtiment à usage unique de plus de trois étages au-dessus du plan de référence doit être déterminée conformément à l'équation 5-2 :

$$A_a = [A_t + (NS \times I_f)] \times S_a \quad \text{(Equation 5-2)}$$

où:

A_a = Aire autorisée (en pieds carrés)

A_t = Facteur tabulaire d'aire autorisée (valeur NS, S1, S13R ou S13D, selon le cas) conformément au Tableau 506.2.

NS = Facteur tabulaire d'aire autorisée conformément au Tableau 506.2 pour un bâtiment non protégé par sprinkleurs (quelle que soit la présence de gicleurs).

I_f = Augmentation du facteur de surface due à la façade (en %) calculée conformément à la Section 506.3.

$S_a = 3$ lorsque le nombre réel d'étages au-dessus du plan de référence excède trois, ou

$S_a = 4$ lorsque le bâtiment est entièrement équipé d'un système de sprinkleurs automatiques conforme à la Section 903.3.1.2.

L'aire réelle de tout plancher individuel ne doit pas dépasser l'aire autorisée calculée par l'équation 5-1.

506.2.2 Bâtiments à usage mixtes [R]

L'aire autorisée de chaque étage d'un bâtiment à usages mixtes doit être déterminée conformément aux dispositions applicables :

- Section 508.3.2 pour les usages non séparés.
- Section 508.4.2 pour les usages séparés.

Pour les bâtiments de plus de trois étages au-dessus du plan de référence, l'aire totale du bâtiment doit être telle que la somme des rapports entre l'aire réelle de chaque étage et l'aire autorisée de ces étages, déterminée selon l'équation 5-3 et les dispositions de la Section 508.1, ne dépasse pas 3 :

$$A_a = [A_t + (NS \times I_f)] \quad \text{(Equation 5-3)}$$

où

A_a = Aire autorisée (en pieds carrés)

A_t = Facteur tabulaire d'aire autorisée (valeur NS, S1, S13R ou S13D, selon le cas) conformément au Tableau 506.2.

NS = Facteur tabulaire d'aire autorisée conformément au Tableau 506.2 pour un bâtiment non protégé par un système d'extension automatique(quelle que soit la présence de gicleurs).

I_f = Augmentation du facteur de surface due à la façade (en %) calculée conformément à la Section 506.3.

Exception: Pour les bâtiments conçus comme des usages séparés (Section 508.4) et entièrement équipés d'un système de gicleurs automatiques conforme à la Section 903.3.1.2, la somme des rapports ci-dessus ne doit pas dépasser quatre.

506.2.2.1 Occupations mixtes du groupe H-2 ou H-3 [R]

Pour un bâtiment contenant des usages du groupe H-2 ou H-3, la superficie autorisée doit être déterminée conformément à la section 508.4.2, l'augmentation du système de gicleurs s'appliquant uniquement aux parties du bâtiment non classées dans le groupe H-2 ou H. -3.

506.3 Augmentation de la façade [R]

Tout bâtiment doit jouxter ou avoir accès à une voie publique pour bénéficier d'une augmentation du facteur de surface liée à la façade. L'augmentation du facteur de surface doit être déterminée conformément aux Sections 506.3.1 à 506.3.3.

506.3.1 Pourcentage minimum du périmètre [R]

Pour être éligible à une augmentation du facteur de surface liée à la façade, un bâtiment doit avoir au moins 25 % de son périmètre donnant sur une voie publique ou un espace ouvert. Un tel espace ouvert doit être situé sur la même parcelle ou être dédié à un usage public, et doit être accessible depuis une rue ou une voie d'accès incendie approuvée

**TABLEAU 506.2 FACTEUR DE SURFACE ADMISSIBLE (A,= NS, S1, S13R, S13D ou SM, selon le cas) EN
PIEDS CARRÉES^{a,b}**

CLASSE D'OCCUPATION	VOIR NOTES DE BAS DE PAGE	TYPE DE CONSTRUCTION											
		Type I		Type II		Type III		Type IV				Type V	
		A	B	A	B	A	B	A	B	C	HT	A	B
A-1	NS	UL	UL	15,500	8,500	14,000	8,500	45,000	30,000	18,750	15,000	11,500	5,500
	S1	UL	UL	62,000	34,000	56,000	34,000	180,000	120,000	75,000	60,000	46,000	22,000
	SM	UL	UL	46,500	25,500	42,000	25,500	135,000	90,000	56,250	45,000	34,500	16,500
A-2	NS	UL	UL	15,500	9,500	14,000	9,500	45,000	30,000	18,750	15,000	11,500	6,000
	S1	UL	UL	62,000	38,000	56,000	38,000	180,000	120,000	75,000	60,000	46,000	24,000
	SM	UL	UL	46,500	28,500	42,000	28,500	135,000	90,000	56,250	45,000	34,500	18,000
A-3	NS	UL	UL	15,500	9,500	14,000	9,500	45,000	30,000	18,750	15,000	11,500	6,000
	S1	UL	UL	62,000	38,000	56,000	38,000	180,000	120,000	75,000	60,000	46,000	24,000
	SM	UL	UL	46,500	28,500	42,000	28,500	135,000	90,000	56,250	45,000	34,500	18,000
A-4	NS	UL	UL	15,500	9,500	14,000	9,500	45,000	30,000	18,750	15,000	11,500	6,000
	SJ	UL	UL	62,000	38,000	56,000	38,000	180,000	120,000	75,000	60,000	46,000	24,000
	SM	UL	UL	46,500	28,500	42,000	28,500	135,000	90,000	56,250	45,000	34,500	18,000
A-5	NS	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL
	S1												
	SM												
B	NS	UL	UL	37,500	23,000	28,500	19,000	108,000	72,000	45,000	36,000	18,000	9,000
	SJ	UL	UL	150,000	92,000	114,000	76,000	432,000	288,000	180,000	144,000	72,000	36,000
	SM	UL	UL	112,500	69,000	85,500	57,000	324,000	216,000	135,000	108,000	54,000	27,000
E	NS	UL	UL	26,500	14,500	23,500	14,500	76,500	51,000	31,875	25,500	18,500	9,500
	SI	UL	UL	106,000	58,000	94,000	58,000	306,000	204,000	127,500	102,000	74,000	38,000
	SM	UL	UL	79,500	43,500	70,500	43,500	229,500	153,000	95,625	76,500	55,500	28,500
F-1	NS	UL	UL	25,000	15,500	19,000	12,000	100,500	67,000	41,875	33,500	14,000	8,500
	SJ	UL	UL	100,000	62,000	76,000	48,000	402,000	268,000	167,500	134,000	56,000	34,000
	SM	UL	UL	75,000	46,500	57,000	36,000	301,500	201,000	125,625	100,500	42,000	25,500
F-2	NS	UL	UL	37,500	23,000	28,500	18,000	151,500	101,000	63,125	50,500	21,000	13,000
	SI	UL	UL	150,000	92,000	114,000	72,000	606,000	404,000	252,500	202,000	84,000	52,000
	SM	UL	UL	112,500	69,000	85,500	54,000	454,500	303,000	189,375	151,500	63,000	39,000
H-1	NS ^c	21,000	16,500	11,000	7,000	9,500	7,000	10,500	10,500	10,500	10,500	7,500	NP
	S1												
H-2	NS ^c	21,000	16,500	11,000	7,000	9,500	7,000	10,500	10,500	10,500	10,500	7,500	3,000
	S1												
	SM												
H-3	NS ^c	UL	60,000	26,500	14,000	17,500	13,000	25,500	25,500	25,500	25,500	10,000	5,000
	S1												
	SM												
H-4	NS ^{c,d}	UL	UL	37,500	17,500	28,500	17,500	72,000	54,000	40,500	36,000	18,000	6,500
	S1	UL	UL	150,000	70,000	114,000	70,000	288,000	216,000	162,000	144,000	72,000	26,000
	SM	UL	UL	112,500	52,500	85,500	52,500	216,000	162,000	121,500	108,000	54,000	19,500
H-5	NS ^{c,d}	UL	UL	37,500	23,000	28,500	19,000	72,000	54,000	40,500	36,000	18,000	9,000
	S1	UL	UL	150,000	92,000	114,000	76,000	288,000	216,000	162,000	144,000	72,000	36,000
	SM	UL	UL	112,500	69,000	85,500	57,000	216,000	162,000	121,500	108,000	54,000	27,000

(suite)

TABLEAU 506.2-suite
FACTEUR DE LA SUPERFICIE ADMISSIBLE (A,= NS, S1, S13R, S13D ou SM, selon le cas) EN PIED
CARRÉES^{a,b}

CLASSE D'OCCUPATI ON	VOIR NOTES DE BAS DE PAGE	TYPE DE CONSTRUCTION													
		Type I		Type II		Type III		Type IV							Type V
		A	B	A	B	A	B	A	B	C	HT	A	B		
I-1	NS ^{d,e}	UL	55,000	19,000	10,000	16,500	10,000	54,000	36,000	18,000	18,000	10,500	4,500		
	S1	UL	220,000	76,000	40,000	66,000	40,000	216,000	144,000	72,000	72,000	42,000	18,000		
	SM	UL	165,000	57,000	30,000	49,500	30,000	162,000	108,000	54,000	54,000	31,500	13,500		
I-2	NS ^{d,f}	UL	UL	15,000	11,000	12,000	NP	36,000	24,000	12,000	12,000	9,500	NP		
	S1	UL	UL	60,000	44,000	48,000	NP	144,000	96,000	48,000	48,000	38,000	NP		
	SM	UL	UL	45,000	33,000	36,000	NP	108,000	72,000	36,000	36,000	28,500	NP		
I-3	NS ^{d,e}	UL	UL	15,000	10,000	10,500	7,500	36,000	24,000	12,000	12,000	7,500	5,000		
	S1	UL	UL	60,000	40,000	42,000	30,000	144,000	96,000	48,000	48,000	30,000	W,000		
	SM	UL	UL	45,000	30,000	31,500	22,,500	108,000	72,000	36,000	36,000	22,500	15,000		
I-4	NS ^{d,g}	UL	60,500	26,500	13,000	23,500	13,000	76,500	51,000	25,500	25,500	18,500	9,000		
	S1	UL	121,000	106,000	52,000	94,000	52,000	306,000	204,000	102,000	102,000	74,000	36,000		
	SM	UL	181,500	79,500	39,000	70,500	39,000	229,500	153,000	76,500	76,500	55,500	27,000		
M	NS	UL	UL	21,500	12,500	18,500	12,500	61,500	41,000	26,625	20,500	14,000	9,000		
	S1	UL	UL	86,000	50,000	74,000	50,000	246,000	164,000	102,500	82,000	56,000	36,000		
	SM	UL	UL	64,500	37,500	55,500	37,500	184,500	123,000	76,875	61,500	42,000	27,000		
R-1 ^h	NS ^d	UL	UL	24,000	16,000	24,000	16,000	61,500	41,000	25,625	20,500	12,000	7,000		
	S13R														
	S1			UL	UL	CJ6,000	64,000	96,000	64,000	246,000	164,000	102,500	82,000	48,000	28,000
	SM			UL	UL	72,000	48,000	72,000	48,000	184,500	123,000	76,875	61,500	36,000	21,000
R-2 ^h	NS ^d	UL	UL	24,000	16,000	24,000	16,000	61,000	41,000	25,625	20,500	12,000	7,000		
	S13R														
	S1			UL	UL	96,000	64,000	96,000	64,000	246,000	164,000	102,500	82,000	48,000	28,000
	SM			UL	UL	72,000	48,000	72,000	48,000	184,500	123,000	76,875	61,500	36,000	21,000
R-3 ^h	NS ^d	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL	UL		
	S13D														
	S13R														
	S1														
	SM														
R-4 ^h	NS ^d	UL	UL	24,000	16,000	24,000	16,000	61,500	41,000	25,625	20,500	12,000	7,000		
	S13D														
	S13R														
	S1														
	SM														
S-1	NS	UL	48,000	26,000	17,500	26,000	17,500	76,500	51,000	31,875	25,500	14,000	9,000		
	S1	UL	192,000	104,000	70,000	104,000	70,000	306,000	204,000	127,500	102,000	56,000	36,000		
	SM	UL	144,000	78,000	52,500	78,000	52,500	229,500	153,000	95,625	76,500	42,000	27,000		
S-2	NS	UL	79,000	39,000	26,000	39,000	26,000	115,500	77,000	48,125	38,500	21,000	13,500		
	S1	UL	316,000	156,000	104,000	156,000	104,000	462,000	308,000	192,500	154,000	84,000	54,000		
	SM	UL	237,000	117,000	78,000	117,000	78,000	346,500	231,000	144,375	115,500	63,000	40,500		
U	NS ⁱ	UL	35,500	19,000	8,500	14,000	8,500	54,000	36,000	22,500	18,000	9,000	5,500		
	S1	UL	142,000	76,000	34,000	56,000	34,000	216,000	144,000	90,000	72,000	36,000	22,000		
	SM	UL	106,500	57,000	25,500	42,000	25,500	162,000	108,000	67,500	54,000	27,000	16,500		

Pour SI : 1 pied carré = 0,0929 m²,

UL= Illimité ; NP= Non autorisé ; NS = Bâtiments non équipés d'un système d'extinction automatique ; S1 = Bâtiments d'un étage au maximum au-dessus du niveau du sol équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.1 ; SM = Bâtiments de deux étages ou plus au-dessus du niveau du sol équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.1 ; S13R = Bâtiments équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3.1.2 ;

S13D = Bâtiments équipés d'un système d'extinction automatique installé conformément à la section 903.3,1.3.

a. Voir les chapitres 4 et 5 pour les exceptions spécifiques à la surface autorisée dans ce chapitre.

b. Voir la section 903.2 pour les seuils minimaux de protection par un système de gicleurs automatiques pour des usages spécifiques.

c. Les nouveaux usages du groupe H doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 903.2.5,

d. La valeur NS n'est utilisée que pour l'évaluation de la surface des bâtiments existants conformément à l'*International Existing Building Code*.

e. Les nouveaux usages des groupes I-1 et I-3 doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 903.2.6. Pour les nouveaux usages du groupe 1-1, condition 1, voir l'exception I de la section 903.2.6.

f. Les usages nouveaux et existants du groupe 1-2 doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 903.2.6 et à la section 1103.5 de l'*International Fire Code*.

g. Pour les nouveaux usages du groupe I-4, voir les exceptions 2 et 3 de la section 903.2.6.

h. Les nouveaux usages du groupe R doivent être protégés par un système de gicleurs automatiques conformément à la section 903.2.8.

i. La superficie maximale permise pour une serre du groupe U d'un seul étage sans gicleurs est de 9 000 pieds carrés, ou la superficie permise doit être conforme au tableau C102.1 de l'annexe C.

TABLEAU 506.3.3 FACTEUR D'AUGMENTATION DE LA FAÇADE^a

POURCENTAGE DU PÉRIMÈTRE DU BÂTIMENT	ESPACE OUVERT (pieds)			
	0 à moins de 20	20 à moins de 25	25 à moins de 30	30 ou plus
de 0 à moins de 25	0	0	0	0
de 25 à moins de 50	0	0.17	0.21	0.25
de 50 à moins de 75	0	0.33	0.42	0.50
de 75 à 100	0	0.50	0.63	0.75

TABLEAU 506.3.3.1 SECTION 507 BÂTIMENTS^a

POURCENTAGE DU PÉRIMÈTRE DU BÂTIMENT	ESPACE OUVERT (pieds)					
	30 à moins de 35	35 à moins de 40	40 à moins de 45	45 à moins de 50	50 à moins de 55	55 à moins de 60
de 0 à moins de 25	0	0	0	0	0	0
de 25 à moins de 50	0.29	0.33	0.38	0.42	0.46	0.50
de 50 à moins de 75	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00
de 75 à 100	0.88	1.00	1.13	1.25	1.38	1.50

a. L'interpolation est autorisée.

SECTION 507 BÂTIMENTS À SURFACE ILLIMITÉE

IBC s'applique

SECTION 508 USAGE MIXTE ET OCCUPATION

IBC s'applique

SECTION 509 UTILISATIONS ACCESSOIRES

IBC s'applique

CHAPITRE 6 TYPES DE CONSTRUCTION

Remarque utilisateur :

À propos de ce chapitre : Le chapitre 6 établit cinq types de construction dans lesquels chaque bâtiment doit être catégorisé. Ce chapitre examine les matériaux utilisés dans le bâtiment (combustibles ou incombustibles) et la mesure dans laquelle les éléments du bâtiment tels que la charpente, le toit, les murs et le plancher peuvent résister au feu. Selon le type de construction et l'élément de construction spécifique, une résistance au feu de 1 à 3 heures est spécifiée.

601.1 Portée [R]

Les dispositions du présent chapitre régissent la classification des bâtiments selon le type de construction.

SECTION 602 CLASSIFICATION DES CONSTRUCTIONS [R]

602.1 Généralités [R]

Les bâtiments et les constructions érigés ou à ériger, modifiés ou agrandis en hauteur ou en superficie doivent être classés dans l'un des cinq *types de construction* défini aux sections 602.2 à 602.5. Les *éléments de construction* devront avoir un *degré de résistance au feu* pas moins que celui spécifié dans le tableau 601 et les murs extérieurs devront avoir un *degré de résistance au feu* pas moins que celui spécifié dans le tableau 705.5. Lorsqu'il est nécessaire d'avoir un *degré de résistance au feu* par le tableau 601, les *éléments de construction* doivent se conformer aux dispositions applicables de la section 703.2. La protection des ouvertures, des conduits et des ouvertures de transfert d'air dans les *éléments de construction* ne seront pas requis à moins que d'autres dispositions du présent code ne l'exigent.

602.1.1 Exigences minimales [R]

Un bâtiment ou une partie de bâtiment ne doit pas être tenu de se conformer aux détails d'un type de construction supérieur à celui qui répond aux exigences minimales basées sur l'occupation, même si certaines caractéristiques d'un tel bâtiment sont effectivement conformes à un type de construction supérieur.

602.2 Types I et II [R]

Les constructions de types I et II sont les types de construction dans lesquels les *éléments de construction* spécifiés dans le tableau 601 sont constitués de matériaux incombustibles, sauf dans les cas autorisés dans la section 603 et ailleurs dans ce code.

602.3 Type III [R]

La construction de type III est le type de construction dans lequel les *murs extérieurs* sont constitués de matériaux incombustibles et à l'intérieur les *éléments de construction* sont constitués de tout matériau autorisé par ce code. *Bois traité ignifugé* la charpente et le revêtement conformes à la section 2303.2 doivent être autorisés dans *mur extérieur* assemblées d'une durée de 2 heures ou moins.

602.4 Type IV

IBC s'applique

[H] 602.4 Type IV

Remarque : La construction de type IV est le type de construction dans lequel les *éléments de construction* sont en *bois massif* ou de matériaux incombustibles et a des indices de *résistance au feu* conformément au tableau 601.0

602.5 Type V [R]

La construction de type V est le type de construction dans lequel les éléments structurels, *murs extérieurs* et intérieurs, sont constitués de tous les matériaux autorisés par ce code.

SECTION 603 MATÉRIAUX COMBUSTIBLES DANS LES CONSTRUCTIONS DE TYPES I ET II [R]

IBC s'applique

TABLEAU 601
EXIGENCES EN MATIÈRE DE RÉSISTANCE AU FEU POUR LES ÉLÉMENTS DE BÂTIMENT (HEURES)

ÉLÉMENT DU BÂTIMENT	TYPE I		TYPE II		TYPE III		TYPE IV				TYPE V	
	A	B	A	B	A	B	A	B	C	HT	A	B
Cadre structurel primaire (voir section 202)	3 ^{a,b}	2 ^{a,b,c}	1 ^{b,c}	0 ^c	1 ^{b,c}	0	3 ^a	2 ^a	2 ^a	HT	1 ^{b,c}	0
Murs porteurs												
Extérieur ^{e,f}	3	2	1	0	2	2	3	2	2	2	1	0
Intérieur	3 ^a	2 ^a	1	0	1	0	3	2	2	1/HT ^g	1	0
Murs et cloisons non porteurs Extérieur	Voir tableau 705.S											
Murs et cloisons non porteurs Intérieur	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Voir section 2304.11, 2	0	0
Construction de planchers et éléments structurels secondaires associés (voir section 202)	2	2	1	0	1	0	2	2	2	HT	1	0
Construction de la toiture et éléments structurels secondaires associés (voir section 202)	1 ½ ^b	1 ^{b,c}	1 ^{b,c}	0 ^c	1 ^{b,c}	0	1 1/2	1	1	HT	1 ^{b,c}	0

Pour SI : 1 pied = 304,8 mm.

- Supports de toiture : Les degrés de résistance au feu de l'ossature primaire et des murs porteurs peuvent être réduits de 1 heure lorsqu'ils supportent le toit uniquement
- Sauf dans les établissements des groupes F-1, H, M et S-1, la protection contre l'incendie des éléments structuraux de la construction du toit n'est pas exigée, y compris la protection des éléments structuraux primaires de l'ossature, de la charpente du toit et du platelage lorsque chaque partie de la construction du toit est située à 20 pieds ou plus au-dessus de tout plancher situé immédiatement au-dessous. Des éléments en bois traité ignifuge peuvent être utilisés pour ces éléments non protégés.
- Dans tous les usages, le bois lourd conforme à la Section 2304.11 doit être autorisé pour la construction du toit, y compris les éléments de la structure primaire, lorsqu'un degré de résistance au feu de 1 heure ou moins est exigé.
- Pas moins que le degré de résistance au feu exigé par d'autres sections du présent code.
- Pas moins que le degré de résistance au feu basé sur la distance de séparation (voir le tableau 705.5).
- Pas moins que le degré de résistance au feu mentionné dans la section 704.JO.
- Les murs porteurs en bois lourd supportant plus de deux planchers ou plus d'un plancher et d'un toit doivent avoir un degré de résistance au feu d'au moins 1 heure.

CHAPITRE 7 CARACTÉRISTIQUES DE PROTECTION CONTRE LE FEU ET LA FUMÉE

IBC s'applique

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 7 fournit des exigences détaillées pour les constructions résistantes au feu, y compris les éléments de structure, les murs, les cloisons et les assemblages horizontaux. D'autres parties du code décrivent les endroits où certains éléments résistant au feu sont requis. Ce chapitre précise comment ces éléments sont construits, comment sont protégées les ouvertures dans les murs et les cloisons et comment sont protégées les pénétrations de ces éléments.

CHAPITRE 8 FINITIONS INTÉRIEURES

IBC s'applique.

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 8 contient les exigences de performance pour contrôler la croissance du feu et la propagation de la fumée dans les bâtiments en limitant les finitions intérieures et les matériaux décoratifs. Les dispositions de ce chapitre exigent que les matériaux utilisés comme finitions et décorations intérieures répondent à certains critères d'indice de propagation des flammes ou de propagation des flammes et à des critères de développement de fumée basés sur le risque d'incendie relatif associé à l'occupation. Les performances du matériau sont évaluées sur la base de normes de test.

CHAPITRE 9 SYSTÈMES DE PROTECTION INCENDIE

IBC s'applique

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 9 prescrit les exigences minimales pour les systèmes d'équipement de protection active contre l'incendie pour remplir les fonctions de détection d'un incendie, d'alerte aux occupants ou aux pompiers d'une urgence d'incendie, de notification de masse, de détection de gaz, de contrôle de la fumée et de contrôle ou d'extinction de l'incendie. Généralement, les exigences sont basées sur l'occupation, la hauteur et la superficie du bâtiment, car ce sont les facteurs qui affectent le plus les capacités de lutte contre l'incendie et le risque relatif d'un bâtiment spécifique ou d'une partie de celui-ci. Ce chapitre est parallèle et est en grande partie reproduit dans le chapitre 9 de l'International Fire Code®.

CHAPITRE 10 MOYENS D'ÉVACUATION

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 10 fournit les critères généraux de conception des moyens d'évacuation établis comme principale méthode de protection des personnes dans les bâtiments en permettant la relocalisation ou l'évacuation en temps opportun des occupants du bâtiment. Un langage à la fois prescriptif et performant est utilisé dans ce chapitre pour fournir une approche de base dans la détermination d'un système de sortie sûr pour tous les usages. Il couvre toutes les parties du système de sortie (accès aux sorties, sorties et déchargement des sorties) et comprend des exigences de conception ainsi que des dispositions réglementant les composants individuels. Les exigences détaillent la taille, la disposition, le nombre et la protection des composants des moyens d'évacuation. Les caractéristiques fonctionnelles et opérationnelles qui permettront une utilisation sûre des composants sans connaissances ni efforts particuliers sont spécifiées.

Les exigences en matière de protection contre les sorties fonctionnent en coordination avec d'autres sections du code, telles que la protection des ouvertures verticales (voir chapitre 7), la finition intérieure (voir chapitre 8), les systèmes d'extinction et de détection d'incendie (voir chapitre 9) et bien d'autres, tous ayant un impact sur la sécurité des personnes. Le chapitre 10 est subdivisé en quatre sections principales : général (sections 1003 à 1015), accès à la sortie (sections 1016 à 1021), sortie (sections 1022 à 1027) et décharge de sortie (sections 1028 à 1029). Des allocations spéciales pour les exigences particulières relatives aux espaces de rassemblement (section 1030) et aux ouvertures d'évacuation et de sauvetage d'urgence (section 1031) complètent le chapitre. Le

chapitre 10 de ce code est dupliqué dans le chapitre 10 de l'International Fire Code® ; cependant, le Code international de prévention des incendies contient une section supplémentaire sur l'entretien des moyens d'évacuation dans les bâtiments existants.

La section 1010 a été largement réorganisée pour l'édition 2021. Pour des informations complètes, consultez le tableau des sections déplacées dans la préface du Code international du bâtiment.

CHAPITRE 11 ACCESSIBILITÉ

IBC s'applique.

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 11 contient des dispositions qui définissent les exigences en matière d'accessibilité des bâtiments et de leurs sites et installations associés pour les personnes handicapées physiques. La philosophie fondamentale du code en matière d'accessibilité est que tout doit être accessible. Cela se reflète dans l'exigence d'applicabilité de base (voir la section 1103.1). Les exigences de portée du code abordent ensuite les conditions dans lesquelles l'accessibilité n'est pas requise en termes d'exceptions à ce mandat général. Alors que l'IBC contient des dispositions de portée pour l'accessibilité (par exemple, quoi, où et combien), ICC A117.1, Bâtiments et installations accessibles et utilisables, est la norme de référence pour les dispositions techniques (en d'autres termes, comment). Les critères d'accessibilité pour les bâtiments existants sont abordés dans l'International Existing Building Code®. L'International Residential Code® fait référence au chapitre 11 pour les dispositions en matière d'accessibilité ; par conséquent, ce chapitre peut être applicable aux logements couverts par le Code résidentiel international. Les dispositions des I-Codes sont destinées à satisfaire ou dépasser les exigences de l'exigence fédérale américaine en matière d'accessibilité trouvée dans l'Americans with Disabilities Act et le Fair Housing Act.

Il existe de nombreux problèmes d'accessibilité qui profitent non seulement aux personnes handicapées, mais qui apportent également un avantage tangible aux personnes non handicapées. Ce type d'exigence peut être énoncé dans le code comme généralement applicable sans nécessairement l'identifier spécifiquement comme une question liée à l'accessibilité. Une telle exigence serait alors considérée comme ayant été « intégrée ». Par exemple, les alarmes visibles sont situées au chapitre 9 et les exigences en matière de moyens de sortie accessibles et de rampes sont abordées au chapitre 10.

CHAPITRE 12 ENVIRONNEMENT INTÉRIEUR

IBC s'applique

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 12 fournit des dispositions minimales pour l'intérieur des bâtiments – l'environnement occupé. La ventilation, l'éclairage et le chauffage des locaux sont directement réglementés dans ce chapitre et en conjonction avec l'International Mechanical Code® et l'International Energy Conservation Code®. La taille minimale de la pièce, la transmission sonore maximale d'une pièce à l'autre et l'acoustique de la salle de classe sont définies pour les établissements éducatifs.

CHAPITRE 13 EFFICACITÉ ÉNERGÉTIQUE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : L'objectif du chapitre 13 est de fournir des exigences minimales de conception qui favorisent une utilisation efficace de l'énergie dans les bâtiments. Les exigences portent sur l'enveloppe thermique du bâtiment, la sélection des équipements de CVC et d'éclairage, ainsi que l'installation de commandes qui dictent un fonctionnement efficace. L'utilisation efficace de l'énergie pour fournir de l'eau et de l'éclairage aux utilisateurs de l'espace est également encouragée. Rappel sur l'élaboration du code : les propositions de modification du code de ce chapitre seront examinées par le Comité international d'élaboration du code de conservation de l'énergie au cours du cycle d'élaboration du code 2022 (groupe B).

CHAPITRE 14 MURS EXTÉRIEURS

IBC s'applique.

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 14 traite des exigences relatives aux murs extérieurs des bâtiments. Des normes minimales pour les matériaux de revêtement mural, telles que la performance des matériaux et la résistance au feu, l'installation des revêtements muraux et la capacité du mur à fournir une protection contre les intempéries sont fournies. Ce chapitre contient également des limites sur les superficies et les hauteurs des revêtements muraux combustibles en fonction des distances de séparation coupe-feu, de l'exposition à la chaleur radiante et des caractéristiques de combustion des surfaces.

CHAPITRE 15 ASSEMBLAGES DE TOITURE ET STRUCTURES EN TOITURE

IBC s'applique.

Notes d'utilisateur :

À propos de ce chapitre : Le chapitre 15 fournit les exigences minimales pour la conception et la construction des toitures et des structures de toiture. Les critères portent sur la barrière de protection contre les intempéries sur le toit et, dans la plupart des cas, sur une barrière résistante au feu. Le chapitre est en grande partie de nature normative et s'appuie sur des décennies d'expérience avec divers matériaux traditionnels, mais il reconnaît également des produits plus récents. La section 1511 traite des structures sur les toits, qui comprennent les penthouses, les réservoirs, les tours et les flèches. Les penthouses sur le toit plus grands que ceux prescrits dans ce chapitre doivent être traités comme un étage en vertu du chapitre 5.

CHAPITRE 16 CONCEPTION STRUCTURELLE

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 16 fixe des exigences minimales de conception pour que les composants structurels des bâtiments soient dimensionnés afin de résister aux charges qu'ils pourraient subir. De plus, ce chapitre classe les bâtiments et les structures dans des catégories de risque correspondant à leur usage prévu. Les charges spécifiées ainsi que les combinaisons de charges requises reposent sur des recherches et des analyses de la performance de service des bâtiments et structures en service. L'application de ces charges, combinée au respect des critères de performance, renforce la protection des personnes et des biens.

SECTION 1601 GÉNÉRALITÉS [R]

1601.1 Portée [R]

Les dispositions de ce chapitre régissent la conception structurelle des bâtiments, des structures et de leurs éléments, conformément aux exigences du présent code.

[H] Chapitre 16 Conception structurelle

Le chapitre 16 de l'IBC constitue le cadre principal pour les critères de conception structurelle, avec des références fréquentes à l'ASCE 7-16, notamment pour les exigences liées aux charges de vent et sismiques. Cependant, l'IBC adapte ou remplace parfois l'ASCE 7 dans certains domaines, notamment la conception structurelle générale (sections 1601 et 1604), les exigences relatives aux documents de construction (1603), les combinaisons de charges (1605), et les charges permanentes et d'exploitation (sections 1606 et 1607), les charges de vent (1609), les charges sismiques (1613) et autres. Le recours à l'ASCE 7 varie selon le type de charge.- Par exemple, les surcharges sont traitées principalement dans la section 1607 de l'IBC, tandis que les charges de vent sont couvertes par les chapitres 26 à 30 de l'ASCE 7 référencées par la section 1609.1 de l'IBC). Les principales références sont répertoriées dans les commentaires. Les tables de référence importantes sont présentées dans ce chapitre ; mais, il est recommandé de consulter l'IBC pour les dispositions complètes. Une demande d'autorisation est en cours pour inclure un sous-ensemble courant de l'ASCE 7 dans le DAC.

SECTION 1602 NOTATIONS [R]

1602.1 Notations

Les notations suivantes sont utilisées dans ce chapitre :

D = Charge permanente.

D_i = Poids de la glace conformément au chapitre 10 de l'ASCE 7.

E = Effet combiné des forces sismiques horizontales et verticales, comme défini dans la section 12.4 de l'ASCE 7.

F = Charge due aux fluides, avec pressions et hauteurs maximales bien définies.

F_a = Charge de crue, conformément au chapitre 5 de l'ASCE 7.

H = Charge due aux pressions latérales des terres, à la pression des eaux souterraines ou à la pression des matériaux en vrac.

L = Charge d'exploitation.

L_r = Charge utile appliquée au toit.

R = Charge due à la pluie.

S = Charge de neige.

T = Effets cumulatifs des forces dues à l'autodéformation.

V_{asd} = Vitesse de vent de conception admissible (en mph ou km/h), le cas échéant.

V = Vitesses de vent de conception de base (en mph ou km/h) déterminées selon les figures 1609.3(1) à 1609.3(12) ou ASCE 7.

W = Charge due à la pression du vent.

W_i = Vent sur glace conformément au chapitre 10 de l'ASCE 7.

SECTION 1603 DOCUMENTS DE CONSTRUCTION [R]

IBC s'applique.

[H] Section 1603 Documents de construction

Comme indiqué dans l'avant-projet, il est prévu que les projets en Haïti utilisant l'IBC 2021 avec ce DAC puissent, dans des cas raisonnables, déroger à certaines exigences de l'IBC. Cela est acceptable à condition que toutes les exceptions et variations soient clairement mentionnées dans les documents de construction, y compris les critères de conception structurelle décrits dans la section 1603 et dans tous les autres chapitres du DAC. Ces informations peuvent également figurer dans la section Notes générales ou dans les critères de conception des plans pour d'autres disciplines telles que l'architecture, la mécanique, l'électricité, etc.

SECTION 1604 EXIGENCES GÉNÉRALES DE CONCEPTION [R]

1604.1 Généralités [R]

Le bâtiment, les structures et leurs composants doivent être conçus et construits conformément aux méthodes de conception par résistance, de facteurs de charge et de résistance, de contraintes admissibles, de conception empirique ou de construction conventionnelle, comme le permettent les chapitres sur les matériaux applicables et les normes de référence.

1604.2 Capacité de charge [R]

Les bâtiments et autres structures, ainsi que leurs parties, doivent être conçus et construits de manière à résister en toute sécurité aux charges majorées dans les combinaisons de charges définies dans le présent code, sans dépasser les états limites ultimes appropriés pour les matériaux de construction.

À titre alternatif, les bâtiments et autres structures, ainsi que leurs parties, peuvent être conçus et construits de manière à résister en toute sécurité aux charges nominales dans les combinaisons de charges définies dans le présent code, sans dépasser les contraintes admissibles spécifiées pour les matériaux de construction.

Les charges et forces liées aux occupations ou aux usages non prévus dans le présent chapitre doivent être soumises à l'approbation de l'autorité compétente en matière de construction.

1604.3 Capacité d'entretien (Déflexion) [R]

Les systèmes structurels et leurs composants doivent être conçus avec une rigidité suffisante pour limiter les déflexions (flèches), conformément au tableau 1604.3.

1604.3.1 Déflexions [R]

Les déflexions des éléments structurels ne doivent pas excéder les limites les plus strictes définies dans les sections 1604.3.2 à 1604.3.5 ou celles spécifiées dans le tableau 1604.3.

1604.3.2 Béton armé [R]

La déflexion des éléments béton armé doit respecter les limites fixées par l'ACI 318.

1604.3.3 Acier [R]

La déflexion des éléments en acier ne doit pas dépasser celle autorisée par les normes AISC 360, AISI S100, ASCE 8, SJI 100 ou SJI 200, selon les cas.

1604.3.4 Maçonnerie [R]

La flèche des éléments en maçonnerie doit être conforme aux valeurs maximales autorisées par le TMS 402.

1604.3.5 Aluminium [R]

La déflexion des éléments en aluminium ne doit pas excéder celle permise par le AA ADM.

1604.3.6 Limites de déflexion [R]

Les limites de déflexion de la section 1604.3.1 doivent être appliquées, sauf si des normes référencées imposent des limites de déflexion plus restrictives pour certains éléments ou matériaux de finition.

1604.3.7 Support de verre dans la charpente [R]

La déflexion des éléments de charpente supportant le verre, sous une charge de vent correspondant à 0.6 fois la pression des « composants et revêtements » ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

1. 1/175 de la portée de l'élément de charpente, pour les portées ne dépassant pas 13 pieds 6 pouces (4 115 mm).
2. 1/240 de la portée de l'élément de charpente + 1/4 de pouce (6,4 mm), pour les portées ayant une longueur supérieure à 13 pieds 6 pouces (4 115 mm).

1604.4 Analyse [R]

Les effets des charges sur les éléments structurels et leurs connexions doivent être déterminés par des méthodes d'analyse structurelle tenant compte de l'équilibre, de la stabilité générale, de la compatibilité géométrique et des propriétés des matériaux à court et à long terme.

Les éléments susceptibles de subir des déformations résiduelles sous *charges* répétées doivent intégrer, dans leur analyse, les effets des déformations supplémentaires prévues durant leur cycle de vie.

Tout système ou méthode de construction employé doit être basé sur une analyse rationnelle et fondée sur des principes mécanique bien établis. Cette analyse doit aboutir à un schéma de descente de charge complet permettant de transférer les *charges* depuis leur point d'application jusqu'aux éléments résistants.

La force latérale totale doit être répartie entre les différents éléments verticaux du système résistant aux forces latérales, proportionnellement à leurs rigidités respectives, en tenant compte de la rigidité du système de contreventement horizontal ou *diaphragme*. Des éléments rigides, non considérés comme partie intégrante du système résistant aux forces latérales, peuvent être inclus dans les bâtiments à condition que leur impact sur le système soit pris en compte et prévu dans la conception. Aux fins de la distribution des moment de cisaillement et de torsion par étage, un diaphragme est considéré rigide si sa déformation latérale est inférieure ou égale à deux fois la dérive moyenne par étage. Lorsque l'ASCE 7 l'exige, des dispositions doivent être prises pour les forces accrues dues à la torsion provoquée par l'excentricité entre le centre d'application des forces latérales et le centre de rigidité du système résistant aux forces latérales.

Chaque structure doit être conçue pour résister aux effets des forces spécifiées dans ce chapitre, y compris le renversement, le soulèvement et le glissement. Lorsque le glissement est utilisé pour isoler les éléments, les effets de friction entre les éléments coulissants doivent être inclus comme force dans l'analyse.

1604.5 Catégorie de risque [R]

Chaque bâtiment et structure se voit attribuer un *catégorie de risque* conformément au tableau 1604.5. Lorsqu'une norme référencée spécifie une catégorie d'occupation, la *catégorie de risque* ne doit pas être inférieure à celle indiquée pour cette occupation. Si une norme stipule que la *catégorie de risque* doit être conforme au tableau 1.5-1 de l'ASCE 7,, le tableau 1604.5 doit être utilisé à la place.

Exception: Les bâtiments et structures classés dans les *Catégories de risque* III et IV pour les tsunamis peuvent être conformes à la section 6.4 de l'ASCE 7.

1604.5.1 Locaux à usages multiples [R]

Lorsqu'un bâtiment ou une structure accueille plusieurs usages appartenant à différentes *catégories de risque*, il doit être classé selon la catégorie la plus élevée de ces usages. Pour les bâtiments ou structures comportant des parties structurellement distinctes, chaque partie doit être classée indépendamment. Si une partie séparée fournit un accès requis, une sortie, ou partage des éléments de sécurité avec une autre partie ayant une *catégorie de risque supérieure*, les deux parties doivent être attribuées à cette *catégorie de risque plus élevée*.

Exception: Lorsqu'un *abri anti-tempête* conçu et construit conformément à l'ICC 500, est présent dans un bâtiment ou une structure normalement utilisé à d'autres fins, la *catégorie de risque* du bâtiment reste applicable, sauf si l'*abri anti-tempête* est désigné comme refuge d'urgence, conformément au tableau 1604.5.

1604.6 Essais de charge in situ [R]

Le *responsable du bâtiment* peut exiger une analyse technique ou un essai de charge, ou les deux, pour toute construction, lorsqu'il existe des raisons de douter de sa sécurité pour l'usage prévu. Les analyses et tests de charge doivent être effectués conformément à la section 1708.

1604.7 Essais de charge avant construction [R]

Les matériaux et méthodes de construction qui ne peuvent pas être conçus par une analyse technique approuvée, ou qui ne sont pas conformes aux normes référencées applicables, doivent être soumis à des essais de charge conformément à la section 1709 ou des procédures d'essai alternatives conformes à la section 1707,.

1604.8 Ancrage [R]

Les bâtiments, *autres structures*, et leurs composants, doivent être dotés d'un ancrage conforme aux sections 1604.8.1 à 1604.8.3, selon les cas.

1604.8.1 Généralités [R]

L'ancrage du toit aux murs et aux colonnes, ainsi que des murs et colonnes aux fondations, doit être dimensionné pour résister aux forces de soulèvement et de glissement résultant des charges prescrites.

1604.8.2 Murs porteurs [R]

Les murs offrant une résistance verticale ou une résistance au cisaillement latéral doivent être ancrés au toit ainsi qu'aux planchers et autres éléments de support latéral. Les connexions doivent pouvoir résister aux forces horizontales spécifiées dans la section 1.4.4 de l'ASCE 7 pour les structures de *Catégorie de conception sismique* A, et dans la section 12.11 de l'ASCE 7 pour toutes les autres *catégories sismiques*. Les ancrages dans les murs en maçonnerie creuse doivent être intégrés dans des éléments renforcés du mur avec du coulis. Voir les sections 1609 et 1613 pour les exigences relatives aux charges de vent et séismes, respectivement.

1604.8.3 Balcons / Terrasses [R]

Lorsque les terrasses sont fixées à un *mur extérieur*, elles doivent être solidement ancrées à la structure principale et conçues pour supporter les charges verticales et latérales. Les fixations doivent éviter l'usage de clous de pied ou d'attaches amovibles. Si une fixation fiable à la structure principale du bâtiment ne peut être vérifiée lors de l'inspection, les terrasses doivent être conçues comme autoportantes. Les fixations entre les terrasses et les éléments en porte-à-faux des *murs extérieurs* doivent être conçues pour supporter :

1. Les réactions dues aux *charges permanentes* et *d'exploitation* spécifiées dans le tableau 1607.1, ou les charges de neige spécifiées dans la section 1608, en tenant compte de la section 1605 pour toutes les parties de la terrasse.
2. Les réactions dues aux charges *permanentes* et *d'exploitation* spécifiées dans le tableau 1607.1, ou les charges de neige spécifiées dans la section 1608, en tenant compte de la section 1605 pour la partie en porte-à-faux de la terrasse, et sans charge sur les autres parties de la terrasse.

1604.9 Détails relatifs au vent et aux séismes [R]

Les systèmes résistants aux forces latérales doivent satisfaire aux exigences sismiques et aux limitations prescrites par ce code et les chapitres 11, 12, 13, 15, 17 et 18 de l'ASCE 7, même si les *charges dues au vent* dépassent ceux dus aux séismes.

Exception: Les références au chapitre 14 de l'ASCE 7 ne s'appliquent pas, sauf indication contraire dans le présent document.

1604.10 Charges sur les abris de protection contre les intempéries [R]

Les *charges* et combinaisons de charges appliquées aux abris de protection contre les intempéries doivent être déterminées conformément à la norme ICC 500.

TABLEAU 1604.3 LIMITES DE FLÈCHE^{a,b,c,h,i}

CONSTRUCTION	L ou L _r	S ou W ^f	D + L ^{d,g}
Éléments de toiture: ^e			
Soutenant un plafond en plâtre ou stuc	// 360	// 360	// 240
Soutenant un plafond sans plâtre	// 240	// 240	// 180
Ne soutenant pas de plafond	// 180	// 180	// 120
Éléments de plancher	// 360	-	// 240
Murs extérieurs :			
Avec finitions en plâtre ou stuc	-	// 360	-
Avec d'autres finitions fragiles	-	// 240	-
Avec des finitions souples	-	// 120	-
Cloisons intérieures ^b			
Avec finitions en plâtre ou en stuc	// 360	-	-
Avec d'autres finitions fragiles	// 240	-	-
Avec des finitions souples	// 120	-	-
Bâtiments agricoles	-	-	// 180
Serres	-	-	// 120

Pour SI : 1 pied= 304,8 mm.

- a. Pour les toitures et les bardages en tôle formée, la déviation de la charge totale ne doit pas dépasser $l / 60$. Pour les éléments de structure de toiture secondaire supportant une toiture en tôle formée, la déviation de la charge utile ne doit pas dépasser $l / 150$. Pour les éléments de murs secondaires supportant un bardage métallique formé, la déviation de la charge de vent de calcul ne doit pas dépasser $l / 90$. Pour les toitures, cette exception ne s'applique que lorsque les tôles ne sont pas recouvertes d'une couverture.
- b. Les cloisons flexibles, pliantes et mobiles ne sont pas régies par les dispositions de la présente section. Le critère de flèche pour les cloisons intérieures est basé sur la charge horizontale définie dans la section 1607.16.
- c. Voir la section 2403 pour les supports de verre.
- d. La limite de déflexion pour la combinaison de charges $D + (L + L_r)$ ne s'applique qu'à la déflexion due à la composante de fluage de la déflexion de la charge morte à long terme plus la déflexion de la charge d'exploitation à court terme. Pour le bois d'œuvre, le bois lamellé-collé structurel, les solives en I préfabriquées en bois et les éléments en bois composite structurel qui sont secs au moment de l'installation et utilisés dans des conditions sèches conformément à la norme ANSI/AWC NDS, la composante de fluage de la flèche à long terme peut être estimée comme étant la flèche de la charge morte immédiate résultant de $0,5D$. Pour les éléments en bois d'œuvre et en bois lamellé-collé installés ou utilisés dans toutes les autres conditions d'humidité ou pour le bois lamellé-croisé et les panneaux structuraux en bois qui sont secs au moment de l'installation et utilisés dans des conditions sèches conformément à la norme ANSI/AWC NDS, la composante de fluage de la déformation à long terme peut être estimée comme la déformation immédiate sous charge morte résultant de D . La valeur de $0,5D$ ne doit pas être utilisée en combinaison avec les dispositions de la norme ANSI/AWC NDS relatives à la charge à long terme.
- e. Les déflexions précédentes ne garantissent pas l'absence de formation de flaques d'eau. Les toits qui n'ont pas une pente ou une cambrure suffisante pour assurer un drainage adéquat doivent faire l'objet d'une enquête sur la formation de flaques d'eau. Voir le chapitre 8 de l'ASCE 7.
- f. La charge de vent peut être égale à 0,42 fois les charges "composants et bardage" ou calculée directement en utilisant la vitesse du vent à intervalle de retour moyen de 10 ans pour déterminer les limites de déflexion dans le tableau 1604.3. Lorsque les éléments d'ossature supportent du verre, la limite de flèche ne doit pas dépasser celle spécifiée dans la section 1604.3.7.
- g. Pour les éléments de structure en acier, la flèche due à la composante de fluage de la charge permanente à long terme peut être considérée comme nulle.
- h. Pour les éléments de structure en aluminium ou les panneaux en aluminium utilisés dans les lanterneaux et les vitrages inclinés, les toits ou les murs des vérandas ou des couvertures de terrasse ne supportant pas le bord du verre ou des panneaux sandwich en aluminium, la déviation de la charge totale ne doit pas dépasser $l / 60$. Pour les éléments structurels continus en aluminium supportant le bord du verre, la déviation de la charge totale ne doit pas dépasser $l / 175$ pour chaque verre ou $1/60$ pour toute la longueur de l'élément, la valeur la plus stricte étant retenue. Pour les panneaux sandwich en aluminium utilisés dans les toits ou les murs des vérandas ou des couvertures de terrasse, la déviation totale de la charge ne doit pas dépasser $l / 120$.
- i. l = Longueur de l'élément entre les supports. Pour les éléments en porte-à-faux, l est égal à deux fois la longueur du porte-à-faux.

TABLEAU 1604.5 CATÉGORIE DE RISQUE DES BÂTIMENTS ET AUTRES STRUCTURES

CATÉGORIE DE RISQUE	NATURE DE L'OCCUPATION
I	Bâtiments et autres structures qui présentent un faible risque pour la vie humaine en cas de défaillance, y compris, mais sans s'y limiter : • Les installations agricoles. • Certaines installations temporaires. • Installations de stockage mineures.
II	Bâtiments et autres structures, à l'exception de ceux énumérés dans les catégories de risques I, III et IV.
III	Bâtiments et autres structures qui présentent un risque important pour la vie humaine en cas de défaillance, y compris, mais sans s'y limiter : • Les bâtiments et autres structures dont l'occupation principale est l'assemblée publique et dont le nombre d'occupants est supérieur à 300. • Bâtiments et autres structures contenant un ou plusieurs espaces de réunion publique, chacun ayant un nombre d'occupants supérieur à 300 et un nombre cumulé d'occupants dans les espaces de réunion publique supérieur à 2 500. • Bâtiments et autres constructions abritant des établissements du groupe E ou du groupe I-4, ou une combinaison de ces établissements, dont le nombre d'occupants est supérieur à 250. • Bâtiments et autres structures abritant des établissements d'enseignement destinés à des élèves de plus de la douzième année, dont le nombre d'occupants est supérieur à 500. • Établissements du groupe I-2, condition 1, comptant au moins 50 bénéficiaires de soins. • Établissements du groupe I-2, condition 2, ne disposant pas d'installations de chirurgie d'urgence ou de traitement d'urgence. • Établissements du groupe I-3. • Tout autre établissement dont le nombre de personnes est supérieur à 5 000. • Centrales électriques, installations de traitement de l'eau potable, installations de traitement des eaux usées et autres installations de services publics non incluses dans la catégorie de risque IV. • Bâtiments et autres structures non inclus dans la catégorie de risque IV contenant des quantités de matières toxiques ou explosives qui : • dépassent les quantités maximales autorisées par zone de contrôle conformément au tableau 307.1(1) ou 307.1(2) ou par zone de contrôle extérieure conformément au <i>code international de prévention des incendies</i> ; et • sont suffisants pour constituer une menace pour le public s'ils sont libérés.^b
IV	Bâtiments et autres structures désignés comme installations essentielles, y compris, mais sans s'y limiter, les établissements du groupe I-2, condition 2, ayant des installations de chirurgie d'urgence ou de traitement d'urgence : • Établissements du groupe I-2, condition 2, ayant des installations de chirurgie d'urgence ou de traitement d'urgence. • Établissements de soins ambulatoires disposant d'installations de chirurgie d'urgence ou de traitement d'urgence. • Postes de pompiers, de secours, d'ambulances et de police et garages pour véhicules d'urgence. • Abris désignés en cas de tremblement de terre, d'ouragan ou d'autres situations d'urgence. • Centres de préparation aux situations d'urgence, de communication et d'opérations et autres installations nécessaires aux interventions d'urgence. • Centrales électriques et autres installations de services publics nécessaires comme installations de secours d'urgence pour les structures de la catégorie de risque IV. • Bâtiments et autres structures contenant des quantités de matières hautement toxiques qui : • dépassent les quantités maximales autorisées par zone de contrôle, comme indiqué dans le tableau 307.1(2), ou par zone de contrôle extérieure, conformément au <i>Code international de prévention des incendies</i> ; et • sont suffisantes pour constituer une menace pour le public si elles sont libérées^b • Tours de contrôle de l'aviation, centres de contrôle du trafic aérien et hangars d'aviation d'urgence. • Bâtiments et autres structures ayant des fonctions critiques pour la défense nationale. • Installations de stockage d'eau et structures de pompage nécessaires au maintien de la pression de l'eau pour l'extinction des incendies.

a. Aux fins du calcul du nombre d'occupants, les usages pour lesquels le tableau 1004.5 exige des calculs de surface de plancher brute doivent être remplacés par des surfaces de plancher nettes pour déterminer le nombre total d'occupants.

b. Lorsque cela est approuvé par le responsable de la construction, la classification des bâtiments et autres structures dans la catégorie de risque III ou IV sur la base de leurs quantités de matières toxiques, hautement toxiques ou explosives peut être ramenée à la catégorie de risque II, à condition qu'il puisse être démontré, par une évaluation des dangers conforme à la section 1.5.3 de l'ASCE 7, qu'un rejet de matières toxiques, hautement toxiques ou explosives n'est pas suffisant pour constituer une menace pour le public.

SECTION 1605 COMBINAISONS DE CHARGES [R]

[H] Section 1605 Combinaisons de charges

L'IBC propose des combinaisons de charges basées sur la contrainte admissible, qui peuvent être particulièrement pertinentes dans certains cas, par exemple pour évaluer les exigences de renversement des fondations. La section 1605 de IBC, ainsi que certaines parties du chapitre 2 de l'ASCE 7, sont fournies à titre de référence.

1605.1 Généralités [R]

Les bâtiments, *autres structures*, et leurs composants doivent être conçus pour résister aux combinaisons de charges de résistance définies dans la section 2.3 de l'ASCE 7, *aux combinaisons de charges en contraintes admissibles* spécifiées dans la section 2.4 de ASCE 7, ou aux combinaisons de charges alternatives *en contraintes admissibles* décrites dans la section 1605.2.

Exceptions :

1. Les modifications apportées aux combinaisons de charges spécifiées dans les sections 2.3 et 2.4 de l'ASCE 7 et dans la Section 1605.2 de l'IBC, telles qu'indiquées dans les chapitres 18 et 19 de l'ASCE 7, s'appliquent.
2. Lorsque les combinaisons de charges de contraintes admissibles de la section 2.4 de l'ASCE 7 sont utilisées, les charges de neige sur un toit plat de 30 lb/pi^2 ($1,44 \text{ kN/m}^2$) et des surcharges de toit de 30 lb/pi^2 ($1,44 \text{ kN/m}^2$) ou moins ne nécessitent pas d'être combinées avec une charge sismique. Si la charge de neige dépasse 30 lb/pi^2 ($1,44 \text{ kN/m}^2$), 20% de cette charge doivent être combinés avec les charges sismiques.
3. Pour les combinaisons de charges de contraintes admissibles de l'ASCE 7, Section 2.4, les charges au crochet de grue n'ont pas besoin d'être combinées avec les *charges d'exploitation de toiture ni* avec plus de trois quarts de la charge de neige ou la moitié des charges de vent.

1605.1.1 Stabilité [R]

Quel que soit le type de combinaisons de charges utilisées pour la conception en résistance, la stabilité globale de la structure (contre le renversement, le glissement et la flottabilité) doit être vérifiée. L'utilisation des combinaisons de charges spécifiées dans les sections 2.3 et 2.4 de l'ASCE 7, ainsi que dans la section 1605.2 de l'IBC est autorisée. Lorsque les combinaisons de charges spécifiées dans la section 2.3 de l'ASCE 7 sont utilisées, les facteurs de réduction de résistance du sol doivent être établis par un professionnel agréé. La stabilité des murs de soutènement doit être vérifiée conformément aux exigences de la section 1807.2.3.

1605.2 Combinaisons alternatives de charges de calcul de contraintes admissibles [R]

En remplacement des combinaisons de charges de la section 2.4 de l'ASCE 7, les structures et leurs composants peuvent être conçues pour les effets les plus critiques résultant des combinaisons suivantes. Lors de l'utilisation de ces combinaisons alternatives de charges de contrainte admissibles incluant les charges de vent ou sismiques, il est possible d'augmenter les contraintes admissibles ou de réduire les charges, si autorisé par les chapitres sur les matériaux de ce code ou les normes référencées.. Pour les combinaisons de charges incluant les effets combinés des charges mortes et de vent, seuls deux tiers de la *charge permanente minimale présente* lors d'un événement de vent de conception doivent être pris en compte. Lors de l'utilisation de ces combinaisons de charges alternatives pour évaluer le glissement, le renversement et la portance à l'interface sol-structure, la réduction de renversement des fondations spécifiée dans la section 12.13.4 de l'ASCE 7 ne doit pas être appliquée. En utilisant ces combinaisons pour dimensionner les fondations en tenant compte des *charges sismiques*, l'*effet de charge sismique vertical*, ET_v , dans l'équation 12.4-4 de l'ASCE 7, peut être considéré nul. Lorsque l'ASCE 7 (chapitres 12, 13 et 15) l'exige, les combinaisons de charges intégrant la surrésistance de la section 2.3.6 de l'ASCE 7 doivent être utilisées.

$$D + L + (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$$

(Equation 16-1)

$$D + L + 0.6W$$

(Equation 16-2)

$$D + L + 0.6W + S/2$$

(Equation 16-3)

$$D + L + S + 0.6W/2$$

(Equation 16-4)

$$D + L + S + E/1.4$$

(Equation 16-5)

$$0.9D + E/1.4$$

(Equation 16-6)

Exceptions :

1. Les charges au crochet de grue ne doivent pas être combinées avec les *charges d'exploitation de toiture* ni avec plus de trois quarts de la charge de neige ou la moitié de la charge de vent.
2. Les charges de neige sur toit plat de 30 lb/pi² (1,44 kN/m²) ou moins, ainsi que les *charges d'exploitation de toiture* de 30 lb/pi² (1,44 kN/m²) ou moins, ne doivent pas être nécessairement combinées avec les charges sismiques. Si les charges de neige sur un toit plat dépassent 30 lb/pi² (1,44 kN/m²), 20% de cette charge doivent être combinées avec les charges sismiques.



SECTION 1606 CHARGES PERMANENTES [R]

[H] Section 1606 Charges permanentes

Toute la section 1606 du DAC a été incluse. Cependant, elle manque de spécificité, c'est pourquoi des informations supplémentaires sur les poids des matériaux de construction courants sont fournies en l'annexe 3. A noter que la section 1606 de l'IBC ne fait pas spécifiquement référence à l'ASCE 7 pour les charges permanentes.

1606.1 Généralités [R]

Les *Charges permanentes* sont définies comme les *charges* spécifiées au chapitre 2 de ce code. Elles doivent être considérées comme constantes.

1606.2 Poids des matériaux de construction [R]

Aux fins de conception, les poids réels des matériaux de construction doivent être utilisés. En l'absence d'informations précises, les valeurs retenues doivent être approuvées par le responsable du bâtiment.

1606.3 Poids des équipements de service fixe [R]

Lors de la détermination des charges permanentes pour la conception, le poids de l'équipement de service fixe, y compris le poids maximum de son contenu, doit être inclus. Les éléments variables de l'équipement, tels que le contenu liquide et les plateaux mobiles, ne doivent pas être utilisés pour contrecarrer les forces entraînant des conditions de renversement, de glissement et de soulèvement conformément à la section 1.3.6 de l'ASCE 7.

Exceptions :

1. Lorsque les effets de charge sont causés par des éléments variables, ceux-ci peuvent être utilisés pour contrebalancer ces effets. Dans ce cas, la structure doit être conçue pour résister aux effets de charge avec et sans ces éléments variables.
2. Pour le calcul des effets des charges sismiques, les éléments variables des équipements de service fixes, tels que le contenu liquide et les plateaux mobiles, ne doivent pas excéder les niveaux attendus en fonctionnement normal.

1606.4 Systèmes de panneaux photovoltaïques [R]

Le poids des systèmes de *panneaux photovoltaïques*, y compris leur support et tout lest, doit être considéré comme une charge permanente.

1606.5 Toitures végétalisées et paysagères [R]

Le poids de tous les matériaux utilisés pour les toitures végétalisées et paysagères doit être considéré comme *charge permanente*. Ce poids doit être calculé en tenant compte à la fois des matériaux de sol et de drainage saturés et secs afin de déterminer les effets de charge les plus contraignants sur la structure.

SECTION 1607 CHARGES D'EXPLOITATION

[H] Section 1607 Charges d'exploitation

La section 1607 de l'IBC ne fait pas référence à l'ASCE 7 pour les charges d'exploitation, à l'exception de la section 1607.9 (charges sur les mains courantes, garde-corps, barres d'appui et sièges), la section 1607.10 (barrières de véhicules) et la section 1607.17 (échelles fixes). La plupart des dispositions de la section 1607 sont incluses, sauf lorsque l'IBC est spécifiquement requis.

1607.1 Généralités [R]

Les *charges d'exploitation* sont définies au chapitre 2 de ce code.

1607.2 Charges non spécifiées [R]

Pour les occupations ou utilisations non couvertes par la section 1607, la *charge d'exploitation* doit être déterminée conformément à une méthode *approuvée* par l'autorité en charge *des bâtiments*.

1607.3 Charges D'exploitation uniformes [R]

Les *charges d'exploitation* utilisées dans la conception de bâtiments et *autres structures* doivent correspondre aux charges maximales prévues pour l'usage ou l'occupation, mais ne doivent pas être inférieures aux charges minimales uniformément réparties indiquées dans le tableau 1607.1.

1607.4 Charges d'exploitation concentrées [R]

Les planchers, toits et autres surfaces similaires doivent être conçus pour supporter soit les *charges d'exploitation* prescrites à la section 1607.3, soit les charges *d'exploitation concentrées* indiquées dans le tableau 1607.1, selon celle qui génère les effets *de charge les plus importants*. Sauf indication contraire, la charge concentrée doit être supposée uniformément répartie sur une surface de 2,5 pi x 2,5 pi (762 mm sur 762 mm) et placée de manière à maximiser les *effets de charge* sur les éléments structurels.

1607.5 Charges des cloisons [R]

Dans les immeubles de bureaux et autres bâtiments où les cloisons peuvent être déplacées, le poids des cloisons doit être pris en compte, que celles-ci soient ou non indiquées sur les plans de construction, sauf si la *charge d'exploitation* spécifiée est de 80 psf (3,83 kN/m²) ou plus. La *charge* des cloisons ne doit pas être inférieure à une *charge d'exploitation répartie uniformément* de 15 psf (0,72 kN/m²).

1607.6 Héliports

IBC s'applique

1607.7 Garages pour véhicules de tourisme

IBC s'applique

1607.8 Chargements de véhicules lourds

IBC s'applique

1607.9 Charges sur les mains courantes, garde-corps, barres d'appui et sièges [R]

Les *mains courantes* et *gardes-corps* doivent être conçus pour répondre aux conditions de charge structurelle spécifiées à la section 1607.9.1. Les barres d'appui, sièges de douche et bancs accessibles doivent être conçus et construits selon les conditions de charge structurelle énoncées dans la section 1607.9.2.

1607.9.1 Mains courantes et garde-corps [R]

Les *mains courantes* et *gardes-corps* doivent être conçus pour résister à une charge linéaire de 50 lb/pi (0,73 kN/m), conformément à la section 4.5.1.1 de l'ASCE 7. Les *gardes-corps* et rampes en verre doivent respecter les dispositions de la section 2407.

Exceptions :

1. Pour les habitations unifamiliales et bifamiliales, seule la charge concentrée requise par la section 1607.9.1.1 doit être appliquée.
2. Dans les établissements des groupes I-3, F, H et S, pour les espaces non accessibles au public et comptant moins de 50 occupants, la charge minimale doit être de 20 lb/pi (0,29 kN/m).

1607.9.1.1 Charge concentrée [R]

Les *mains courantes* et *gardes-corps* doivent être conçus pour résister à une charge concentrée de 200 lb (0,89 kN) conformément à la section 4.5.1 de l'ASCE 7.

1607.9.1.2 Charges des éléments de protection [R]

Les balustres, panneaux de remplissage et autres éléments de protection, à l'exception de la main courante et du rail supérieur, doivent être dimensionnés pour résister à une charge concentrée de 50 lb (0,22 kN) conformément aux exigences de la section 4.5.1.2 de l'ASCE 7.

1607.9.2 Barres d'appui, sièges de douche et bancs accessibles [R]

Les barres d'appui, sièges de douche et bancs accessibles doivent être conçus pour résister à une charge concentrée de 250 lb (1,11 kN) appliqué dans n'importe quelle direction en tout point, de façon à produire les effets de charge maximaux.

1607.10 Barrières pour véhicules

IBC s'applique

1607.11 Charges d'impact

IBC s'applique

1607.12 Réduction des charges uniformes [R]

A l'exception des *charges d'exploitation uniformes appliquées* aux toits, toutes les autres charges minimales uniformes, L_o , définies dans le tableau 1607.1 peuvent être réduites conformément aux sections 1607.12.1 et 1607.12.2. Les *charges d'exploitation uniformes* sur les toits peuvent être réduites conformément à la section 1607.14.2.

1607.12.1 Réduction uniforme de base des surcharges [R]

Sous réserve des limitations des sections 1607.12.1.1 à 1607.12.1.3 et du tableau 1607.1, les éléments de structure ayant une surface contributive, $K_{LL}A_T$, de 400 pi² (37,16 m²) ou plus peuvent être dimensionnés comme une *charge d'exploitation uniformément répartie réduite*, L , selon l'équation suivante :

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (\text{Equation 16-7})$$

$$\text{For SI: } L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

où:

L = Charge d'exploitation réduite par pied carré de la surface soutenue par l'élément de structure .

L_o = Charge d'exploitation non réduite par pied carré de la surface soutenue par l'élément de structure (voir tableau 1607.1).

K_{LL} = Facteur de charge d'exploitation (voir tableau 1607.12.1).

A_T = Surface contributive, en pieds carrés (pi²).

L ne doit pas être inférieure à 0,50 L_o pour les éléments supportant un seul étage, et L ne doit pas être inférieure à 0,40 L_o pour les éléments supportant deux étages ou plus.

TABLEAU 1607.12.1 FACTEUR D'ÉLÉMENT DE CHARGE D'EXPLOITATION, K_{LL}

Element	K_{LL}
Colonne intérieure	4
Colonne extérieure sans dalle à porte-à-faux	4
Colonnes de rive avec dalles en porte-à-faux	3
Colonnes d'angle avec dalles en porte-à-faux	2
Poutres de rive sans dalles en porte-à-faux	2
Poutres intérieures	2
Éléments non identifiés précédemment, y compris :	1
Poutres de rive avec dalles en porte-à-faux	
Poutres en porte-à-faux	
Dalles unidirectionnelles	
Dalles à double sens	
Éléments ne prévoyant pas de transfert de cisaillement continu par rapport à leur portée	

1607.12.1.1 Dalles unidirectionnelles [R]

La surface tributaire, A_T , à utiliser dans l'équation 16-7 pour les dalles unidirectionnelles ne doit pas dépasser une surface définie par la portée de la dalle multipliée par une largeur perpendiculaire à cette portée, égale à 1,5 fois la portée de la dalle.

1607.12.1.2 Charges d'exploitation [R]

Les charges d'exploitation dépassant 100 psf (4,79 kN/m²) ne doivent pas être réduites.

Exceptions :

1. Les charges d'exploitation pour les éléments supportant deux étages ou plus peuvent être réduites jusqu'à un maximum de 20%, mais la charge d'exploitation ne doit pas être inférieure à L tel que calculé dans la section 1607.12.1.
2. Pour des utilisations autres que le stockage, des réductions supplémentaires des charges d'exploitation sont autorisées, sous réserve d'approbation, lorsque le professionnel agréé démontre qu'une approche rationnelle a été appliquée et que ces réductions sont justifiées.

1607.12.1.3 Garages pour véhicules de tourisme [R]

Les charges d'exploitation ne doivent pas être réduites dans les garages de véhicules de tourisme.

Exception: Les charges d'exploitation pour les éléments supportant deux étages ou plus peuvent être réduites d'au plus 20% , mais la charge d'exploitation ne doit pas être inférieure à L , tel que calculé dans la section 1607.12.1.

1607.12.2 Autre réduction uniforme des charges

IBC s'applique

1607.13 Répartition des charges au sol [R]

Lorsque des charges d'exploitation uniformes sont appliquées sur des éléments structuraux disposés de manière à créer une continuité, les charges minimales appliquées doivent inclure les charges permanentes totales sur toutes les travées, combinées avec les charges d'exploitation sur certaines travées pour produire l'effet de charge maximal à chaque emplacement concerné. Les charges d'exploitation au sol peuvent être réduites conformément à la section 1607.12.

1607.14 Charges sur les toits [R]

Les supports structuraux des toits et autres éléments exposés doivent être conçus pour résister aux charges de vent et, le cas échéant, aux charges de neige et de tremblement de terre, en plus des charges permanentes et des charges d'exploitation appropriées spécifiées dans cette section ou dans le tableau 1607.1. Les charges d'exploitation appliquées sur une surface inclinée sont supposées agir verticalement sur la projection horizontale de cette surface.

1607.14.1 Répartition des charges sur le toit [R]

Lorsqu'une charge uniforme de toiture est réduite à moins de 20 psf (0,96 kN/m²) conformément à la section 1607.14.2.1 et appliquée aux éléments de charpente disposés de manière continue, la charge d'exploitation de toiture réduite doit être appliquée soit aux travées adjacentes, soit à des travées alternées, en fonction de l'option produisant l'effet de charge le plus défavorable. Voir la section 1607.14.2 pour les réductions minimales des charges d'exploitation de toiture et la section 7.5 de l'ASCE 7 pour le chargement partiel dû à la neige.

1607.14.2 Réduction des charges uniformes de toiture [R]

Les charges d'exploitation minimales uniformément réparties pour les toits et les chapiteaux, L_{ie} , dans le tableau 1607.1, peuvent être réduites conformément à la section 1607.14.2.1.

1607.14.2.1 Toits, auvents et marquises standards [R]

Les toits standards (plats, inclinés et courbes), ainsi que les auvents et marquises autres que ceux en tissu supportés par une structure à ossature, peuvent être conçus pour une charge uniforme réduite de toiture, L_r , comme spécifié dans les équations suivantes ou dans d'autres combinaisons de charges conformes à la section 1605, selon l'option produisant l'effet de charge le plus élevé.

Pour des structures telles que les serres, où un échafaudage spécial est utilisé comme plateforme pour les travailleurs et les matériaux lors des opérations de maintenance et de réparation, une charge de toiture inférieure à celle spécifiée dans les équations suivantes ne doit pas être utilisée sans l'approbation de l'autorité en charge des bâtiments. Ces structures doivent être conçues pour supporter une charge minimale de toiture de 12 psf (0,58 kN/m²).

$$L_r = L_o R_1 R_2 \quad \text{(Equation 16-10)}$$

où: $12 \leq L_r \leq 20$

Pour SI: $L_r = L_o R_1 R_2$

où: $0.58 \leq L_r \leq 0.96$

L_o = Charge d'exploitation de toiture non réduite par pied carré (m²) de projection horizontale supportée par

l'élément (voir Tableau 1607.1). “

L_r = Charge d'exploitation de toiture réduite par pied carré (m^2) de projection horizontale supportée par l'élément.

Les facteurs de réduction R_1 et R_2 doivent être déterminés comme suit.:

$R_1 = 1$ pour $A_t \leq 200$ pieds carrés ($18.58 m^2$)

(Equation 16-11)

$R_1 = 1.2 - 0.001A_t$ pour

200 pieds carrés $< A_t < 600$ pieds carrés

(Equation 16-12)

Pour SI: $R_1 = 1.2 - 0.011 A_t$ pour

18.58 mètres carrés $< A_t < 55.74$ mètres carrés

$R_1 = 0.6$ pour

$A_t \geq 600$ mètres carrés ($55.74 m^2$)

(Equation 16-13)

où:

A_t = Aire de tributaires (longueur de portée multipliée par la largeur effective) en pieds carrés (m^2) supportée par l'élément, et

$R_2 = 1$ pour $F \leq 4$

(Equation 16-14)

$R_2 = 1.2 - 0.05 F$ pour $4 < F < 12$

(Equation 16-15)

$R_2 = 0.6$ pour $F \geq 12$

(Equation 16-16)

où:

F = Pour une toiture inclinée, le nombre de pouces de élèvement par pied (pour le SI : $F = 0,12 \times$ la pente, avec la pente exprimée en pourcentage), ou, pour une arche ou un dôme, le rapport flèche-portée multiplié par 32.

1607.14.2.2 Toits accessibles [R]

Les surfaces de toits accessibles, telles que les *toitures végétalisées*, les toits paysagers ou utilisés pour assemblage ou à d'autres fins similaires, ainsi que les *chapiteaux*, peuvent bénéficier d'une réduction des *charges d'exploitation* uniformes conformément à la section 1607.12.

1607.14.3 Auvents et marquises

IBC s'applique

1607.14.4 Systèmes de panneaux photovoltaïques

IBC s'applique

1607.15 Charges de grue.

IBC s'applique

1607.16 Murs et cloisons intérieurs [R]

Les murs et cloisons intérieurs de plus de 6 pieds (1 829 mm) de hauteur, y compris leurs finitions, doivent avoir une résistance et une rigidité adéquates pour résister aux *charges* auxquelles ils sont exposés, avec une charge horizontale *minimale* de 5 psf (0,240 kN/m²).

1607.16.1 Cloisons en tissu [R]

Les *Cloisons en tissu* de plus de 6 pieds (1 829 mm) de hauteur, y compris leurs matériaux de finition, doivent avoir une résistance et une rigidité suffisantes pour supporter les conditions de charge suivantes :

1. La charge horizontale doit être appliquée uniquement à la structure de la cloison. La superficie totale utilisée pour calculer cette *charge* correspond à la face du tissu entre les éléments de structure auxquels il est fixé. La charge totale distribuée doit être appliquée uniformément aux éléments de charpente, proportionnellement à la longueur de chacun.
2. Une charge concentrée de 40 livres (0,176 kN) doit être appliquée sur une zone de 8 pouces de diamètre (203 mm), soit une surface de 50,3 pouces carrés (32 452 mm²), sur la face du tissu, à une hauteur de 54 pouces (1 372 mm) au-dessus du sol.

1607.16.2 Murs coupe-feu [R]

Afin de répondre aux exigences de stabilité structurelle de la section 706.2, les , *murs coupe-feu* et leurs supports doivent être conçus pour résister à une charge horizontale admissible minimale de 5 psf (0,240 kN/m²) lorsque la structure de chaque côté du mur est effondrée.

1607.17 Échelles fixes

IBC s'applique

1607.18 Salles de pile de bibliothèque

IBC s'applique

1607.19 Sièges pour usages d'assemblage

IBC s'applique

1607.20 Trottoirs, allées de véhicules et cours soumis au camionnage

IBC s'applique

1607.21 Marches d'escalier

IBC s'applique

1607.22 Greniers (attique) résidentiels

IBC s'applique

**TABLEAU 1607.1 CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L₀,
ET CHARGES D'EXPLOITATION CONCENTRÉES MINIMALES**

OCCUPATION OU USAGE			UNIFORME (psif)	CONCENTRÉES (pound - livre)	VOIR AUSSI LA SECTION
1.	Appartements (voir résidentiel)		-	-	-
2.	Systèmes de plancher surélevés	Utilisation de bureaux	50	2.000	-
		Utilisation informatique	100	2,000	-
3.	Armureries et salle d'exercice		150 ^b	-	-
4.	Espace d'assemblée	Sièges fixes (fixés au sol)	60 ^a	-	-
		Projecteur suiveur, projection, salle de contrôle	50		
		Halls d'entrée	100 ^a		
		Sièges mobiles	100 ^a		
		Plancher de scène	150 ^b		
		Plates-formes (assemblée)	100 ^a		
		Gradins, sièges pliants et télescopiques et tribunes	100 ^a (voir section 1607.19)		
		Stades et arènes avec sièges fixes (attaché au sol)	60 ^a (voir section 1607.19)		
		Autres lieux de rassemblement	100 ^a		
5.	Balcons et terrasses		1,5 fois la charge du plancher pour l'occupation desservie. Non requis pour dépasser 100 psf	-	-
6.	Passerelles pour l'entretien et l'accès aux services		40	300	-
7.	Corniches		60	-	-
8.	Couloirs	Rez-de-chaussée	100	-	-
		Autres étages	Identique à l'occupation servie, sauf indication contraire		
9.	Salles à manger et restaurants		100 ^a	-	-
10.	Logements (voir résidentiel)		-	-	-
11.	Grillage de salle de machine d'ascenseur (sur une surface de 2 pouces par 2 pouces)		-	300	-
12.	Construction de plancher léger fini (sur une zone de 1 pouce par 1 pouce)		-	200	-
13.	Échelles de secours		100	-	-
		Uniquement pour les habitations unifamiliales	40		
14.	Les coussins de fixation		Art. 1607.17		
15.	Garages	Véhicules de tourisme uniquement	40'	Voir section 1607.7	-
		Camions et autobus	Voir section 1607.8		
16.	Mains courantes, garde-corps et barres d'appui		Voir la section 1607.9		-
17.	Héliport		Voir la section 1607.6		-
18.	Hôpitaux	Couloirs des étages supérieurs	80	1,000	-
		Salles d'opération, laboratoires	60	1,000	
		Chambres de patients	40	1,000	
19.	Hôtels (voir résidentiel)		-	-	-

**TABLEAU 1607.1-suite CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L₀, ET
CHARGES D'EXPLOITATION CONCENTRÉES MINIMALES**

OCCUPATION OU USAGE			UNIFORME (psi)	CONCENTRÉ ES (pound livres)	VOIR AUSSI LA SECTION
20.	Bibliothèques	Couloirs des étages supérieurs	80	1,000	-
		Salles de lecture	60	1,000	-
		Salles d'archive	150b	1,000	Section 1607.18 1607.18
21.	Industrie manufacturière	Lourde	250h	3,000	-
		Légère	125b	2,000	
22.	Marquises, à l'exception des habitations unifamiliales et bifamiliales		75	-	-
23.	Immeubles de bureaux	Couloirs au-dessus du premier étage	80	2,000	-
		Les salles d'archives et d'ordinateurs doivent être conçues pour des charges plus lourdes en fonction de l'occupation prévue	-	-	
		Hall et couloirs du rez-de-chaussée	100	2,000	
		Bureaux	50	2,000	
24.	Établissements pénitentiaires	Blocs cellulaires	40	-	-
		Couloirs	100		
25.	Utilisations récréatives	Salles de bowling, salles de billard et usages similaires	75'	-	-
		Salles de danse et de bal	100'		
		Gymnases	100'		
		Patinoires	250b		
		Patinoires à roulettes	100'		
26.	Habitations	Habitations unifamiliales et bifamiliales :		-	Section 1607.22
		Combles non habitables sans stockage	10		
		Combles non habitables avec stockage	20		
		Combles habitables et espaces de couchage	30		
		Auvents, y compris les marquises	20		
		Toutes les autres zones	40		
		Maisons et habitations multifamiliales :			
		Salles privées et couloirs les desservant	40		
		Pièces publiques" et couloirs les desservant	100		

(suite)

**TABLEAU 1607.1-suite CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES, L₀, ET
CHARGES D'EXPLOITATION MINIMALES CONCENTRÉES**

OCCUPATION OU USAGE			UNIFORME (psi)	CONCENTRÉE (livres)	VOIR AUSSI LA SECTION
27.	Toitures	Toits ordinaires, en pente et incurvés (non occupables)	20	-	Section 1607.15.2
		Toitures utilisées à des fins de rassemblement	100 ^a	-	
		Surfaces de toit utilisées pour des usages autres que rassemblement	Identique à l'occupation desservie	-	
		Toitures végétalisées et paysagées :		-	
		Toitures non destinées à être occupées	20	-	
		Toitures utilisées à des fins de rassemblement	100 ^a	-	
		Toitures utilisées pour d'autres usages	Identique à l'occupation desservie	-	
		Auvents et marquises :		-	
		Construction en tissu soutenue par une structure squelettique	5 ^a	-	
		Toute autre construction, à l'exception des habitations unifamiliales et bifamiliales	20	-	
		Éléments de toiture primaire exposés à un plancher de travail :			Section 1607.15.2
		Panneau unique : point de la membrure inférieure du toit ou tout point le long des éléments de structure primaires soutenant les toits au-dessus des ateliers de fabrication, des entrepôts de stockage et des garages de réparation	-	2,000	
		Tous les autres éléments principaux de la toiture	-	300	
		Toutes surfaces de toiture soumises aux travailleurs maintenance	-	300	
28.	Écoles	Salles de classe	40	1,000	
		Couloirs au-dessus du premier étage	80	1,000	
		Couloirs du premier étage	100	1,000	
29.	Volets, nervures de lanterneaux et plafonds accessibles		-	200	-
30.	Trottoirs, allées pour véhicules et cours soumis à la circulation de camions		250 ^b	8,000	Section 1607.20
31.	Escaliers et sorties	Habitations unifamiliales et bifamiliales	40	300	Section 1607.21
		Autres	100	300	Section 1607.21 1607.21
32.	Zones de stockage au-dessus des plafonds		20	-	-
33.	Entrepôts de stockage (doivent être conçus pour des charges plus lourdes s'ils sont nécessaires pour le stockage anticipé)	Lourd	250 ^b	-	-
		Léger	125 ^b		
34.	Magasins	Commerce de détail :			-
		Au rez-de-chaussée	100	1,000	
		Étages supérieurs	75	1,000	
		Commerce de gros, tous les niveaux	125 ^b	1,000	
35.	Barrières pour véhicules		Voir section 1607.10		-
36.	Passerelles et plates-formes surélevées (autres que les voies de sortie)		60	-	-
37.	Cours et terrasses piétonnes		100 ^a	-	-

Pour le SI : 1 pouce= 25,4 mm, 1 pouce carré= 645,16 mm², 1 pied carré= 0,0929 m², 1 livre par pied carré= 0,0479 kN/m², 1 livre= 0,004448 kN, 1 livre par pied cube= 16 kg/m³-

a. La réduction de la résistance à la traction n'est pas autorisée.

b. La réduction des charges d'exploitation n'est autorisée que conformément à la section 1607.12.1.2 ou à la section 1 de la section 1607.12.2.

c. La réduction des charges d'exploitation n'est autorisée que conformément à la section 1607.12.1.3 ou à la section 2 de la section 1607.12.2.

SECTION 1608 CHARGES DE NEIGE

IBC s'applique

[H] Section 1607 Charges de neige

Il n'y a pas de charge de neige en Haïti, mais la disposition IBC demeure pour assurer la cohérence du document

SECTION 1609 CHARGES DE VENT [R]

[H] Section 1609 Charges de vent

L'IBC se réfère aux Chapitres 26 à 30 de l'ASCE 7 pour les charges de vent via la section 1609.1.1. Certaines parties des chapitres 26, 28, 29 et 30 de l'ASCE-7 ont été reproduites ici pour référence, en incluant uniquement les sections les plus fréquemment utilisées. Seule la procédure d'enveloppe du chapitre 28 est incluse, excluant la procédure directionnelle du chapitre 27. La section 1609 de l'IBC comporte des exigences essentielles, et l'ensemble de ses dispositions a donc été reproduit.

Les vitesses du vent par catégorie de risque proviennent du rapport suivant :

L. A. Mudd, A. Liu et P. J. Vickery (Applied Research Associates, Inc.), « Développement de cartes de vitesse du vent de conception pour les Caraïbes en application avec les dispositions sur la charge de vent de l'ASCE 7-16 et versions ultérieures », projet ARA n° 003449, préparé par l'Organisation panaméricaine de la santé, 28 mai 2019, figures 3-17 à 3-20, pages 34-37.

<https://www.paho.org/en/documents/development-design-wind-speed-maps-caribbean-application-wind-load-provisions-asce-7>

1609.1 Exigences [R]

Les bâtiments, structures et leurs composants doivent être conçus pour résister aux charges minimales du vent spécifiées dans cette section. Les réductions de charges dues au vent ne doivent pas tenir compte de l'effet protecteur éventuel d'autres structures.

1609.1.1 Détermination des charges de vent [R]

Les charges de vent sur chaque bâtiment ou structure doivent être déterminées conformément aux chapitres 26 à 30 de l'ASCE 7. La protection des ouvertures, la vitesse de base *du vent* (V), et la catégorie d'exposition pour un site peuvent être établies selon la section 1609 ou à l'ASCE 7. Le vent est supposé pouvoir provenir de toute direction horizontale, et les pressions exercées doivent être considérées comme perpendiculaires à la surface concernée.

Exceptions :

1. Sous réserve des limitations de la section 1609.1.1.1, les dispositions de l'ICC 600 sont autorisées pour les bâtiments des groupes R-2 et R-3 applicables.
2. Sous réserve des limitations de la section 1609.1.1.1, les structures résidentielles utilisant les dispositions de l'AWC WFCM.
3. Sous réserve des limitations de la section 1609.1.1.1, les structures résidentielles utilisant les dispositions de l'AISI S230.
4. Conceptions basées sur le NAAMM FP 1001.
5. Conceptions utilisant le TIA-222 pour les structures de support d'antenne et les antennes, en respectant que la portée horizontale des escarpements de catégorie topographique 2 (section 2.6.6.2 du TIA-222) soit 16 fois la hauteur de l'escarpement.
6. Essais en soufflerie conformément à l'ASCE 49 et aux sections 31.4 et 31.5 de l'ASCE 7.

Les vitesses de vent indiquées dans les figures 1609.3(1) à 1609.3(4) sont des vitesses de base (V) et doivent être converties, conformément à la section 1609.3.1, en vitesses de calcul de contrainte admissibles, V_{asdi} , pour les normes référencées dans les exceptions 4 et 5.

1609.1.1.1 Applicabilité [R]

Les dispositions de l'ICC 600 s'appliquent uniquement aux bâtiments situés dans les zones d'exposition B ou C, définies dans la section 1609.4. Les normes ICC 600, AWC WFCM et AISI S230 ne sont pas

applicables aux bâtiments situés sur la moitié supérieure d'une colline, d'une crête ou d'un escarpement isolé répondant à toutes les conditions suivantes :

1. La colline, la crête ou l'escarpement mesure au moins 60 pieds (18 288 mm) s'il est en exposition B ou au moins 30 pieds (9 144 mm) s'il est en exposition C.
2. La pente moyenne maximale de la colline dépasse 10%.
3. La colline, la crête ou l'escarpement n'est pas protégé contre le vent par d'autres formations topographiques similaires sur une distance, à partir du point culminant, équivalente à 50 fois la hauteur de la formation ou de 2 miles (3,22 km), selon la plus grande valeur.

[H] Section 1609.1.1 Détermination des charges de vent

Cette section traite de l'applicabilité des normes IBC, ASCE 7, ICC 60, AWC WFCM et autres normes de référence. Ces directives doivent être coordonnées avec la partie 1 du CNBH en ce qui concerne les charges de vent et les facteurs topographiques (section 1609.1.1.1).

L'autorisation de reproduire certaines parties du WFCM 2018 relatives à la structure du toit a été demandée à l'AWC pour inclusion dans le CNBH comme ressource pour ce DAC IBC et la partie 1.

1609.2 Protection des ouvertures [R]

Dans les zones exposées aux débris transportés par le vent, les vitrages des bâtiments doivent être résistants aux impacts ou protégés par un revêtement conforme à une norme de résistance aux chocs reconnue, comme ASTM E1996 référencée ici comme suit :

1. Les ouvertures vitrées situées à moins de 30 pieds (9 144 mm) du sol doivent respecter les critères de l'essai de grand missile de la norme ASTM E1996.
2. Les ouvertures vitrées situées à plus de 30 pieds (9 144 mm) au-dessus du sol doivent répondre aux dispositions de l'essai de petit missile de la norme ASTM E1996.

Exceptions :

1. Des Panneaux structurels en bois de $\frac{7}{16}$ pouce (11,1 mm) d'épaisseur minimum et une portée maximale de 8 pieds (2 438 mm) sont autorisées pour protéger les ouvertures dans les bâtiments du groupe R-3 ou R-4 avec une hauteur moyenne de toit de 33 pieds (10 058 mm) ou moins. Ces panneaux doivent être prédécoupés, percés et fixés à l'encadrement entourant l'ouverture vitrée. Les ancrages et fixations résistants à la corrosion doivent être conformes aux charges de l'ASCE 7 et installés en permanence. Des fixations conformes au tableau 1609.2 sont autorisées pour les bâtiments avec une hauteur de toit de 45 pieds (13 716 mm) ou moins lorsque V_{asd} ne dépasse pas 140 mph (63 m/s).
2. Le vitrage dans les bâtiments de catégorie de risque I, y compris les serres non accessibles au public, peut être non protégé.
3. Le vitrage des bâtiments de Catégorie de risque II, III ou IV situés à plus de 60 pieds (18 288 mm) du sol et à plus de 30 pieds (9 144 mm) au-dessus de toits en agrégat situés dans un rayon de 1 500 pieds (458 m) du bâtiment, peut également être non protégé.

1609.2.1 Persiennes [R]

Les persiennes pour les conduits de ventilation d'admission et d'échappement non supposés ouverts et situés à moins de 30 pieds (9 144 mm) du sol doivent respecter la norme AMCA 540.

1609.2.2 Application de la norme ASTM E1996 [R]

La section 6.2.2 de la norme ASTM E1996 doit être modifiée comme suit :

6.2.2 Sauf indication contraire, sélectionner la zone de vent en fonction de la vitesse de vent de conception de base, V , comme suit :

6.2.2.1 Zone de vent 1—130 mph $\leq$ vitesse de vent de conception de base, $V < 140$ mph.

6.2.2.2 Zone de vent 2—140 mph $\leq$ vitesse de vent de conception de base, $V < 150$ mph à plus d'un mile (1,6 km) du littoral. Le littoral est défini à partir du niveau moyen des hautes eaux.

6.2.2.3 Zone de vent 3—150 mph (67 m/s) $\leq$ vitesse de vent de conception de base, $V \leq 160$ mph (72 m/s) ou 140 mph (63 m/s) $\leq$ vitesse de vent de conception de base, $V \leq 160$ mph (72 m/s) à moins d'un mile (1,6 km) du littoral. Le littoral est défini à partir du niveau moyen des hautes eaux.

6.2.2.4 Zone de vent 4—vitesse de vent de conception de base, $V > 160$ mph (72 m/s).

1609.2.3 Portes de garage [R]

Les vitrages des portes de garage exposés aux débris transportés par le vent doivent répondre aux exigences de résistance aux impacts d'une norme approuvée, comme ANSI/DASMA 115.

1609.3 Vitesse de base du vent de conception [R]

La vitesse de vent de conception de base (V), exprimée en mph, pour le calcul des charges de vent doit être déterminée à partir des figures 1609.3(1) à 1609.3(4).

La vitesse de vent de conception de base (V) pour les bâtiments et structures de *catégorie de risque I* doit être obtenue à partir des figures 1609.3(1).

La vitesse de vent de conception de base (V) pour les bâtiments et structures de *catégorie de risque II* b doit être obtenue à partir des figures 1609.3(2).

La vitesse de vent de conception de base (V) pour les bâtiments et structures de *catégorie de risque III* doit être obtenue à partir des figures 1609.3(3).

La vitesse de vent de conception de base (V) pour les bâtiments et structures de *catégorie de risque IV* doit être obtenue à partir des figures 1609.3 (4).

Pour les zones spéciales exposées au vent, notamment près de terrains montagneux ou de gorges, la vitesse de vent de conception de base (V) doit être conforme aux exigences locales. Toute vitesse de vent de conception établie par la juridiction locale doit respecter le chapitre 26 de l'ASCE 7.

Dans les régions non soumises aux ouragans, lorsque la *vitesse de vent de conception* est estimée à partir de données climatiques régionales, celle-ci doit être déterminée conformément aux dispositions du chapitre 26 de l'ASCE 7.

TABLEAU 1609.2 SCHÉMA DE FIXATION DE LA PROTECTION CONTRE LES DÉBRIS TRANSPORTÉS PAR LE VENT POUR LES PANNEAUX STRUCTURAUX EN BOIS^{a,b,c,d}

TYPE DE FIXATION	Espacement des fixations (pouces)		
	Portée du panneau ≤ 4 pieds	4 pieds < Panneau Span ≤ 6 pieds	6 pieds < Portée du panneau ≤ 8 pieds
Ancrage à base de vis à bois n° 8 avec une longueur d'encastrement de 2 pouces	16	10	8
Ancrage à base de vis à bois No. JO avec une longueur d'encastrement de 2 pouces	16	12	9
Ancrage à base de tire-fond de diamètre ⁽¹⁾ /4 pouces avec longueur d'encastrement de 2 pouces	16	16	16

Pour SI : 1 pouce= 25,4 mm, 1 pied= 304,8 mm, 1 livre= 4,448 N, 1 mile par heure= 0,447 m/s.

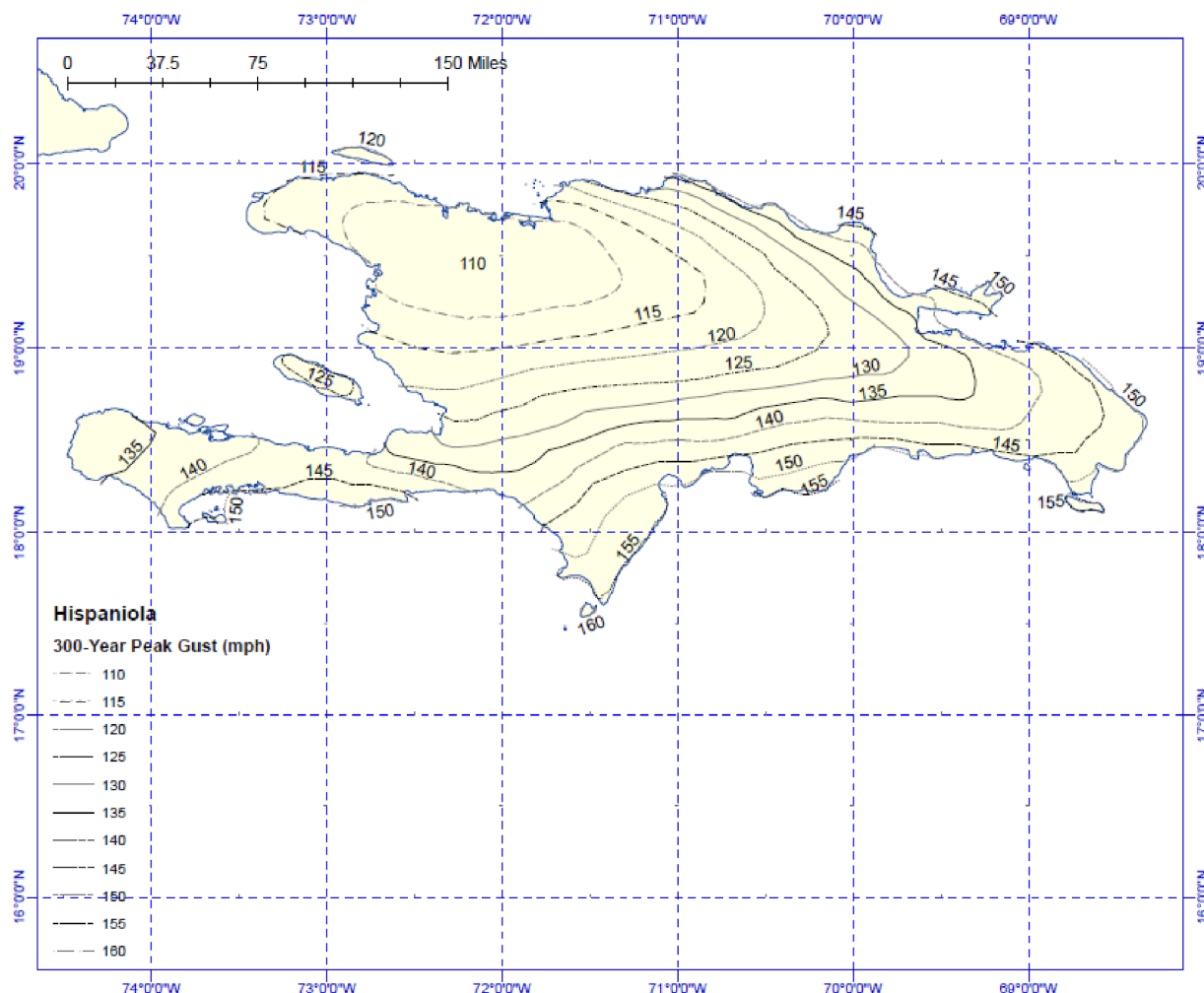
a. Ce tableau est basé sur des vitesses de vent de 140 mph et une hauteur de toit moyenne de 45 pieds.

b. Les fixations doivent être installées aux extrémités opposées du panneau structurel en bois. Les fixations ne doivent pas être situées à moins d'un pouce du bord du panneau.

c. Les ancrages doivent pénétrer à travers le revêtement mural extérieur avec une longueur d'encastrement d'au moins 2 pouces dans l'ossature du bâtiment. Les fixations doivent être placées à au moins 2⁽¹⁾/2pouces du bord du bloc de béton ou du béton.

d. Lorsque les panneaux sont fixés à la maçonnerie ou à la maçonnerie/stuc, ils doivent être fixés à l'aide d'ancrages résistants aux vibrations ayant une capacité de retrait ultime d'au moins 1 500 livres.

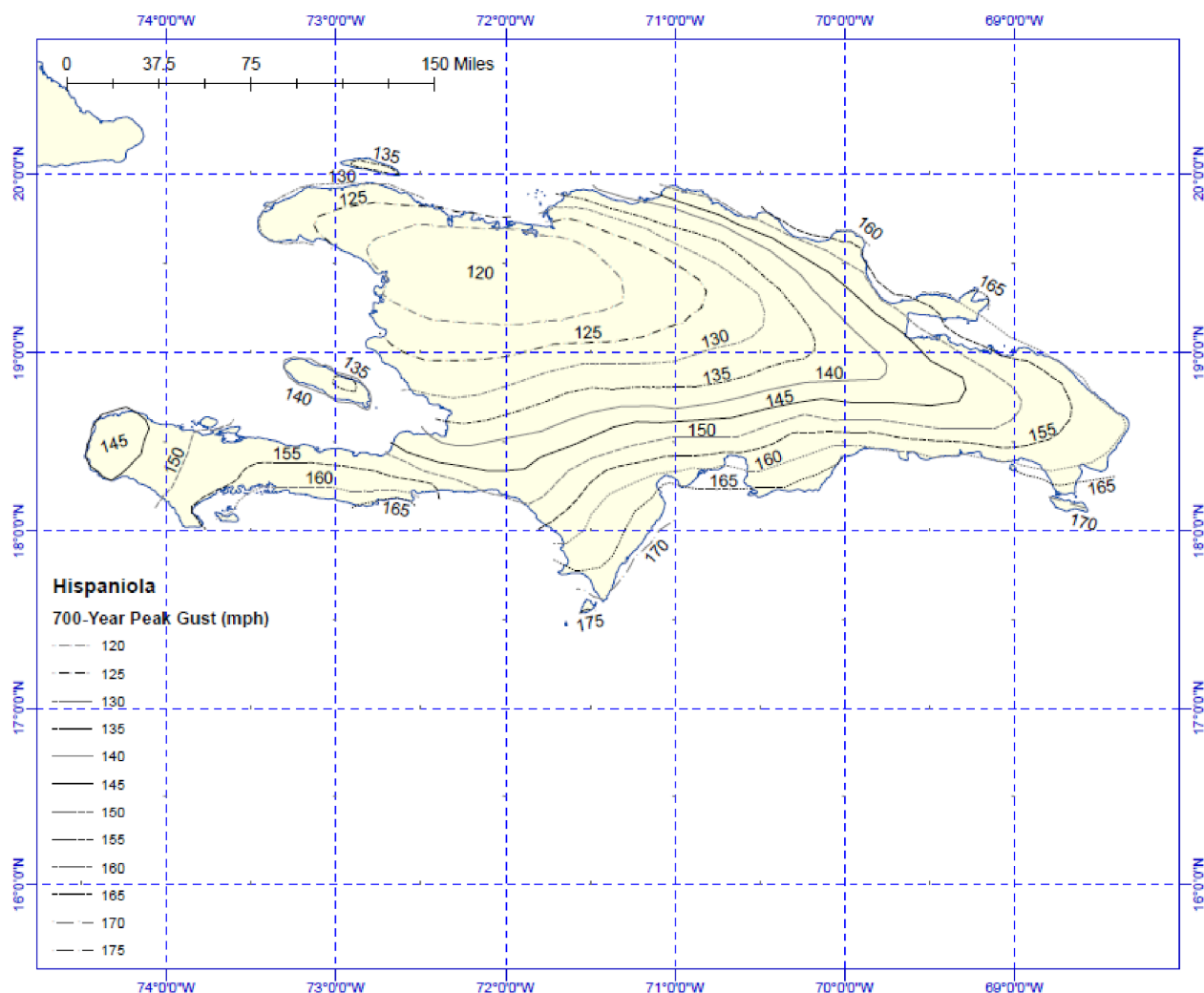
Figure 1609.3(1) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque I - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 300 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.



Remarques :

1. Les valeurs indiquées représentent des vitesses nominales de rafales de vent sur 3 secondes, en miles par heure (mph), mesurées à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus du sol pour la catégorie d'exposition C.
2. Une interpolation linéaire est effectuée entre les contours.
3. Pour les îles, zones côtières, et limites terrestres situées en dehors du dernier contour, la dernière valeur de vitesse du vent doit être utilisée.
4. Les terrains montagneux, les gorges, les promontoires océaniques et les zones spéciales exposées au vent doivent être analysés pour détecter d'éventuelles conditions de vent particulières.
5. Ces vitesses de vent correspondent à une probabilité de dépassement d'environ 15 % sur une période de 50 ans (probabilité annuelle de dépassement = 0,00333, IRM = 300 ans).

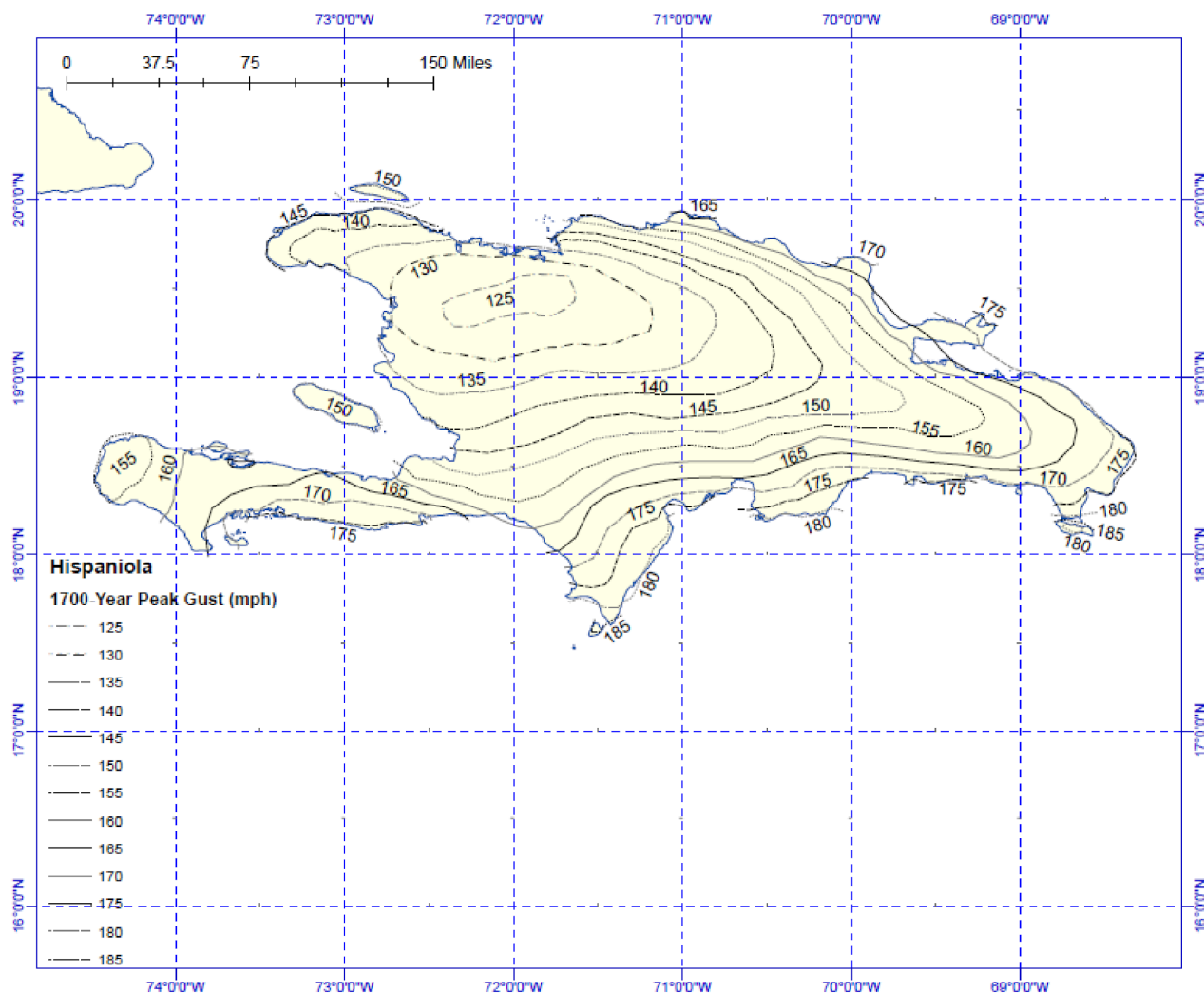
Figure 1609.3(2) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque II - Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 700 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.



Remarques :

1. Les valeurs indiquées représentent des vitesses nominales de rafales de vent sur 3 secondes, en miles par heure (mph), mesurées à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus du sol pour la catégorie d'exposition C..
2. Une interpolation linéaire est effectuée entre les contours.
3. Pour les îles, zones côtières, et limites terrestres situées en dehors du dernier contour, la dernière valeur de vitesse du vent doit être utilisée.
4. Les terrains montagneux, les gorges, les promontoires océaniques et les zones spéciales exposées au vent doivent être analysés pour détecter d'éventuelles conditions de vent particulières.
5. Ces vitesses de vent correspondent à une probabilité de dépassement d'environ 7 % sur une période de 50 ans (probabilité annuelle de dépassement = 0,00143, IRM = 700 ans).

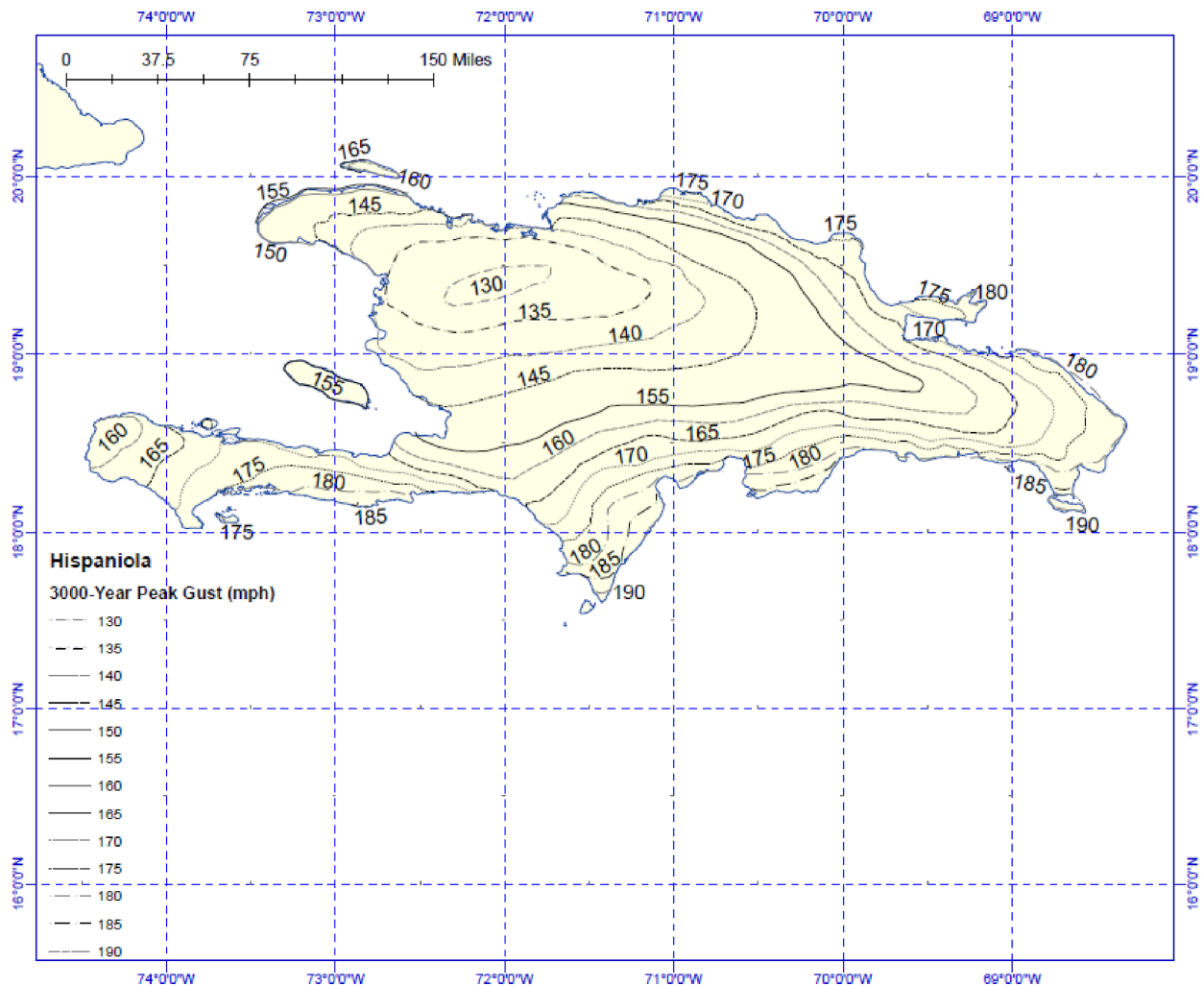
Figure 1609.3(3) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque III -Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 1700 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.



Remarques :

1. Les valeurs indiquées représentent des vitesses nominales de rafales de vent sur 3 secondes, en miles par heure (mph), mesurées à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus du sol pour la catégorie d'exposition C.
2. Une interpolation linéaire est effectuée entre les contours.
3. Pour les îles, zones côtières, et limites terrestres situées en dehors du dernier contour, la dernière valeur de vitesse du vent doit être utilisée.
4. Les terrains montagneux, les gorges, les promontoires océaniques et les zones spéciales exposées au vent doivent être analysés pour détecter d'éventuelles conditions de vent particulières.
5. Ces vitesses de vent correspondent à une probabilité de dépassement d'environ 3 % sur une période de 50 ans (probabilité annuelle de dépassement = 0,00143, IRM = 700 ans).

Figure 1609.3(4) Vitesses de vent de conception de base (V), pour les bâtiments et autres structures de catégorie de risque IV-Courbes de prévision de la vitesse du vent pour une période de retour de 3000 ans (mi/h), à 10 m de hauteur au-dessus d'un terrain plat et dégagé de l'île d'Hispaniola.



Remarques :

1. Les valeurs indiquées représentent des vitesses nominales de rafales de vent sur 3 secondes, en miles par heure (mph), mesurées à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus du sol pour la catégorie d'exposition C.
2. Une interpolation linéaire est effectuée entre les contours.
3. Pour les îles, zones côtières, et limites terrestres situées en dehors du dernier contour, la dernière valeur de vitesse du vent doit être utilisée.
4. Les terrains montagneux, les gorges, les promontoires océaniques et les zones spéciales exposées au vent doivent être analysés pour détecter d'éventuelles conditions de vent particulières.
5. Ces vitesses de vent correspondent à une probabilité de dépassement d'environ 1,6 % sur une période de 50 ans (probabilité annuelle de dépassement = 0,00033, MRI = 3 000 ans).

1609.3.1 Conversion de la vitesse du vent [R]

Si nécessaire, les vitesses de vent de conception de base, fournies dans les figures 1609.3(1) à 1609.3(12), doivent être converties en vitesses de vent pour le *calcul des contraintes admissibles* (V_{asd}) en utilisant le tableau 1609.3.1 ou l'équation 1617.

$$V_{asd} = V \sqrt{0,6} \quad (\text{Équation 16-17})$$

où:

V_{asd} Représente la vitesse de vent pour le calcul *des contraintes admissibles*, applicable aux méthodes spécifiées dans les exceptions 4 et 5 de la section 1609.1.1.

V correspond aux Vitesses de vent de conception de base, déterminées à partir des figures 1609.3(1) à 1609.3(12).

TABLEAU 1609.3.1 CONVERSIONS DE LA VITESSE DU VENT^{a,b,c}

V	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
V_{asd}	78	85	93	101	108	116	124	132	139	147	155

Pour le SI : 1 mile par heure = 0,44 m/s.

a. L'interpolation linéaire est autorisée.

b. V_{asd} = vitesse de vent de calcul des contraintes admissibles applicable aux méthodes spécifiées dans les exceptions 1 à 5 de la section 1609.1.1.

c. V = vitesses de vent de calcul de base déterminées à partir des figures 1609.3(1) à 1609.3(12).

1609.4 Catégorie d'exposition [R]

Pour chaque direction de vent considérée, il est nécessaire de déterminer une catégorie d'exposition qui reflète de manière adéquate les caractéristiques de la surface du sol du site sur lequel le bâtiment ou la structure sera construit. Cette analyse prend en compte les variations de rugosité de la surface du sol dues à la topographie naturelle, la végétation et les constructions environnantes.

1609.4.1 Directions et secteurs de vent [R]

Pour chaque direction de vent sélectionnée pour l'évaluation des charges de vent, l'exposition du bâtiment ou de la structure doit être déterminée pour les deux secteurs de vent s'étendant sur un angle de 45 degrés (0,79 rad) de chaque côté de cette direction. Les expositions de ces deux secteurs doivent être déterminées conformément aux sections 1609.4.2 et 1609.4.3, et la catégorie d'exposition correspondant à la charge de vent la plus élevée doit être retenue pour cette direction.

1609.4.2 Catégories de rugosité de surface [R]

La rugosité de la surface du sol dans chaque secteur de 45 degrés (0,79 rad) doit être évaluée pour une distance spécifique en amont du site, définie dans la section 1609.4.3, selon les catégories suivantes :

Rugosité B : Zones urbaines, suburbaines, boisées ou autres, avec de nombreux obstacles de taille équivalente à une maison unifamiliale ou plus.

Rugosité C : Terrain ouvert avec des obstacles espacés et d'une hauteur inférieure à 30 pieds (9 144 mm), y compris les prairies et terrains plats.

Rugosité D : Zones plates dégagées et plans d'eau, comme les vasières lisses, les salines et les surfaces de glace intactes.

1609.4.3 Catégories d'exposition [R]

L'exposition doit être déterminée comme suit :

Exposition B : Applicable aux bâtiments avec une hauteur moyenne de toit inférieure ou égale à 30 pieds (9 144 mm) lorsque la rugosité de surface B prédomine sur au moins 1500 pieds (457 m) dans la direction du vent. Pour les bâtiments dépassant cette hauteur, l'exposition B s'applique si cette rugosité prédomine sur 2 600 pieds (792 m) ou 20 fois la hauteur du bâtiment, selon la valeur la plus élevée.

Exposition C : Applicable dans tous les cas où ni l'exposition B ni l'exposition D ne s'appliquent.

Exposition D : Applicable lorsque la rugosité D prédomine sur une distance d'au moins 5 000 pieds (1 524 m) ou 20 fois la hauteur du bâtiment, selon la plus grande des deux valeurs. Si la surface immédiate en amont du site présente une rugosité B ou C et se trouve à une distance de 600 pieds (183 m) ou 20 fois la *hauteur du bâtiment d'une zone de rugosité D*, l'exposition D s'applique également.

1609.5 Systèmes de toiture [R]

Les systèmes de toiture doivent être conçus et installés conformément aux sections 1609.5.1 à 1609.5.3, selon le cas.

1609.5.1 Support de toit [R]

Le *support de toit* doit être conçu pour résister aux pressions de vent calculées conformément à l'ASCE 7.

1609.5.2 Couvertures de toit [R]

Les *couvertures de toit* doivent respecter les exigences de la section 1609.5.1.

Exception: Les couvertures de toit en tuiles rigides, perméables à l'air et installées sur un *support* conforme à la section 1609.5.1 peuvent être conçues selon la section 1609.5.3.

Les bardeaux d'asphalte installés sur un *support* conforme à la section 1609.5.1 doivent respecter les exigences de résistance au vent de la section 1504.2.

1609.5.3 Tuile rigide

IBC s'applique

SECTION 1610 CHARGES DU SOL ET PRESSION HYDROSTATIQUE [R]

1610.1 Pressions latérales [R]

Les murs de fondation et de soutènement doivent être conçus pour résister aux charges latérales exercées *par le sol* adjacent. Les *charges* de sol spécifiées dans le tableau 1610.1 doivent être utilisées comme charges latérales minimales, sauf indication contraire d'une étude géotechnique conforme à la section 1803. Les murs de fondation et autres murs dont le mouvement horizontal est limité au sommet doivent être conçus pour résister à la pression au repos. Les murs de soutènement libres de bouger et de tourner au sommet doivent être conçus pour supporter la pression active. Toute charge supplémentaire doit être ajoutée aux charges latérales du sol. La pression latérale doit être augmentée si des sols expansifs sont présents sur le site. Les murs de fondation doivent être conçus pour supporter la pression hydrostatique totale du remblai non drainé, à moins qu'un système de drainage conforme aux sections 1805.4.2 et 1805.4.3 soit installé.

Exception: Les murs de fondation situés à moins de 8 pieds (2 438 mm) sous le niveau du sol et supportés latéralement au sommet par des diaphragmes flexibles peuvent être conçus pour une pression active.

1610.2 Charges de soulèvement dues aux pressions hydrostatiques et aux sols expansifs [R]

Les planchers de sous-sol, dalles sur sol, fondations et autres éléments horizontaux similaires situés sous le niveau du sol doivent être conçus pour résister aux charges de soulèvement, si applicables. La pression ascendante de l'eau doit être calculée comme la pression hydrostatique totale appliquée sur toute la surface. La charge hydrostatique doit être déterminée à partir du dessous de la face intérieure de l'élément en question. Les charges ascendantes dues aux sols expansifs doivent être conformes à la section 1808.6.

TABLE 1610.1 CHARGE LATÉRALE DU SOL

DESCRIPTION DU MATÉRIAU DE REMBLAI	CLASSIFICATION UNIFIÉE DES SOLS	PRESSION LATÉRALE DE CALCUL DU SOL ^{a,b,c} (livre par pied carré par pied de profondeur)	
		Pression active	Pression au repos
Graviers propres et bien calibrés ; mélanges gravier-sable	GW	30	60
Graviers propres mal calibrés ; mélanges gravier-sable	GP	30	60
Graviers limoneux, mélanges gravier-sable mal calibrés	GM	40	60
Graviers argileux, mélanges gravier-argile mal calibrés	GC	45	60
Sables propres bien calibrés ; mélanges de sables graveleux	SW	30	60
Sables propres mal calibrés ; mélanges sable-gravier	SP	30	60
Sables limoneux, mélanges de sable et de limon à faible granulométrie	SM	45	60
Mélanges sable-limon-argile avec fines plastiques	SM-SC	45	100
Sables argileux, mélanges sable-argile mal calibrés	SC	60	100
Limons inorganiques et limons argileux	ML	45	100
Mélange de limon inorganique et d'argile	ML-CL	60	100
Argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne	CL	60	100
Limons organiques et argiles limoneuses de faible plasticité	OL	Note b	Note b
Limons inorganiques de haute plasticité (limons élastiques)	MH	Note b	Note b
Argiles inorganiques à haute plasticité	CH	Note b	Note b
Argiles organiques et argiles limoneuses	OH	Note b	Note b

Pour SI : 1 livre par pied carré par pied de profondeur= 0.157 kPa/m, 1 pied= 304.8 mm.

- a. Les pressions latérales de calcul sont données pour des conditions humides aux densités optimales des sols spécifiés. Les conditions réelles de terrain doivent prévaloir. Les pressions des sols saturés ou submergés doivent inclure le poids effectif du sol (sol subissant la flottabilité) plus les pressions hydrostatiques.
- b. Non approprié comme matériau de fondation
- c. La définition et la classification des matériaux du sol doivent être conformes à la norme ASTM D2487.

SECTION 1611 CHARGES DE PLUIE [R]

1611.1 Charges de pluie de calcul [R]

Chaque section d'un toit doit être conçue pour supporter les *charges* de pluie conformément aux exigences du chapitre 8 de l'ASCE 7. Les précipitations de conception doivent correspondre à un événement de 15 minutes de durée pour une période de retour de 100 ans, ou être basées sur d'autres taux de précipitations déterminés à partir de données météorologiques locales approuvées. Alternativement, une pluviométrie de conception égale à deux fois le taux de précipitation horaire pour une période de retour de 100 ans, tel qu'indiqué à la figure 1611.1(1) peut être utilisée.

$$R = 5,2(d_s + d_h) \quad \text{(Équation 16-19)}$$

Pour SI : $R = 0,0098(d_s + d_h)$ où:

d_h = Profondeur d'eau supplémentaire sur le toit non défléchi au-dessus de l'entrée du système de drainage secondaire à son débit de conception (hauteur hydraulique), en pouces (mm).

d_s = Profondeur d'eau sur le toit non défléchi jusqu'à l'entrée du système de drainage secondaire lorsque le système de drainage primaire est obstrué (hauteur statique), en pouces (mm).

R = Charge de pluie sur le toit non défléchi, en psf (kN/m²). Lorsque l'expression « toit non défléchi » est utilisée, les déflexions dues aux *charges* (y compris les *charges permanentes*) ne doivent pas être prises en compte pour déterminer la quantité de pluie sur le toit.

1611.2 Instabilité stagnante [R]

Les zones sensibles des toits doivent être évaluées pour l'instabilité des flaques d'eau conformément aux chapitres 7 et 8 de l'ASCE 7.

1611.3 Drainage contrôlé [R]

Les toits équipés de dispositifs pour contrôler le taux de drainage doivent disposer d'un système de drainage secondaire situé à une élévation supérieure, afin de limiter l'accumulation d'eau sur le toit au-dessus de cette élévation. Ces toits doivent être conçus pour supporter les charges de pluie accumulées jusqu'au niveau du drainage secondaire, ainsi que la charge supplémentaire due à l'eau qui monte au-dessus de l'entrée du système de drainage secondaire à son débit de conception, conformément à la section 1611.1. Une vérification de la formation des flaques d'eau doit être effectuée pour ces toits, conformément à la section 1611.2.

SECTION 1612 CHARGES D'INONDATION [R]

1612.1 Généralités [R]

Dans zones à risque d'inondation tel qu'établi à la section 1612.3, toute nouvelle construction de bâtiments, de structures et de parties de bâtiments et de structures, y compris *amélioration substantielle* et la restauration de *dégâts importants* aux bâtiments et aux structures, doivent être conçus et construits pour résister aux effets des risques d'inondation et *inondation charges*. Pour les bâtiments situés dans plus d'un *zone inondable*, les dispositions associées aux dispositions les plus restrictives *zone inondable* s'applique.

1612.2 Conception et construction [R]

La conception et la construction de bâtiments et de structures situés dans zones à risque d'inondation, y compris zones côtières à haut risque et zones côtières A, doit être conforme au chapitre 5 de l'ASCE 7 et de l'ASCE 24.

1612.3 Établissement de zones inondables

Pour établir des zones à risque d'inondation, l'autorité compétente doit adopter une carte des risques d'inondation et des données à l'appui.

1612.3.1 Élévations de crue de conception

Où concevoir des élévations d'inondation ne sont pas inclus dans les zones à risque d'inondation établi à la section 1612.3, ou lorsque canaux de dérivation ne sont pas désignés, les agent du bâtiment est autorisé à exiger du demandeur qu'il fasse l'une des choses suivantes :

1. Obtenir et utiliser raisonnablement tout élévation de crue de conception et canal de dérivation données disponibles auprès d'une source reconnue.
2. Déterminer l'élévation de crue de conception ou canal de dérivation conformément aux pratiques acceptées d'ingénierie hydrologique et hydraulique utilisées pour définir des zones à risque d'inondation. Les déterminations seront effectuées par un professionnel du design enregistré qui doit documenter que les méthodes techniques utilisées reflètent les pratiques d'ingénierie actuellement acceptées.

1612.3.2 Détermination des impacts [R]

En rivière zones à risque d'inondation où concevoir des élévations d'inondation sont précisés mais canaux de dérivation n'ont pas été désignés, le demandeur doit fournir un canal de dérivation analyse démontrant que les travaux proposés n'augmenteront pas la élévation de crue de conception plus de 1 pied (305 mm) en tout point relevant de la juridiction de l'autorité compétente.

1612.4 Documentation sur les risques d'inondation [R]

La documentation suivante doit être préparée et scellée par un professionnel du design enregistré et soumis au agent du bâtiment:

1. Pour construction en zones à risque d'inondation autre que zones côtières à haut risque ou zones côtières A:
 - 1.1. L'élévation du étage le plus bas, y compris le sous-sol, comme l'exige l'inspection de l'élévation du plancher la plus basse de la section 110.3.3 et pour l'inspection finale de la section 110.3.12.1.
 - 1.2. Pour les zones entièrement fermées situées sous le élévation de crue de conception lorsque les dispositions permettant l'entrée et la sortie automatiques des eaux de crue ne répondent pas aux

exigences minimales de la section 2.7.2.1 de l'ASCE 24, *documents de construction* doit inclure une déclaration selon laquelle la conception prévoira l'égalisation des forces d'inondation hydrostatiques conformément à la section 2.7.2.2 de l'ASCE 24.

- 1.3. Pour *à sec, protégé contre les inondations* les bâtiments non résidentiels, *documents de construction* doit inclure une déclaration selon laquelle le *protection contre les inondations à sec* est conçu conformément à l'ASCE 24 et doit inclure le plan d'urgence en cas d'inondation spécifié au chapitre 6 de l'ASCE 24.

2. Pour construction en *zones côtières à haut risque* et *zones côtières A*:

- 2.1. L'élévation du bas de l'élément structurel horizontal le plus bas, comme l'exige le *étage le plus bas* pour l'inspection en élévation à la section 110.3.3 et pour l'inspection finale à la section 110.3.12.1.
- 2.2. *Documents de construction* doit inclure une déclaration selon laquelle le bâtiment est conçu conformément à l'ASCE 24, y compris que la fondation sur pieux ou en colonnes et le bâtiment ou la structure qui y est attaché sont conçus pour être ancrés pour résister à la flottaison, à l'effondrement et aux mouvements latéraux dus aux effets du vent et *inondation charges* agissant simultanément sur tous les composants du bâtiment, et autres *charger* exigences du chapitre 16.
- 2.3. Pour murs séparables conçus pour avoir une résistance supérieure à 20 psf (0,96 kN/m²) déterminé à l'aide *calcul des contraintes admissibles*, *documents de construction* doit inclure une déclaration selon laquelle le mur séparable est conçu conformément à l'ASCE 24.
- 2.4. Pour les murs séparables où les dispositions permettant l'entrée et la sortie automatiques des eaux de crue ne répondent pas aux exigences minimales de la section 2.7.2.1 de l'ASCE 24, les documents de construction doivent inclure une déclaration selon laquelle la conception prévoira l'égalisation des forces de crue hydrostatiques conformément à Section 2.7.2.2 de l'ASCE 24.

SECTION 1613 CHARGES SISMIQUES

IBC s'applique

[H] Section 1613 Charges sismiques

La section 1613 du BAC fait référence aux chapitres 11, 12, 13, 14, 15, 17 et 18 de l'ASCE via la section 1631.1 pour les charges sismiques. Des extraits des chapitres 11, 12, 13 et 14 de l'ASCE sont inclus ici pour une référence rapide. Les utilisateurs doivent cependant consulter l'ASCE 7 pour l'ensemble complet des dispositions.

1613.1 Portée [R]

Chaque structure et toutes ses parties, y compris les éléments non structurels fixés de manière permanente et leurs supports, doit être conçue et construite pour résister aux effets des mouvements sismiques, conformément aux chapitres 11, 12, 13, 15, 17 et 18 de l'ASCE 7, si applicable. Le *catégorie de conception sismique* d'une structure peut être déterminée en vertu de la section 1613 ou de l'ASCE 7.

Exceptions :

1. Maisons individuelles unifamiliales et bifamiliales de *catégorie de conception sismique* A, B ou C, ou situées dans des zones où l'accélération de réponse spectrale à courte période, S_s , est inférieur à 0,4 g.
2. Bâtiments à ossature de bois conformes aux dispositions de la section 2308, dont le système de résistance aux forces sismiques n'a pas besoin d'être analysé selon cette section.
3. Structures de stockage agricole ne prévoyant qu'une occupation humaine occasionnelle.
4. Structures nécessitant une prise en compte particulière de leur réponse et de leur environnement, non couverts par ce code ou par l'ASCE 7, et pour lesquelles d'autres réglementations s'appliquent, comme les ponts routiers, pylônes de transmission électrique, structures hydrauliques, lignes électriques souterraines, réacteurs nucléaires et leurs installations associées.
5. Les références au chapitre 14 de l'ASCE ne s'appliquent pas, sauf mention spécifique dans ce document.

1613.2 Valeurs des mouvements sismiques du sol [R]

Les valeurs des mouvements sismiques du sol doivent être déterminées conformément à cette section.

1613.2.1 Paramètres d'accélération cartographiés [R]

Les paramètres S_s et S_1 doivent être établis à partir des accélérations de spectre de réponse pour des périodes de 0,2 et 1 seconde, telles qu'indiquées dans les figures 1613.2.1(1) à 1613.2.1(10). Si S_1 est inférieur ou égal à 0,04 et S_s est inférieur ou égal à 0,15, la structure peut être classée dans la *Catégorie de conception sismique* A.

1613.2.2 Définitions de classe de site [R]

En fonction des propriétés du sol, le site peut être classé comme *Classe de site* A, B, C, D, E ou F, conformément au chapitre 20 de l'ASCE 7.

Lorsque les caractéristiques du sol ne sont pas suffisamment détaillées pour déterminer la classe de site, la *Classe de site* D doit être utilisée, sous réserve des exigences de la section 1613.2.3, sauf si des données géotechniques ou une évaluation du responsable du bâtiment indiquent que les sols de *Classe* E ou F sont présents.

Lorsque les études de site effectuées conformément au chapitre 20 de l'ASCE 7 révèlent des conditions rocheuses conformes à *Classe de site* B, mais les mesures de vitesse spécifiques au site ne sont pas effectuées, les *coefficients de site* F_{un} et F_v doivent être pris à l'unité (1,0).

1613.2.3 Coefficients de site et paramètres de spectre de réponse en accélération ajustés [R]

Les accélérations de spectre de réponse maximales ajustées pour les effets de classe de sol de courtes périodes, S_{MS} , et à 1 seconde, S_{M1} , doivent être déterminées avec les équations 16-20 et 16-21 suivantes :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (\text{Équation 16-20})$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (\text{Équation 16-21})$$

Cependant S_{MS} ne doit pas être inférieur à S_{M1} , sauf lors de la détermination de la catégorie de conception sismique conformément à la section 1613.2.5.

où:

F_a = Coefficient de site défini, dans le tableau 1613.2.3(1).

F_v = Coefficient de site défini, dans le tableau 1613.2.3(2).

S_s = Accélérations spectrales cartographiées pour de courtes périodes, définies à la section 1613.2.1.

S_1 = Accélérations spectrales cartographiées pour une période d'une seconde, définies à la section 1613.2.1.

Si la *Classe de site* D est utilisée par défaut conformément à la section 1613.2.2, la valeur de F_{un} ne doit pas être inférieure à 1,2. Lors de l'utilisation de la méthode de conception simplifiée de l'ASCE 7, Section 12.14, F_a doit être déterminé conformément à la section 12.14.8.1 de l'ASCE 7, et il n'est pas nécessaire de déterminer les valeurs de F_v , S_{MS} et S_{M1} .

[H] 1613.2.3 Coefficients de site et paramètres d'accélération spectrale maximale [R]

Les figures 1613.2.1(1) et (2), correspondant aux probabilités de dépassement de 5 % d'amortissement et de 2 % sur 50 ans, fournissent les accélérations spectrales (S_s et S_1) pour Haïti pour un site de classe B, issues de la même étude de l'USGS citées dans les dispositions provisoires de 2010 et le CNBH 2013. Cette étude utilise la moyenne géométrique, tandis que l'ASCE 7-16 exige la prise en compte de la direction maximale. Les paramètres d'accélération spectrale doivent donc être ajustés selon la procédure de la section 21.2 de l'ASCE 7, comme suit :

« Si les accélérations spectrales prédites par les relations d'atténuation ne représentent pas la réponse maximale dans le plan horizontal, elles doivent être ajustées à l'aide de facteurs d'échelle pour atteindre la réponse maximale. Lorsque les relations d'atténuation prévoient la moyenne géométrique des deux composantes horizontales, les facteurs d'échelle doivent être de 1,1 pour les périodes inférieures ou égales à 0,2 s, de 1,3 pour une période de 1,0 s et de 1,5 pour les périodes comprises entre 0,2 s. et 5,0 s, à moins que des facteurs d'échelle différents ne soient démontrés comme étant plus représentatifs. Les facteurs d'échelle entre ces périodes doivent être obtenus par interpolation linéaire.

Pour l'analyse statique, cela revient à augmenter S_s d'un facteur de 1,1 et S_1 d'un facteur de 1,3. Se référer à l'Annexe A.8.2, tableau A.8.2-1, pour les valeurs tabulées de PGA, S_s et S_1 par ville. Il est permis d'appliquer les valeurs tabulées dans les limites juridictionnelles de la ville, même si les valeurs de la carte sont plus élevées.

Au lieu d'appliquer ces facteurs, une analyse spécifique du danger sismique peut être réalisée conformément au chapitre 21 de l'ASCE 7. La prise en compte des facteurs d'ajustement du risque n'est pas requise.

1613.2.4 Paramètres de spectre de réponse de conception [R]

L'accélération spectrale de conception, avec un amortissement de 5%, sur de courtes périodes, S_{DS} et à une période de 1 seconde, S_{D1} , doit être déterminé à l'aide des équations suivantes :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (\text{Équation 16-22})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{Équation 16-23})$$

où:

S_{MS} = Accélération spectrale maximale pour courte période, telles que déterminées à la section 1613.2.3.

S_{M1} = 0 Accélération spectrale maximale pour une période d'une seconde, telle que déterminée à la section 1613.2.3.

1613.2.5 Détermination de la catégorie de conception sismique [R]

Les structures classées en *Catégorie de risque* I, II ou III et situées dans des zones où l'accélération spectrale cartographiée pour une période de 1 seconde, S_1 , est supérieur ou égal à 0,75 doivent être attribuées à la *Catégorie de conception sismique* E. Les structures de *Catégorie de risque* IV situées dans ces mêmes zones doivent être attribuées à la *Catégorie de conception sismique* F. Les autres structures seront assignées à une *catégorie de conception sismique* en fonction de leur *catégorie de risque* et les paramètres d'accélération spectrale de conception, S_{DS} et S_{D1} , déterminés conformément à la section

1613.2.4 ou aux procédures spécifiques de l'ASCE 7. Chaque bâtiment et structure doit être affecté à la *catégorie de conception sismique* la plus contraignante selon les tableaux 1613.2.5(1) ou 1613.2.5(2), indépendamment de la période fondamentale de vibration de la structure, T .

1613.2.5.1 Détermination d'une catégorie de conception sismique alternative [R]

Lorsque S_1 est inférieur à 0.75, la *catégorie de conception sismique* peut être déterminée en se basant uniquement sur le tableau 1613.2.5(1) si toutes les conditions suivantes sont remplies :

1. Dans chaque direction *orthogonale*, la période fondamentale approximative de la structure, T_{un} , déterminée conformément à la section 12.8.2.1 de l'ASCE 7, est inférieure à $0.8 T_s$ tel que calculé conformément à la section 11.8.6 de l'ASCE 7.
2. Dans chaque direction *orthogonale*, la période fondamentale de la structure utilisée pour calculer le déplacement en hauteur est inférieure à T_s .
3. L'équation 12.8-2 de l'ASCE 7 est utilisée pour déterminer le coefficient de réponse sismique, C_s .
4. Les *diaphragmes* sont rigides ou peuvent être idéalisés comme rigides conformément à la section 12.3.1 de l'ASCE 7 ou, pour les *diaphragmes* pouvant être idéalisés comme flexibles, la distance entre les éléments verticaux du *système résistant aux forces sismiques* ne dépasse pas 40 pieds (12 192 mm).

1613.2.5.2 Procédure de conception simplifiée [R]

Lorsque la procédure de conception simplifiée alternative de l'ASCE 7 est utilisée, le *catégorie de conception sismique* doit être déterminé en suivant les prescriptions de l'ASCE 7.

1613.3 Systèmes de panneaux photovoltaïques lestés [R]

Les *systèmes de panneaux photovoltaïques lestés, installés sur des toits, ne nécessitent pas de fixation rigide* au toit ou à la structure porteuse. Ces systèmes non pénétrants doivent être conçus et installés uniquement sur des toits avec une pente ne dépassant pas une unité verticale pour 12 unités horizontales. Ils doivent être conçus pour résister au glissement et au soulèvement dus aux forces latérales et verticales, conformément à la section 1605, en utilisant un coefficient de frottement basé sur des principes d'ingénierie acceptés. Pour les structures en *Catégorie de conception sismique* C, D, E ou F, les systèmes lestés non pénétrants doivent être conçus pour s'adapter aux déplacements sismiques, déterminés par une analyse de réponse non linéaire, une analyse *approuvée*, ou des essais sur table vibrante, en utilisant des mouvements sismiques conformes aux forces latérales et verticales spécifiées dans l'ASCE 7 pour les composants non structurels des toits.

TABLEAU 1613.2.3(1) VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_a^a

CLASSE DE SITE	RISQUE CARTOGRAPHIÉ CIBLÉ SÉISME MAXIMAL CONSIDÉRÉ (MCE_R) RÉPONSE SPECTRALE PARAMÈTRE D'ACCÉLÉRATION À COURTE PÉRIODE					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	Note b	Note b	Note b
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à courte période, S_s .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.8 de l'ASCE 7.

TABLEAU 1613.2.3(2) VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_v^a

CLASSE DE SITE	RISQUE CARTOGRAPHIÉ SÉISME MAXIMAL ENVISAGÉ (MCE_R) RÉPONSE SPECTRALE PARAMÈTRE D'ACCÉLÉRATION À UNE PÉRIODE DE 1 SECONDE					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2°	2.0°	1.9°	1.8°	1.7°
E	4.2	3.3°	2.8°	2.4°	2.2°	2.0°
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à une période de 1 seconde, S_1 .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.8 de l'ASCE 7.
c. Voir les exigences relatives aux mouvements du sol spécifiques au site dans la section 11.4.8 de l'ASCE 7.

TABLEAU 1613.2.5(1) CATÉGORIE DE CONCEPTION SISMIQUE FONDÉE SUR L'ACCÉLÉRATION DE LA RÉPONSE EN COURTE PÉRIODE (0,2 SECONDE)

VALEUR DE S_{DS}	CATÉGORIE DE RISQUE		
	I ou II	I ou II	IV
$S_{DS} \leq 0.167g$	A	A	A
$0.167g \leq S_{DS} < 0.33g$	B	B	C
$0.33g \leq S_{DS} < 0.50g$	C	C	D
$0.50g \leq S_{DS}$	D	D	D

TABLEAU 1613.2.5(2) CATÉGORIE DE CONCEPTION SISMIQUE BASÉE SUR L'ACCÉLÉRATION DE LA RÉPONSE À LA PÉRIODE D'UNE SECONDE

VALEUR DE S_{D1}	CATÉGORIE DE RISQUE		
	I ou II	I ou II	IV
$S_{D1} \leq 0.067g$	A	A	A
$0.067g \leq S_{D1} < 0.133g$	B	B	C
$0.133g \leq S_{D1} < 0.20g$	C	C	D
$0.20g \leq S_{D1}$	D	D	D

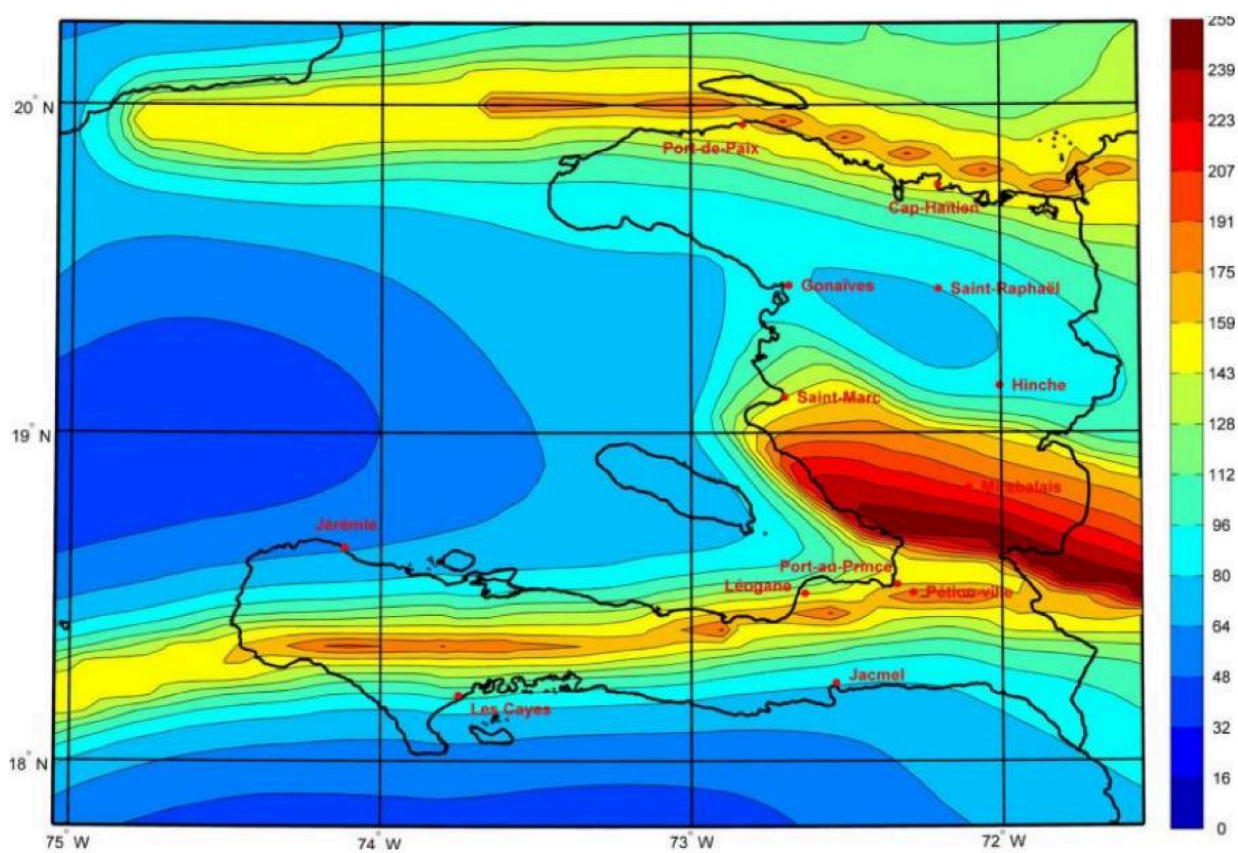


Figure 1613.2.1(1) Accélérations de réponse spectrale (Ss) amorties à 5 %, 0,2 seconde pour une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans pour Haïti pour un site de classe B

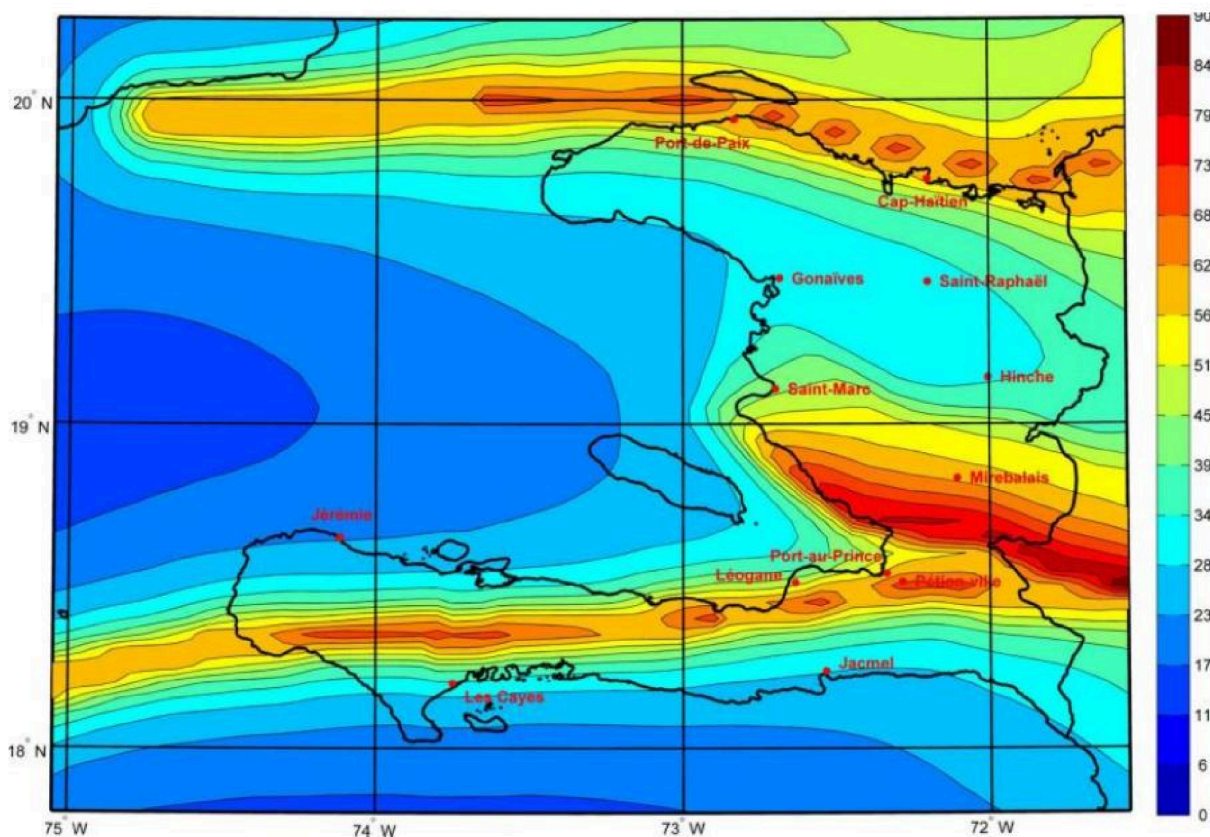


Figure 1613.2.1(2) Accélération spectrale (S1) avec un amortissement de 5 % et une période de 1,0 seconde, pour une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans, concernant un site de classe B en Haïti.

SECTION 1614 CHARGES DE GLACE ATMOSPHÉRIQUE

IBC s'applique

[H] Section 1614 Charges de glace atmosphérique

Il n'y a pas de charge de glace atmosphérique en Haïti, mais la disposition IBC demeure pour assurer la cohérence du document .

SECTION 1615 CHARGES TSUNAMI

IBC s'applique

SECTION 1616 INTÉGRITÉ STRUCTURELLE [R]

[H] Section 1616 Intégrité structurelle

L'intégralité de la section 1616 du BAC est reproduite ici à titre de référence.

1616.1 Généralités [R]

Les immeubles de grande hauteur classés en Catégorie de risque III ou IV doivent être conformes aux exigences de la section 1616.2 pour les structures à ossature ou de la section 1616.3 pour les structures à murs porteurs.

1616.2 Structures à ossature [R]

Les structures à ossature doivent être conformes aux exigences de cette section.

1616.2.1 Structures à ossature en béton [R]

Les structures à ossature construites principalement en béton armé ou précontraint, qu'elles soient coulées sur place, préfabriquées ou une combinaison des deux, doivent être conformes aux exigences de la section

4.10 de l'ACI 318. Lorsque l'ACI 318 exige que l'acier d'armature non précontraint ou de précontrainte traverse la région entourée par l'armature longitudinale du poteau, cet acier d'armature ou de précontrainte doit avoir une résistance à la traction nominale d'au moins deux tiers de la résistance verticale unidirectionnelle nécessaire à la liaison du plancher ou de la toiture au poteau, dans chaque direction traversant le poteau.

Exception: Lorsque des dalles de béton armé continu, avec une section d'au moins 0,0015 fois la surface de béton dans chaque direction *orthogonale*, sont présentées et sont soit monolithiques ou reliées de manière équivalente à des poutres ou poteaux, l'acier d'armature longitudinale traversant l'armature du poteau doit avoir une résistance nominale de traction équivalente à un tiers de la résistance verticale unidirectionnelle nécessaire à la liaison du plancher ou de toiture au poteau, dans chaque direction traversant le poteau.

1616.2.2 Structure en acier, poutrelles ou structures composites acier-béton [R]

Les structures en acier, qu'elles soient composées de poutrelles à âme ouverte, de poutres à poutrelles ou de cadres mixtes en acier, poutres à poutres avec ou sans autres éléments de construction en acier et béton armé, doivent se conformer aux exigences de cette section.

1616.2.2.1 Colonnes [R]

Chaque joint de colonne doit avoir une résistance de conception minimale en traction pour transmettre les charges permanentes et les *charges d'exploitation* entre le joint et l'élément situé immédiatement en dessous.

1616.2.2.2 Poutres [R]

Les assemblages d'extrémité de toutes les poutres et poutrelles doivent avoir une résistance nominale à la traction axiale minimale égale à la résistance en cisaillement vertical requise pour le *calcul des contraintes admissibles* (ASD) ou les deux tiers de la résistance au cisaillement requise pour la conception aux facteurs de charge et de résistance (*LRFD*), avec un minimum de 10 kips (45 kN). Dans le cadre de cette section, il n'est pas nécessaire de considérer que la force de cisaillement et la force de traction axiale agissent simultanément.

Exception: Lorsque les poutres, poutrelles, solives à âme ouverte et poutres à poutrelles supportent une dalle de béton ou une dalle de béton sur un tablier métallique, fixée par des goujons de cisaillement d'au moins 3/8 de pouce de diamètre (9,5 mm) espacés en moyenne de 12 pouces (305 mm) au centre, ou par une fixation de résistance équivalente, et que la dalle contient un renforcement réparti dans chaque direction *orthogonale* avec une surface minimale de 0,0015 fois celle du béton, la résistance nominale en traction axiale des assemblages d'extrémité peut être prise comme la moitié de la résistance au cisaillement vertical requise pour ASD ou un tiers de celle pour *LRFD*, avec un minimum de 10 kips (45 kN).

1616.3 Structures de murs porteurs [R]

Les structures de murs porteurs doivent avoir des liens verticaux dans tous les *murs porteurs*, ainsi que des attaches longitudinales, transversales et périmétriques à chaque niveau de plancher, conformément à la présente section et comme illustré dans la figure 1616.3.

1616.3.1 Structures de murs en béton [R]

Les structures de murs porteurs préfabriqués, construits uniquement en béton armé ou précontraint, ou avec une combinaison des deux, doivent respecter les exigences des sections 16.2.4 et 16.2.5 de l'ACI 318.

1616.3.2 Autres structures de murs porteurs [R]

Les attaches pour les *structures de murs porteurs* autres que celles couvertes par la section 1616.3.1 doivent suivre les prescriptions de cette section.

1616.3.2.1 Liens longitudinaux [R]

Les attaches longitudinales doivent être constituées de renforcement continu dans les dalles, de ponts ou revêtements continus ou épissés, d'éléments continus ou raccordés encadrant les murs (à l'intérieur

ou à travers les murs), ou des connexions d'éléments de charpente continus aux murs. Elles doivent s'étendre sur les murs porteurs intérieurs et être reliées aux murs porteurs extérieurs, avec un espacement maximal de 10 pieds (3 038 mm) au centre. Ces attaches doivent avoir une résistance nominale en traction, T_T , définie par l'équation 16-24. Pour l'ASD, la résistance nominale minimale en traction doit être égale à 1,5 fois la contrainte de traction admissible, multipliée par la surface de l'attache.

$$T_T = w L S \leq \alpha_T S \quad \text{(Equation 16-24)}$$

L = Portée de l'élément horizontal dans la direction de l'attache, entre murs porteurs, en pieds (m).

w = Poids par unité de surface du plancher ou toit attachée au mur, en psf (N/m²).

S = Espacement entre les attaches, en pieds (m).

α_T = Coefficient de 1 500 lb/ft (2,25 kN/m) pour les *structures en maçonnerie* et 375 lb/ft (0,6 kN/m) pour les structures avec murs porteurs en acier formé à froid.

1616.3.2.2 Liens transversaux [R]

Les attaches transversales doivent avoir du renforcement continu dans les dalles, ponts ou revêtements continus ou épissés, des éléments continus ou raccordés encadrant les murs (à l'intérieur ou à travers les murs), ou des connexions d'éléments de charpente continus aux murs. Les attaches transversales ne doivent pas être placées plus loin que l'espacement des *murs porteurs*. Les attaches transversales doivent être espacées au maximum à la distance entre les murs porteurs. Elles doivent présenter une résistance nominale minimale en traction T_T , définie par l'équation 16-24. Pour l'ASD, cette résistance doit être égale à 1,5 fois la contrainte de traction admissible, multipliée par la surface de l'attache.

1616.3.2.3 Attaches de périmètre [R]

Les attaches de périmètres doivent être composées de renforts continu dans les dalles, de ponts ou de revêtements continus ou épissés, d'éléments continus ou raccordés encadrant les murs (à l'intérieur ou à travers les murs), ou des connexions d'éléments de charpente continus aux murs. Ces attaches doivent être placées à moins de 4 pieds (1 219 mm) du bord de chaque plancher et toit et fournir une résistance nominale en traction d'au moins T_p , définie par l'équation 16-25. Pour l'ASD, la résistance nominale minimale en traction doit être égale à 1,5 fois la contrainte admissible en traction, multipliée par la surface de l'attache.

$$T_p = 200w \leq \beta_T \quad \text{(Equation 16-25)}$$

For SI: $T_p = 90.7w < \beta_T$

où:

w est défini dans la section 1616.3.2.1.

β_T = Coefficient d'une valeur de 16 000 lb (7 200 kN) pour les structures à murs porteurs en maçonnerie et 4 000 lb (1 300 kN) pour les structures à *ossature légère en acier formé à froid*.

1616.3.2.4 Attaches verticales [R]

Les attaches verticales doivent être constituées de renforts continus ou épissés, d'éléments continus ou épissés, de revêtements muraux ou d'autres systèmes techniques. Des attaches de tension verticales doivent être prévues dans les murs porteurs et être continues sur toute la hauteur du bâtiment. La résistance nominale minimale en traction des attaches verticales dans un mur porteur doit être égale au poids du mur dans cet étage, plus le poids du *diaphragme* supporté par le mur de l'étage inférieur. Au moins deux attaches doivent être installées pour chaque mur, et la résistance de chaque attache ne doit pas excéder 3 000 lb/ft (450 kN/m) pour les murs en maçonnerie, ou 750 lb/ft (140 kN/m) pour les murs dans les constructions en acier léger formé à froid.

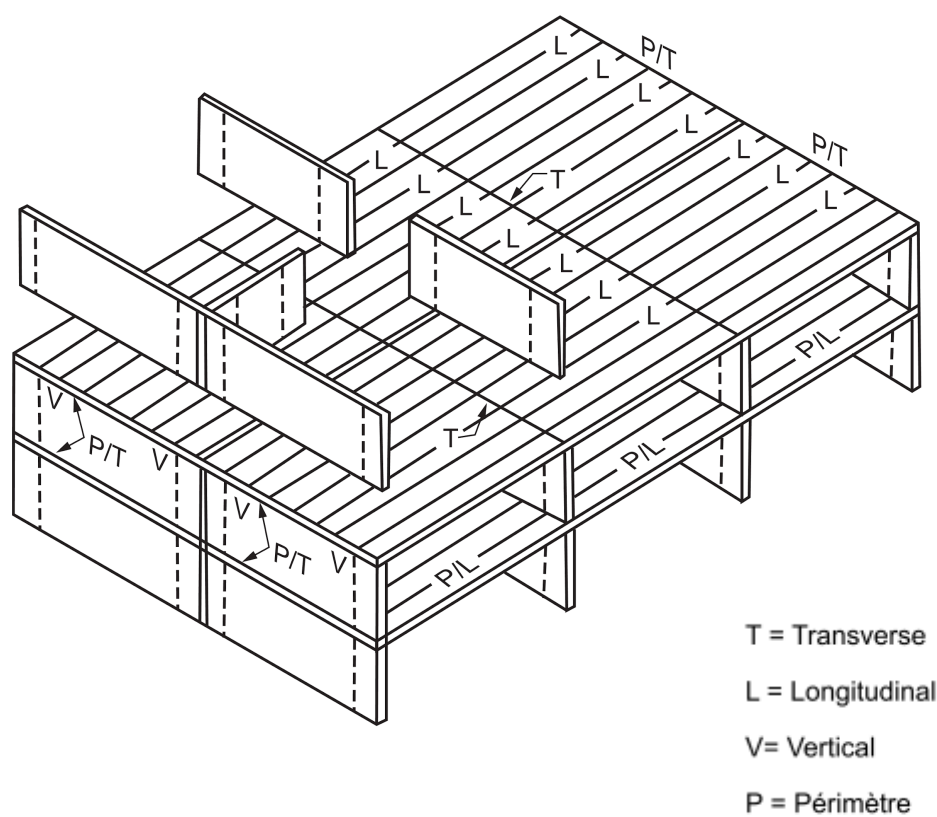


Figure 1616.3, Attaches longitudinales, périmétrale, transversales et verticales

CHAPITRE 17 ESSAIS STRUCTURELS ET INSPECTIONS SPÉCIALES

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 17 fournit une variété de procédures et de critères pour tester les matériaux et les assemblages, ainsi que pour l'étiquetage des matériaux et des assemblages. Ses principaux objectifs sont d'établir où des inspections/observations et tests supplémentaires doivent être effectués, ainsi que les soumissions et vérifications qui doivent être fournies au responsable du bâtiment. Ce chapitre développe les inspections du chapitre 1 en exigeant une inspection spéciale par une personne qualifiée lorsque cela est indiqué et, dans certains cas, une observation structurelle par un professionnel de la conception agréé. Les mesures d'assurance qualité qui vérifient le bon assemblage des composants structurels et la pertinence des matériaux installés visent à fournir un bâtiment qui, une fois construit, est conforme aux exigences minimales des codes de structure et de résistance au feu ainsi qu'à la conception approuvée. Pour déterminer cette conformité, il faut souvent des inspections et des tests fréquents à des étapes spécifiques de la construction.

[H] Chapitre 17 Essais structurels et inspections spéciales

Les inspections et tests spéciaux constituent un chapitre important du IBC. La candidature en Haïti devra probablement se faire au cas par cas pour les projets utilisant l'IBC. Seuls les tableaux du chapitre 17 ont été inclus à titre de référence. Les utilisateurs sont renvoyés à la section 1.2 Administration de CNBH pour connaître les exigences applicables aux petits bâtiments qui peuvent être potentiellement utiles dans l'élaboration d'exigences spécifiques au projet

TABLEAU 1705.2.3 INSPECTIONS SPÉCIALES REQUISES POUR LES POUTRELLES EN ACIER À ÂME AJOURÉE ET LES POUTRES À TREILLIS

TYPE	INSPECTION SPÉCIALE CONTINUE	INSPECTION SPÉCIALE PÉRIODIQUE	NORME RÉFÉRENCÉE ^a
I. Installation de poutrelles en acier à âme ajourée et de poutres treillis			
a. Raccords d'extrémité - soudés ou boulonnés.	-	X	Spécifications SJI listées dans la section 2207.1.
b. Entretoises – horizontales ou diagonales	-	-	-
1. Entretoises standard.	-	X	Spécifications SJI énumérées à la section 2207.1.
2. Entretoises qui diffèrent des prescriptions du SJI énumérées à la section 2207.1	-	X	-

Pour SI : 1 inch= 25,4 mm.

a. Le cas échéant, voir la section 1705. 13.

TABLEAU 1705.3 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX EXIGÉS POUR LES CONSTRUCTIONS EN BÉTON

TYPE	Inspection spéciale continue	Inspection spéciale périodique	Norme de référence	Référence IBC
1. Inspection des armatures, y compris les câbles de précontrainte, et vérification de leur position.	—	X	ACI 318 : Ch. 20, 25.2, 25.3, 26.6.1–26.6.3	—
2. Soudage des armatures : a. Vérification de la soudabilité des aciers autres que ASTM A706 ; b. Inspection des soudure d'angle en passe simple, maximum 5/16" ; c. Inspection de toutes les autres soudures.	—	X (a, b) ; X (c)	AWS D1.4 ; ACI 318 : 26.6.4	—
3. Inspection des ancrages coulés dans le béton.	—	X	ACI 318 : 17.8.2	—
4. Inspection des ancrages installés après durcissement du béton : a. Ancrages adhésifs installés horizontalement ou inclinés vers le haut pour résister à des charges de traction soutenues ; b. Ancrages mécaniques et adhésifs non définis en 4a.	X (a)	—	ACI 318 : 17.8.2.4 (a) ; ACI 318 : 17.8.2 (b)	—
5. Vérification de l'utilisation du mélange de béton spécifié.	—	X	ACI 318 : Ch. 19, 26.4.3, 26.4.4	1904.1, 1904.2
6. Avant la mise en place du béton : fabrication d'éprouvettes pour essais de résistance, essai d'affaissement, essai de teneur en air et de masse volumique, et détermination de la température du béton.	X	—	ASTM C31 ; ASTM C172 ; ACI 318 : 26.5, 26.12	—
7. Inspection du béton et du béton projeté pour vérifier l'utilisation de techniques d'application appropriées.	X	—	ACI 318 : 26.5	—
8. Vérification du maintien des conditions et techniques de cure prescrites.	—	X	ACI 318 : 26.5.3–26.5.5	—
9. Inspection du béton précontraint pour : a. Application des forces de précontrainte ; b. Injection des tendons liés (bondés).	X (a, b)	—	ACI 318 : 26.10	—
10. Inspection du montage des éléments en béton préfabriqué.	—	X	ACI 318 : 26.9	—
11. Pour les connexions de diaphragme en béton préfabriqué ou les armatures aux joints classés comme éléments de déformabilité modérée ou élevée (MDE ou HDE) dans les structures relevant des catégories de conception sismique C, D, E ou F, inspection sur site des connexions et armatures pour : a. Mise en place des éléments intégrés ; b. Continuité des armatures entre éléments c. Acheminement des connexions sur site.	X (a, b, c)	—	ACI 318 : 26.13.1.3 ; ACI 550.5	—
12. Inspection des tolérances de montage des connexions de diaphragme en béton préfabriqué pour conformité à ACI 550.5.	—	X	ACI 318 : 26.13.1.3 ; ACI 550.5	—
13. Vérification de la résistance in situ du béton avant la mise en tension des câbles dans le béton post-tendu et avant le décoffrage des poutres et dalles portantes.	—	X	ACI 318 : 26.11.2	—
14. Inspection des coffrages afin de vérifier leur conformité générale aux plans approuvés en termes de taille, forme, position et dimensions des éléments en béton formés.	—	X	ACI 318 : 26.11.1.2(b)	—

Notes :

Pour unités SI : 1 pouce = 25,4 mm.

a. Le cas échéant, voir Section 1705.13.

b. Les exigences spécifiques d'inspection spéciale doivent être incluses dans le rapport de recherche relatif à l'ancrage délivré par une source approuvée conformément à la section 17.8.2 de l'ACI 318, ou selon une autre procédure de qualification. Si aucune exigence spécifique n'est donnée, le professionnel concepteur agréé doit définir les exigences d'inspection spéciale, lesquelles doivent être approuvées par l'autorité compétente avant le début des travaux.

TABLEAU 1705.7 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES ÉLÉMENTS DE FONDATIONS PROFONDES ENFONCÉES

TYPE	INSPECTION SPÉCIALE CONTINUE	INSPECTION SPÉCIALE PÉRIODIQUE
1. Vérifier que les matériaux, les dimensions et les longueurs des éléments sont conformes aux exigences.	X	-
2. Déterminer la capacité des éléments d'essai et effectuer des essais de charge supplémentaires, le cas échéant.	X	-
3. Inspecter les opérations de battage et tenir des registres complets et précis pour chaque élément.	X	-
4. Vérifier les emplacements de mise en place et l'aplomb, confirmer le type et la taille du marteau, enregistrer le nombre de coups par pied de pénétration, déterminer les pénétrations nécessaires pour atteindre la capacité de conception, enregistrer les élévations de pointe et d'extrémité et documenter tout dommage à l'élément de fondation.	X	-
5. Pour les éléments en acier, effectuer des inspections spéciales supplémentaires conformément à la section 1705.2.	Conformément à la section 1705.2	
6. Pour les éléments en béton et les éléments remplis de béton, effectuer des essais et des inspections spéciales supplémentaires conformément à la section 1705.3.	Conformément à la section 1705.3	
7. Pour les éléments spécialisés, effectuer des inspections supplémentaires selon les directives du professionnel de la conception agréé responsable.	Conformément à l'énoncé des inspections spéciales	

TABLEAU 1705.8 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES ÉLÉMENTS DE FONDATIONS PROFONDES COULÉS EN PLACE

TYPE	INSPECTION SPÉCIALE CONTINUE	INSPECTION SPÉCIALE PÉRIODIQUE
1. Inspecter les opérations de forage et tenir un registre complet et précis pour chaque élément.	X	-
2. Vérifier l'emplacement et l'aplomb de la mise en place, confirmer les diamètres des éléments, les diamètres des cloches (le cas échéant), les longueurs, l'enfoncement dans le substratum rocheux (le cas échéant) et la capacité portante adéquate des strates d'extrémité. Enregistrer les volumes de béton ou de coulis.	X	-
3. Pour les éléments en béton, effectuer des essais et des <i>inspections spéciales</i> supplémentaires conformément à la section 1705.3.	Conformément à la section 1705.3	

TABLEAU 1705.5.3 INSPECTIONS SPÉCIALES REQUISES POUR LES CONSTRUCTIONS EN BOIS MASSIF

TYPE		INSPECTION SPÉCIALE CONTINUE	INSPECTION SPÉCIALE PÉRIODIQUE
1.	Inspection de l'ancrage et des connexions des constructions en bois massif aux systèmes de fondations profondes.	-	X
2.	Inspection du montage de la construction en bois massif.	-	X
3.	Inspection des assemblages lorsque des méthodes d'installation sont requises pour satisfaire aux charges de conception.		
	Fixations filetées	Vérifier l'utilisation du matériel d'installation approprié.	X
		Vérifier l'utilisation de trous pré-perçés lorsque cela est nécessaire.	X
		Inspecter les vis, y compris le diamètre, la longueur, le type de tête, l'espacement, l'angle d'installation et la profondeur	X
	Ancres adhésives installées dans une orientation horizontale ou inclinée vers le haut pour résister à des charges de tension soutenues.		X
	Ancres adhésives non définies dans la cellule précédente.		-
	Assemblages boulonnés.		X
	Raccords dissimulés.		X

TABLEAU 1705.6 INSPECTIONS ET ESSAIS SPÉCIAUX REQUIS POUR LES SOLS

TYPE	INSPECTION SPÉCIALE CONTINUE	INSPECTION SPÉCIALE PÉRIODIQUE
1. Vérifier que les matériaux situés sous les <i>fondations peu profondes</i> permettent d'atteindre la capacité portante prévue.	-	X
2. Vérifier que les excavations sont étendues à la profondeur appropriée et qu'elles ont atteint le matériau adéquat.	-	X
3. Effectuer la classification et l'essai des matériaux compactés.	-	X
4. Pendant la mise en place, vérifier l'utilisation de matériaux et de procédures appropriés conformément aux dispositions du rapport géotechnique approuvé. Vérifier les densités et les épaisseurs de couches pendant la mise en place et le compactage du remblai compacté.	X	-
5. Avant la mise en place du remblai compacté, inspecter l'infrastructure et vérifier que le site a été préparé correctement.	-	X

TABLEAU 1705.13.7 INSPECTIONS REQUISES POUR LES SYSTÈMES DE RAYONNAGES DE STOCKAGE

TYPE	INSPECTION CONTINUE	INSPECTION PÉRIODIQUE	NORME RÉFÉRENCÉE	RÉFÉRENCE DU CODE
1. Matériaux utilisés, pour vérifier la conformité avec un ou plusieurs des rapports d'essai des matériaux conformément aux documents de construction approuvés.	-	X	-	-
2. Éléments des rayonnages de stockage fabriqués.	-	X	-	Section 1704.2.5
3. Installation des ancrages des rayonnages de stockage.	-	X	ANSI/MH1 6.1 Section 7.3.2	-
4. Système de rayonnages de stockage achevé, pour vérifier la conformité avec les documents de construction approuvés.	-	X	-	-

CHAPITRE 18 SOLS ET FONDATIONS

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 18 fournit des critères pour les considérations géotechniques et structurelles dans la sélection, la conception et l'installation de systèmes de fondation pour supporter les charges imposées par la structure ci-dessus. Ce chapitre comprend les exigences relatives à l'étude des sols et à la préparation du site pour recevoir une fondation, y compris les valeurs portantes des sols et la protection des fondations contre le gel et l'intrusion d'eau. La section 1808 traite des exigences de base pour tous les types de fondations, tandis que les sections suivantes traitent des exigences de fondation spécifiques aux fondations peu profondes et aux fondations profondes.

TABLEAU 1806.2 VALEURS PORTANTES PRÉSUMÉES

CLASSE DE MATÉRIAUX	PRESSION VERTICALE DES FONDATIONS (psf)	PRESSION LATÉRALE (psf/ft sous le niveau naturel)	RÉSISTANCE AU GLISSEMENT LATÉRAL	
			Coefficient de frottement ^a	Cohésion (psf) ^b
1. Socle rocheux cristallin	12,000	1,200	0.70	-
2. Roches sédimentaires et foliacées	4,000	400	0.35	-
3. Gravier et sable graveux	3,000	200	0.35	-
4. Sables, sables limoneux, sables argileux, graviers limoneux et graviers argileux (SW, SP, SM, SC, GM et GC)	2,000	150	0.25	-
5. Argiles, argiles sableuses, argiles limoneuses, limons argileux, limons et limons sableux (CL, ML, MH et CH)	1,500	100	-	130

Pour SI : 1 livre par pied carré = 0,0479kPa, 1 livre par pied carré par pied = 0,157 kPa/m.

a. Coefficient à multiplier par la charge permanente.

b. La valeur de cohésion doit être multipliée par la surface de contact, conformément à la section 1806.3.2.

CHAPITRE 19 BÉTON

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 19 fournit des ex pratiques minimales acceptées pour la conception et la construction de bâtiments et d'éléments structurels utilisant du béton, à la fois ordinaire et renforcé. Le chapitre 19 s'appuie principalement sur la référence à la norme 318 de l'American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete. Le béton structurel doit être conçu et construit pour se conformer à ce code et à toutes les normes répertoriées. Il existe également des dispositions spécifiques concernant les dalles en béton et le béton projeté.

CHAPITRE 20 ALUMINIUM

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 20 contient des normes pour l'utilisation de l'aluminium dans la construction de bâtiments. Seules les applications structurelles de l'aluminium sont abordées, de sorte que cela ne s'appliquerait pas à l'utilisation de l'aluminium dans des produits spécialisés tels que les vitrines ou les encadrements de fenêtres ou la quincaillerie architecturale. L'utilisation de l'aluminium dans les systèmes de chauffage, de ventilation ou de climatisation est abordée dans l'International Mechanical Code®. Ce chapitre fait référence aux normes nationales de l'Aluminum Association pour l'utilisation de l'aluminium dans la construction de bâtiments, AA ASM 35, Aluminum Sheet Metal Work in Building Construction, et AA ADM, Aluminum Design Manual.

CHAPITRE 21 MAÇONNERIE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 21 établit les exigences minimales pour les constructions en maçonnerie. Les dispositions portent sur : les spécifications des matériaux et les méthodes d'essai ; types de construction de murs; critères pour les conceptions techniques et empiriques ; et les détails requis de la construction, y compris l'exécution de la construction. Les dispositions fournissent un cadre pour l'application des normes applicables à la conception et à la construction de structures en maçonnerie. Les méthodologies de conception de maçonnerie, y compris la conception aux contraintes admissibles, la conception en résistance et la conception empirique, sont couvertes par les dispositions de ce chapitre. Sont également abordés les foyers et cheminées en maçonnerie, les poêles en maçonnerie et la maçonnerie des éléments vitrés.

CHAPITRE 22 ACIER

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 22 fournit les exigences minimales pour la conception et la construction de structures en acier (y compris les constructions composites), d'acier laminé à froid, de poutres en acier, de structures en câbles d'acier et de supports de stockage en acier. Ce chapitre spécifie les normes de conception et de construction appropriées pour ces types de structures. Il fournit également une feuille de route des exigences techniques applicables aux structures en acier. Le chapitre 22 exige que la conception et l'utilisation des structures et composants en acier soient conformes aux spécifications et normes applicables de l'American Institute of Steel Construction, de l'American Iron and Steel Institute, du Steel Joist Institute et de l'American Society of Civil Engineers.

CHAPITRE 23 BOIS

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 23 fournit des exigences minimales pour la conception de bâtiments et de structures utilisant du bois et des produits à base de bois. Le chapitre est organisé autour de trois méthodologies de conception : la conception aux contraintes admissibles (ASD), la conception aux facteurs de charge et de résistance (LRFD) et la construction à ossature légère conventionnelle. De plus, il permet l'utilisation du manuel de construction à ossature de bois de l'American Wood Council pour une gamme limitée de structures. Ce chapitre contient des références aux normes de conception et de fabrication de divers produits en bois et à base de bois ; exigences générales de construction ; critères de conception pour les systèmes résistant aux forces latérales et exigences spécifiques pour l'application des trois méthodes de conception.

CHAPITRE 24 VERRE ET VITRAGE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 24 établit des réglementations relatives au verre et aux vitrages utilisés dans les bâtiments et les structures. Les exigences d'ingénierie et de conception sont incluses dans le chapitre pour les vitrages soumis aux charges de vent et de neige. Une autre préoccupation de ce chapitre concerne le verre et les vitrages utilisés dans les zones où ils sont susceptibles d'être impactés par les occupants. La section 2406 identifie les emplacements dangereux où le vitrage doit être soit un vitrage de sécurité, soit protégé pour éviter les impacts des occupants. Les vitrages de sécurité doivent répondre à des normes strictes et être correctement marqués ou identifiés. Des exigences supplémentaires sont prévues pour le verre et le vitrage des garde-corps, des mains courantes, des cages d'ascenseur et des cabines d'ascenseur, ainsi que dans les installations sportives.

CHAPITRE 25 PLAQUES DE PLÂTRE ET PLÂTRE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 25 contient les dispositions et les normes référencées qui régissent la conception, la construction et la qualité des plaques de plâtre, des produits en panneaux de gypse et du plâtre et, en outre, traite du béton de gypse armé. Ces matériaux font partie des matériaux de finition intérieure et extérieure les plus couramment utilisés dans l'industrie du bâtiment. Ce chapitre traite principalement des questions liées au contrôle qualité en ce qui concerne les spécifications des matériaux et les exigences d'installation. La plupart des produits sont fabriqués conformément aux normes de l'industrie. L'agent du bâtiment ou l'inspecteur doit vérifier que le produit approprié est utilisé et correctement installé pour l'utilisation et l'emplacement prévus. Une conception et une installation appropriées de ces matériaux sont nécessaires pour assurer la résistance aux intempéries et la protection incendie requise pour les composants structurels et non structurels du bâtiment.

CHAPITRE 26 PLASTIQUE

IBC s'applique

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : L'utilisation des plastiques dans la construction et les composants des bâtiments est abordée au chapitre 26. Ce chapitre fournit des normes concernant l'isolation en mousse plastique, les mousses plastiques utilisées comme finition et garniture intérieures et autres placages en plastique utilisés à l'intérieur ou à l'extérieur d'un bâtiment. Ce chapitre aborde l'utilisation de plastiques transmettant la lumière dans diverses configurations telles que les murs, les panneaux de toit, les lucarnes, les panneaux et les vitrages. Les exigences relatives à l'utilisation de polymères renforcés de fibres, de polymères renforcés de fibres de verre et d'isolants

réfléchissants en plastique sont également contenues dans ce chapitre. De plus, des exigences spécifiques à l'utilisation de composites bois-plastique et de bois d'œuvre plastique sont contenues dans ce chapitre.

CHAPITRE 27 ÉLECTRIQUE

IBC s'applique

Note de l'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Les systèmes et composants électriques font partie intégrante de la plupart des structures ; il est donc nécessaire que le code traite de leur installation et de leur protection. Les structures dépendent de l'électricité pour le fonctionnement de nombreux systèmes de sécurité des personnes, notamment les systèmes d'alarme incendie, de contrôle et d'évacuation des fumées, d'extinction d'incendie, de commande d'incendie et de communication. L'alimentation électrique de ces systèmes étant essentielle, le chapitre 27 traite des endroits où l'alimentation de secours et de secours doit être fournie.

CHAPITRE 28 SYSTÈMES MÉCANIQUES

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Les systèmes mécaniques sont un élément clé de tout bâtiment. Le chapitre 28 régit ces systèmes en établissant un lien avec l'International Mechanical Code® et l'International Fuel Gas Code®, où des détails sur les exigences des systèmes mécaniques sont fournis.

CHAPITRE 29 SYSTÈMES DE PLOMBERIE

IBC ne s'applique pas

Notes d'utilisateur :

À propos de ce chapitre : Les systèmes de plomberie sont un autre élément clé de tout bâtiment. Le chapitre 29 fournit le nombre nécessaire d'appareils de plomberie, y compris les toilettes, les toilettes, les baignoires et les douches. La qualité et la conception de chaque luminaire doivent être conformes au Code National de Plomberie Haïtien 2019 CNPH, basé sur l'International Plumbing Code®.

Alternativement, le Référentiel Technique National Eau Potable et Assainissement¹ de la Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement (DINEPA) peut être utilisé. Ce référentiel développé en 2012 fournit documents réglementaires, nationaux, techniques et sectoriels comme :

- **Livrets Techniques (FAT) :** Ceux-ci indiquent des principes obligatoires et des exigences communes pour un sous-thème technique spécifique.
- **Directives techniques (DIT) :** Ceux-ci prescrivent les règles minimales requises pour la conception, l'exécution et la gestion des travaux spécifiques. Chaque propriétaire et/ou entrepreneur doit au moins respecter les exigences qui y sont spécifiées. Tout écart doit être préalablement approuvé par écrit par la DINEPA.

Les documents de support informatifs et complémentaires comprennent :

- **Fiches techniques et guides techniques** qui présentent ou décrivent des œuvres ou des actions dans les différents thèmes ;
- **Modèle de règlement d'exploitation ou de gestion ;**
- **Modèle de clauses techniques particulières**, qui peuvent être utilisés comme modèles standard pour les propriétaires de projets et les concepteurs ;
- Différents types de documents modèles tels que procès-verbaux de phases de projet, modèles de contrat ou de règlement, contrôle qualité des travaux, etc.

¹ <https://dinepa.gouv.ht/lereferentieltechnique/>

CHAPITRE 30 ASCENSEURS ET SYSTÈMES DE TRANSPORT

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 30 contient les dispositions qui réglementent les systèmes de transport vertical et horizontal et de manutention installés dans les bâtiments. Ce chapitre fournit également plusieurs éléments qui protègent les occupants et aident les intervenants d'urgence en cas d'incendie.

CHAPITRE 31 CONSTRUCTION SPÉCIALE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Le chapitre 31 fournit des réglementations pour les bâtiments et éléments de construction uniques. Il s'agit notamment de bâtiments tels que des structures à membrane, des serres et des bâtiments démontables. Les éléments spéciaux comprennent des passerelles et des tunnels pour piétons, des auvents, des auvents et des chapiteaux, des portails pour véhicules, des systèmes d'énergie solaire, des toilettes publiques dans les zones à risque d'inondation et des conteneurs d'expédition intermodaux.

CHAPITRE 32 EMPIÈTEMENTS SUR L'EMPRISE PUBLIQUE

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : De temps à autre, il est nécessaire ou opportun qu'une partie d'un bâtiment empiète sur une emprise publique attenante. Le chapitre 32 établit les paramètres de ces empiètements non seulement au niveau du sol mais également au-dessus et au-dessous du niveau du sol.

CHAPITRE 33 MESURES DE SAUVEGARDE PENDANT LA CONSTRUCTION

IBC s'applique

Notes d'utilisateur : [R]

À propos de ce chapitre : Alors que le reste des chapitres de ce code précisent comment un bâtiment doit être conçu et construit afin d'être conforme au code, le chapitre 33 se penche sur le processus de construction lui-même. Des paramètres sont fournis pour la démolition et pour la protection des propriétés adjacentes pendant la démolition et la construction. Ce chapitre aborde également la nécessité d'une surveillance incendie en dehors des heures de travail pour certains bâtiments une fois que la construction a progressé de manière significative. Des questions telles que la manière d'assurer l'évacuation pendant la croissance du bâtiment, le calendrier d'installation des bornes fontaines et des gicleurs et la protection des piétons sont abordées.

CHAPITRE 34 STRUCTURES EXISTANTES

L'évaluation sismique et la conception du renforcement des petits bâtiments en maçonnerie doivent être réalisées conformément au CNBH 2025, Partie 2, Chapitre 2, ou à l'IEBC. L'évaluation sismique et le renforcement des autres types de bâtiments (y compris les bâtiments en maçonnerie qui ne satisfont pas aux critères d'applicabilité de la Partie 2, Chapitre 2) doivent être conçus conformément à l'IEBC.

L'IEBC renvoie à la norme ASCE 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, comme référence pour l'évaluation et le renforcement sismiques. L'ASCE 41-17 identifie deux niveaux de danger sismique : le Basic Safety Earthquake (BSE)-1E, qui correspond à une intensité de mouvement ayant une probabilité de dépassement de 20 %

en 50 ans, et le BSE-2E, qui correspond à une intensité ayant une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans. Les accélérations spectrales en Haïti pour le BSE-1E et le BSE-1N sont fournies dans l'Annexe A.8.4.

Dans tous les autres projets portant sur des bâtiments existants, l'IEBC s'applique.

CHAPITRE 35 NORMES DE RÉFÉRENCE

IBC s'applique

Les normes référencées par l'IBC dans ce chapitre doivent être considérées comme faisant partie du Code national du bâtiment d'Haïti.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - DIRECTIVES POUR LES PETITS BÂTIMENTS



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Introduction

Ces directives constituent des exigences minimales prescriptives pour la conception et la construction des formes les plus courantes de petits bâtiments en bois et en maçonnerie en Haïti. Ces directives viennent en complément de la Partie 1 du CNBH 2025 et s'inscrivent dans la stratégie suivante :

- Proposer des solutions prescriptives de conception et de construction pour l'habitat, adaptées aux conditions locales et alignées avec la Partie 1 du CNBH 2025. Certains éléments peuvent avoir été modifiés et ne sont donc pas strictement conformes au code, mais ils garantissent des performances équivalentes.
- Les conceptions prescriptives visent à couvrir les scénarios les plus courants en Haïti, en tenant compte du niveau d'expertise des concepteurs et des artisans, ainsi que de la disponibilité des matériaux de construction courants. Toutefois, dans tous les cas, les hypothèses de conception sont clairement indiquées afin de permettre aux ingénieurs de proposer des solutions alternatives, à condition qu'elles assurent la sécurité et la performance de l'ouvrage proposé.

Le contenu de la Partie 2 du CNBH 2025 est basé sur la Partie 1 du CNBH 2012, avec un certain nombre de mises à jour majeures et de nouveaux contenus comme suit :

- Actualisation de l'aléa sismique et cyclonique utilisant les données cartographiques les plus récentes de l'aléa éolien
- Conception parasismique révisée et améliorée basée sur les calculs de pourcentage de murs requis
- Directives pour les bâtiments jusqu'à 3 niveaux, incluant l'option d'un rez-de-chaussée commercial
- Critères d'accessibilité actualisés avec des considérations de genre
- Révision des éléments structuraux dans les systèmes de maçonnerie confinée et options de conception élargies
- Conception de toitures légères
- Réhabilitation des structures de maçonnerie existantes
- Expansion horizontale et verticale des structures de maçonnerie

La révision n'a pas pris en compte les sujets suivants, dont le contenu a été repris sans modification depuis l'édition 2012 du CNBH. Dans les cas où les dispositions prescriptives de cette Partie 2 du CNBH 2025 diffèrent des exigences de la Partie 1 du CNBH 2025, les dispositions de la Partie 2 prévalent :

- Sécurité incendie (chapitre 1.4.4)
- Permis de construire et administration (chapitre 0.5)
- Équipements techniques du bâtiment (chapitre 4)
- Sécurité pendant la construction (chapitre 5)
- Bâtiments en maçonnerie armée (Annexe 4)

Organisation de ces directives

Ce document est organisé en six chapitres principaux :

Chapitre 0, Principes Généraux, s'applique à toutes les interventions des bâtiments couvertes par les directives de la Partie 2. Le chapitre décrit la performance attendue des bâtiments conçus selon ces dispositions, les limitations d'applicabilité, les exigences en matière de permis de construire, les définitions des termes clés, la désignation des zones de conception aux aléas, les procédures pour définir les conditions de sol et autres considérations liées au site.

Chapitre 1, Nouveaux bâtiments en Maçonnerie Chaînée, couvre la conception de nouveaux petits bâtiments en maçonnerie chaînée. La construction de toiture peut être en dalle de béton ou en toiture légère en bois. Le chapitre décrit les spécifications des matériaux, les exigences de configuration et la conception des fondations, des murs en maçonnerie confinée, des dalles suspendues, des toitures légères, des escaliers, des parapets et des patios couverts.

Chapitre 2, Directives pour le renforcement de petits bâtiments existants en maçonnerie, couvre la conception de réhabilitation parasismique pour les petits bâtiments de maçonnerie existants.

Chapitre 3, Directives pour l'Extension et la Construction Progressive de petit bâtiment en maçonnerie, couvre la conception de l'expansion verticale et horizontale des bâtiments de maçonnerie existants.

Chapitre 4, Services du Bâtiment, couvre les exigences en matière de plomberie, de mécanique et d'électricité pour les petits bâtiments.

Chapitre 5, Lignes Directrices de Construction et Sécurité du Chantier, fournit les exigences relatives à l'étaisage et à la protection individuelle pendant la démolition et la construction.

Chapitre 6, Nouveaux Logements à Ossature Porteuse en Bois avec Remplissage ou Bardage, couvre la conception de bâtiments à ossature bois. Le chapitre décrit les spécifications des matériaux, les exigences de configuration et la conception des fondations, des murs, des dalles et des toitures.

Les annexes du CNBH 2025 présentent des informations plus détaillées sur des éléments spécifiques et sont référencées dans les dispositions. La conception de nouveaux bâtiments en maçonnerie confinée est traitée à l'Annexe 4.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 0 Principes généraux



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

0.1 OBJECTIFS DES DIRECTIVES	9
0.2 CRITÈRES DE PERFORMANCE ATTENDUES	9
0.2.1 PERFORMANCE FACE AUX SÉISMES	9
0.2.2 PERFORMANCES FACE AU VENT	10
0.2.3 PERFORMANCE FACE AUX INONDATIONS	10
0.3 CHAMP D'APPLICATION	11
0.3.1 Petit bâtiment en maçonnerie	11
0.3.2 Construction à ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages	12
0.3.3 CODES DE RÉFÉRENCE ET NORMES	12
0.3.4 UTILISATION DU BÂTIMENT ET CATÉGORIES DE RISQUES	13
0.4 UTILISATEURS DE CES DIRECTIVES	13
0.5 PERMIS DE CONSTRUIRE & ADMINISTRATION	14
0.5.1 PERMIS DE CONSTRUIRE	14
0.5.2 DOSSIER D'APPLICATION	14
0.5.3 VISITES D'INSPECTION	14
0.5.4 SERVICES PUBLICS	15
0.5.5 APPROBATION	15
0.5.6 PERMIS D'OCCUPATION	15
0.5.7 CONFORMITÉ	15
0.6 DÉFINITIONS	15
0.7 ZONES POUR LA CONCEPTION	27
0.7.1 CHARGES DÛES AU VENT ET ZONE POUR LA CONCEPTION	28
0.7.1.1 Zones pour la conception	29
0.7.1.2 Catégories d'exposition	31
0.7.1.3 Autres paramètres de conception du vent pris en compte dans la conception prescriptive proposée :	32
0.7.2 RISQUE SISMIQUE ET ZONES DE CONCEPTION	33
0.7.2.3 Accélération sismique de calcul	37
0.7.2.4 Autre paramètre sismique de calcul	39
0.7.3 RISQUE D'INONDATION ET ZONES DE CONCEPTION	39
0.7.4 CRITÈRES DE CALCUL	40
0.8 DÉFINITION DES CONDITIONS DU SOL	40
0.8.1 SÉLECTION DE LA CATÉGORIE DU SOL	40
0.8.2 ESSAIS MINIMAUX POUR L'ÉVALUATION D'UN SOL (APPLICABLE POUR LES MAISONS DE 1 OU 2 NIVEAUX)	42
0.8.3 INVESTIGATION MINIMALE POUR L'ÉVALUATION DU SOL (MAISONS À TROIS NIVEAUX)	45
0.9 CONSIDÉRATIONS LIÉES AU SITE	46

0.9.1 ZONES À ÉVITER	46
Cas d'exception	47
0.9.2 IDENTIFICATION DES CONTRAINTES URBAINES	47
0.9.3 COMMENT DÉTERMINER LES CONDITIONS DE SITE	47
0.9.4 ÉVALUATION DES SITES EN PENTE ET DES TALUS	48
0.9.5 CONDITION DE DRAINAGE DU SITE	49
0.9.6 DÉFINITION DES CONDITIONS DU SOL ET DES NIVEAUX DE LA NAPPE PHRÉATIQUE	50
0.9.7 PROTECTION CONTRE LES TERMITES	50

Liste des figures et tableaux

FIGURE 0.3-1 Configuration typique des niveaux des bâtiments résidentiels applicable en vertu de ces directives.	14
FIGURE 0.3-2 Limitation des dimensions en plan définie dans ses directives.	15
Tableau 0.3.4-1 Catégories de risques et de facteurs d'importance pour la conception (développé à partir d'ASCE 7-16, tableaux 1.5-1 et -2)	16
L'ingénieur doit attribuer des zones de calcul pour le vent, le séisme et les inondations au projet en fonction de l'emplacement. Les zones de calcul pour le vent, le séisme et les inondations sont définies aux sections 0.7.1, 0.7.2 et 0.7.3. L'ingénieur doit également attribuer une catégorie d'exposition au vent au bâtiment conformément à la section 0.7.1.2.	31
Tableau 0.7-1 Zone de conception	31
FIGURE 0.7.1.1-1 Contours des vitesses de vent prédites pour une période de retour de 700 ans (mph) à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus d'un terrain plat et dégagé (Catégorie d'Exposition C) pour l'île d'Hispaniola. Extrait de l'étude PAHO 2019.	33
Figure 0.7.1.1-2 Zones de conception de vent pour Haïti.	33
Tableau 0.7.1-2.1 Vitesses du vent de référence par zone de vent pour la conception, catégories d'exposition C	34
FIGURE 0.7.2-1 Spectre d'accélération pour une période de 0,2 s, avec une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans. Valeurs de dimensionnement (données USGS, extraites de CNBH 2012 Section 0.4.5). Exprimé en %g.	36
FIGURE 0.7.2-2 Spectre d'accélération de conception simplifiée pour une période de 0,2 s, avec une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans.	37
Tableau 0.7.2-1 Accélération de période courte de référence par zone sismique de conception	38
Tableau 0.7.2-2: Coefficients de site en période courte sélectionnés, Fa	39
Tableau 0.7.2.3-1: 2025 CNBH Partie II – Dispositions : Paramètres de conception sismique par ville	41
Tableau 0.7.3-1 Zones de risque d'inondation pour la conception basées sur le niveau d'eau prévu.	43
Tableau 0.8.1-1 Catégories Simplifiées de charge du sol pour la conception.	43
Tableau 0.8.2-1 Consistance du sol	45
Tableau 0.8.2-2 Teneur en humidité	46
Tableau 0.8.2-3 Densité du sol basée sur un test de pénétration des barres.	46
Tableau 0.8.2-4 Type de sol basé sur le temps de sédimentation.	47

0.1 OBJECTIFS DES DIRECTIVES

Cette directive fixe les exigences minimales pour la réalisation des objectifs suivants :

- Pour les utilisateurs : sécurité, santé et bien-être général ;
- Pour le bâtiment : c'est d'assurer l'accessibilité, la fonctionnalité, l'éclairage, la ventilation, l'efficacité énergétique, la protection en cas d'incendie, la solidité et la stabilité structurelles, quelles que soient les contraintes et aléas considérés.

0.2 CRITÈRES DE PERFORMANCE ATTENDUES

0.2.1 PERFORMANCE FACE AUX SÉISMES

En cas de séisme de niveau de conception tel que défini dans la Section 1613 de la Partie 1 du CNBH 2025 et de la Section 0.8.2 de ce document, il est attendu que les petits bâtiments conçus conformément à ces directives se comportent comme suit :

Performance structurelle : La performance du bâtiment comprend les dommages aux composants structurels pendant le séisme pris en compte dans la conception, de sorte que : (a) il reste une marge suffisante avant un effondrement partiel ou total de la structure, et (b) des blessures peuvent survenir, mais le risque global de blessures mortelles résultant des dommages structurels est jugé faible.

Performance non structurelle : État des dommages après séisme dans lequel les composants non structurels peuvent être endommagés, mais ces dommages ne présentent pas de risque mortel.

Ce niveau de performance est défini par le code de référence comme "Performance de sécurité des vies".

Note concernant les petits bâtiments existants en maçonnerie : La plupart des bâtiments existants réhabilités en suivant les directives spécifiées dans le chapitre 2 de la Partie 2 du CNBH 2025 devraient atteindre les niveaux de performance souhaités lorsqu'ils sont soumis à des séismes du niveau de conception. Cependant, le suivi de ces directives ne garantit pas la performance ; il reflète plutôt l'état actuel de la pratique en matière de conception pour atteindre ce niveau de performance. Le domaine de l'ingénierie sismique évolue rapidement, et notre compréhension du comportement des bâtiments lors de forts séismes, ainsi que notre capacité à prédire ce comportement, ne cessent de progresser. À l'avenir, de nouvelles connaissances et technologies augmenteront la probabilité d'atteindre ces objectifs de performance.

Lors de la mise en œuvre d'interventions pour réduire progressivement la vulnérabilité des logements existants, comme indiqué à la Section 2.6 de ce document, ces interventions ne permettent pas nécessairement d'atteindre un niveau de performance défini, car elles ne traitent que certaines des défaillances identifiées lors de la phase d'évaluation. Toutefois, les interventions priorisées doivent être conçues pour assurer des améliorations structurelles immédiates et une réduction de la vulnérabilité existante du logement dans son état initial.

0.2.2 PERFORMANCES FACE AU VENT

Les bâtiments en Haïti doivent être conçus pour résister aux effets des vents violents, des débris transportés par l'air et des fortes pluies. Assurer qu'un bâtiment puisse résister à ces forces est essentiel pour son intégrité et sa sécurité.

Pour résister efficacement aux forces du vent et à l'impact des débris, la conception structurelle du bâtiment doit intégrer une résistance et une stabilité suffisantes. Des éléments clés tels que les murs, les toits et les fondations doivent être renforcés pour contrer les contraintes directes et indirectes causées par des vents violents. Afin d'éviter ou de limiter l'intrusion d'eau pendant de fortes pluies, il est nécessaire de s'assurer que le toit, les murs, les fenêtres et les portes soient bien scellés et en bon état. Les matériaux de couverture et les systèmes de gestion des eaux pluviales (par exemple, gouttières, descentes d'eau, drains) doivent être bien entretenus et dégagés de toute obstruction. Les murs extérieurs devraient être enduits de plâtre pour prévenir l'infiltration d'eau. Un nivellement adéquat du site est également crucial, en veillant à ce que le terrain soit en pente pour éloigner l'eau du bâtiment et éviter qu'elle ne s'accumule près des fondations.

Les murs doivent être solidement ancrés à la fondation, tant verticalement que latéralement, pour prévenir tout soulèvement ou déplacement latéral lors d'événements de vents intenses. Les toits, en particulier, sont très vulnérables aux dommages causés par le vent et doivent être fixés aux supports verticaux en dessous pour éviter leur détachement. Une fixation correcte des matériaux de couverture, comme les tôles ou les bardeaux, à leurs structures de support est essentielle pour réduire le risque de défaillance du toit.

Les portes et les fenêtres doivent être équipées de volets robustes capables de résister à l'impact à grande vitesse des débris. Si les fenêtres ou les portes cèdent pendant un cyclone, la pression interne du bâtiment peut augmenter de manière significative, compromettant ainsi l'intégrité de l'ensemble de la structure. Protéger ces ouvertures est donc crucial pour maintenir la résistance globale du bâtiment face au vent.

0.2.3 PERFORMANCE FACE AUX INONDATIONS

Bien que la construction dans les zones inondables doit être évitée autant que possible, la réalité en Haïti est que l'urbanisation s'étend dans des zones vulnérables. Par conséquent, la Partie 2 du CNBH 2025 inclut des directives essentielles visant à atténuer les risques liés aux inondations pour les bâtiments situés, malgré tout, dans ces zones.

Les systèmes structurels des bâtiments et des constructions doivent être conçus, connectés et ancrés pour résister à la flottabilité, à l'effondrement ou aux déplacements latéraux permanents dus aux charges structurelles et aux contraintes causées par des inondations atteignant le niveau de la crue de conception. Les bâtiments et les structures érigés dans des zones sujettes aux inondations doivent être construits en utilisant des méthodes et des pratiques qui minimisent les dommages causés par les inondations.

Il existe de nombreux types de dommages pouvant être causés par les inondations :

- dommages directs causés par des écoulements à grande vitesse, des vagues, de l'érosion, des sédimentations et des débris transportés par l'eau ;
- dégradation des matériaux pendant ou quelque temps après les inondations ;
- contamination du bâtiment par des substances transportées par l'eau.

Un bâtiment qui se comporte bien lors d'inondations doit présenter les caractéristiques suivantes une fois que l'eau s'est retirée :

- des dommages mineurs faciles à réparer ;
- des fondations intactes et fonctionnelles ;
- une enveloppe du bâtiment non endommagée ;
- des raccordements aux utilités intacts ou facilement réparables, ainsi qu'un accès facile au bâtiment et à ses installations

0.3 CHAMP D'APPLICATION

Ce document inclut des directives contraignantes pour les constructions neuves ou existantes et est applicable à l'ensemble du territoire haïtien.

0.3.1 Petit bâtiment en maçonnerie

Ces directives s'appliquent aux bâtiments résidentiels dont la surface d'emprise au sol ne dépasse pas 500 m², jusqu'à trois niveaux au total pour les nouvelles constructions, et jusqu'à deux niveaux pour les maisons existantes qui doivent être renforcées (y compris les niveaux entièrement souterrains, partiellement souterrains et au-dessus du sol), construites en maçonnerie, avec une toiture légère ou une dalle. Elles s'appliquent également aux bâtiments résidentiels avec un usage commercial au rez-de-chaussée.

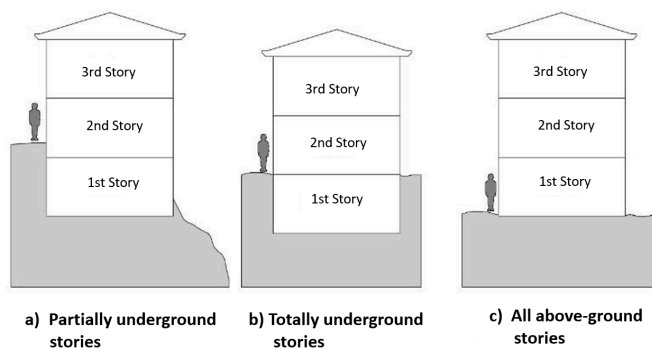


FIGURE 0.3-1 Configuration typique des niveaux des bâtiments résidentiels applicable en vertu de ces directives.

La longueur du bâtiment ainsi que sa largeur ne doivent pas dépasser 18.2m . Pour les bâtiments non rectangulaires, les dimensions du plus petit rectangle qui inscrit l'empreinte du bâtiment doivent être prises en compte pour ces limitations.

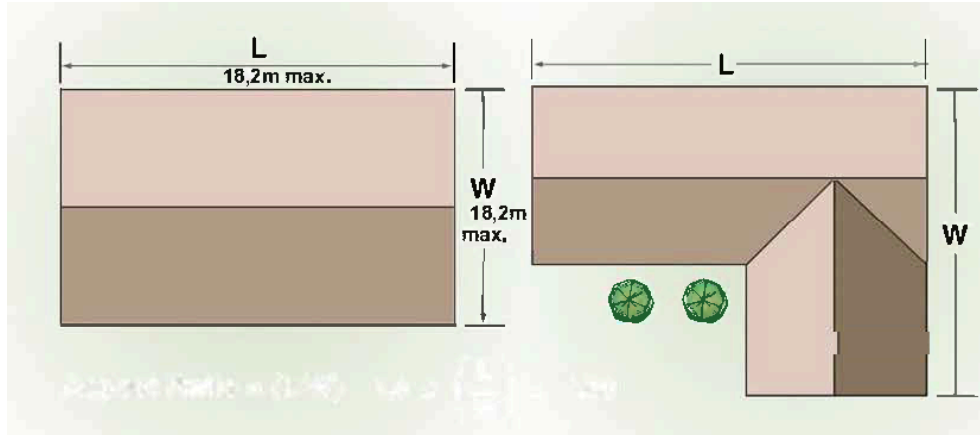


FIGURE 0.3-2 Limitation des dimensions en plan définie dans ses directives.

Les constructions typiques auxquelles ce document s'applique peuvent être décrites comme suit :

- **Fondations** : Réalisées avec semelles filantes en béton armé ou fondations en roche et/ou semelles isolées sous des colonnes de confinement en béton et/ou poutres en béton armé.
- **Murs** : Porteurs, construits en blocs de maçonnerie de béton, avec ou sans (dans le cas des maisons existantes) colonnes en béton ou autres éléments de confinement.
- **Dalles de plancher et de toit** : Dalles pleines en béton armé ou dalles alvéolées avec poutrelles en béton armé et blocs creux.
- **Toiture légère** : Systèmes de toiture constitués de structures légères en métal ou en bois avec des revêtements métalliques.

0.3.2 Construction à ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages

Le chapitre 6 de ces directives fournit les dispositions techniques minimales pour la conception et la construction de nouveaux bâtiments à ossature bois porteuse et remplissages ou habillages, limités à un maximum d'un (1) niveau en rez-de-chaussée.

Le système constructif des constructions à ossature porteuse en bois et remplissage ou habillage, se compose de murs en ossature bois, contreventés sur les plans verticaux (murs) et horizontaux (plafonds, planchers). Les murs sont remplis entre les poteaux, ou habillés par des planches ou panneaux fixés à l'extérieur et/ou à l'intérieur de l'ossature.

Le charpente en bois de la toiture est contreventée et fixée sur la ceinture haute des murs.

Les matériaux de couverture sont fixés sur les lattes, elles-mêmes fixées sur les fermes de charpente.

0.3.3 CODES DE RÉFÉRENCE ET NORMES

Ces directives sont conformes aux prescriptions de la Partie 1 du CNBH 2025 (Document d'application du Code pour l'IBC 2021), qui constitue la principale référence.

L'Annexe 7 – Références rassemble des documents identifiés comme codes et normes de construction de référence.

0.3.4 UTILISATION DU BÂTIMENT ET CATÉGORIES DE RISQUES

Pour déterminer les niveaux spécifiés de charges liées aux inondations, aux vents et aux séismes à appliquer au bâtiment, chaque bâtiment doit être attribué à une catégorie de risque, en fonction du risque pour la vie humaine, la santé et le bien-être associé à leur endommagement ou à leur défaillance, ainsi que de l'usage prévu, conformément au Tableau 0.3.4-1 ci-dessous.

Les charges minimales de conception pour les structures doivent inclure les facteurs d'importance applicables indiqués dans le Tableau 0.3.4-1.

Les bâtiments couverts par ces directives peuvent être inclus dans la Catégorie de Risque II - Normale. Les autres catégories de risque sont incluses dans le tableau à titre de référence uniquement et ne s'appliquent pas dans ces directives.

Tableau 0.3.4-1 Catégories de risques et de facteurs d'importance pour la conception (développé à partir d'ASCE 7-16, tableaux 1.5-1 et -2)

UTILISATION DU BÂTIMENT	CATÉGORIE DE RISQUE	FACTEUR D'IMPORTANCE SISMIQUE I_e
Les bâtiments dont l'effondrement représente un risque faible de pertes de vies humaines : bâtiments à faible occupation humaine, petits bâtiments de stockage, bâtiments de ferme, étables.	I - Faible	1,00
Tous les bâtiments sauf ceux des trois autres catégories	II - Normale	1,00
Les bâtiments susceptibles d'être utilisés comme refuge de protection civile : écoles, centres communautaires. Les installations contenant des produits toxiques, explosifs ou dangereux en quantité suffisante pour représenter un danger : entrepôts, usines de fabrication.	III - Élevé	1,25
Les bâtiments de protection civile où sont fournis les services essentiels en cas de catastrophe : hôpitaux, centrales téléphoniques, centrales électriques et sous-stations de distribution, centres de contrôle pour tout type de transport public, stations de pompage, de traitement et de stockage de l'eau, bâtiments qui remplissent des fonctions de défense nationales critiques, installations d'intervention en cas d'urgence (postes de pompiers, postes de police, poste de sauvetage et installations qui abritent leurs véhicules), installations de communications (stations de radio et de télévision).	IV – Protection Civile	1,50

0.4 UTILISATEURS DE CES DIRECTIVES

Ces directives ont été préparées pour être utilisées par des professionnels qualifiés et autorisés par le décret-loi présidentiel créant le Collège National des Ingénieurs et Architectes haïtiens (CNIHA) date du 25 mars 1974 (paru au Moniteur en date du 8 avril 1974). Il n'est pas approprié de les utiliser sans respecter strictement leurs instructions et limitations, ni d'utiliser les informations présentées de manière isolée, en dehors du contexte dans lequel elles sont fournies.

La conception d'un bâtiment techniquement solide dépend de nombreux facteurs qui vont au-delà de la simple conformité aux règlements de construction, y compris la disponibilité de professionnels

compétents ayant reçu une formation appropriée, possédant l'expérience et les connaissances nécessaires des règles de l'art et étant familiers avec l'utilisation des codes de conception, manuels, documents de référence et guides techniques.

0.5 PERMIS DE CONSTRUIRE & ADMINISTRATION

0.5.1 PERMIS DE CONSTRUIRE

Pour toute nouvelle construction, un permis de construire doit être obtenu de la municipalité par le requérant. La municipalité s'assure que les informations requises, y compris le titre de propriété, sont fournies au dossier d'application, que la construction est conforme au code de construction et que le terrain n'est pas localisé dans une zone à risque ou protégée.

La municipalité doit transmettre le dossier d'application au MTPTC et obtenir un avis technique positif avant d'émettre le permis de construire.

Aucune construction ne doit débuter avant l'émission du permis de construire incluant l'avis technique positif du MTPTC et le paiement des frais fixés par la loi.

0.5.2 DOSSIER D'APPLICATION

Un dossier d'application en trois copies doit être déposé à la municipalité par le requérant. Ce dossier doit contenir:

1. les renseignements concernant la localisation du terrain ;
2. les renseignements concernant la maison à construire ;
3. les renseignements concernant les pentes du site ;
4. les renseignements sur la nature du sol ;
5. les renseignements concernant les risques sismiques, cycloniques et d'inondation ;
6. les photos du terrain prises sous différents angles ;
7. les plans d'ingénierie de la maison pour chaque niveau à construire ;
8. une copie du titre de propriété et du plan d'arpentage ;
9. une copie de la patente de l'ingénieur ou de l'architecte le cas échéant.

0.5.3 VISITES D'INSPECTION

Lors de l'émission du permis de construire, la municipalité doit prévoir une série de visites d'inspection pour:

1. la vérification de la localisation du site;
2. la vérification de l'implantation et des fondations;
3. la vérification des murs, des poteaux et de la qualité des matériaux;
4. la vérification du dimensionnement et de l'emplacement des ouvertures;
5. la vérification des accès et des dispositifs d'aérations;
6. la vérification des dalles et de la toiture;
7. la vérification générale et finale, y compris la mécanique, la plomberie, l'électricité et le drainage du site.

L'acier d'armature ou quel qu'autre élément structural ne doit pas être couvert avant d'avoir été inspecté.

0.5.4 SERVICES PUBLICS

Le constructeur n'est pas autorisé à effectuer des branchements aux services publics avant d'en avoir obtenu l'autorisation de la municipalité.

0.5.5 APPROBATION

L'inspecteur mandaté par la municipalité doit approuver chaque composante du bâtiment au terme de ses visites et doit aviser sans délai le constructeur des correctifs à apporter.

0.5.6 PERMIS D'OCCUPATION

Un permis d'occupation ne doit pas être émis par la municipalité tant que l'ensemble des travaux n'ont pas été dûment approuvés.

0.5.7 CONFORMITÉ

La conformité avec le CNBH 2025 est la responsabilité du détenteur du permis de construire. Après l'émission du permis d'occupation, cette responsabilité est celle du propriétaire.

0.6 DÉFINITIONS

Les termes suivants sont définis pour leur emploi dans le présent Code et leurs définitions sont majoritairement celles de la Partie 1 du CNBH et sont complémentaires à celles de l'IRC. Les définitions propres aux installations de gaz combustible sont présentées au chapitre 4.

Accessibilité : ensemble des qualités d'un lieu où l'on peut facilement pénétrer et circuler ; cette notion s'applique également aux moyens de transport ; prise en compte, elle doit permettre aux personnes âgées ou handicapées un accès et un usage facile de ces lieux.

Accréditation : reconnaissance officielle qui émane d'un organisme tiers relative à la compétence d'une société.

Acier d'armature : barres d'acier incorporées dans le béton pour en renforcer la résistance à certaines contraintes.

Adent : Joint entre deux éléments de construction assurant un assemblage solide au moyen d'un tenon et d'une mortaise.

Agrégat : assemblage de matériaux inertes ou granulats entrant dans la composition des mortiers et des bétons ; l'agrégat est généralement composé de sable, de gravier, de pierre concassée, de galets ou de cailloux.

Aire de bâtiment : la plus grande surface horizontale du bâtiment au-dessus du niveau moyen du sol, calculée entre les faces externes des murs extérieurs.

Aire de plancher : sur tout étage d'un bâtiment, surface horizontale délimitée par les murs extérieurs et les murs coupe-feu exigés et comprenant l'espace occupé par les murs intérieurs et les cloisons, mais non celui des issues et des vides techniques verticaux ni des constructions qui les cloisonnent.

Aléa sismique : probabilité en un lieu donné qu'au cours d'une période de référence, une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine valeur.

Allège : partie d'un mur située entre le plancher et l'appui d'une fenêtre ; terme de maçonnerie désignant la partie de mur ou de panneau située sous une fenêtre, ou une baie vitrée.

À ventilation directe : se dit d'un *générateur de chaleur* ou d'un *chauffe-eau* à combustion ; appareil et système de ventilation connexe dont la totalité de l'air de combustion provient directement de l'extérieur et qui évacue les produits de combustion directement à l'extérieur par l'entremise de gaines indépendantes totalement fermées et directement raccordées à l'appareil.

À ventilation mécanique : se dit d'un *générateur de chaleur* ou d'un *chauffe-eau* à combustion ; appareil et système de ventilation connexe dont les produits de combustion sont totalement évacués à l'extérieur au moyen d'un dispositif mécanique comme un ventilateur soufflant ou aspirant, en amont ou en aval de la zone de combustion de l'appareil et par l'entremise de gaines indépendantes totalement fermées et directement raccordées à l'appareil.

Appareillage électrique : ensemble d'appareils électriques et d'accessoires divers disposés pour un certain usage.

Approbation : déclaration faite par un organisme investi de l'autorité nécessaire et selon laquelle un ensemble de critères publiés a été satisfait.

Arbalétrier : Pièce oblique d'une ferme, placée dans le sens de la pente de la toiture et sur laquelle sont fixées les liteaux (lattes).

Arêtier : Pièce de bois formant un angle saillant à l'intersection de deux pans de toiture (charpente ou couverture).

Autorité compétente : organisme gouvernemental responsable de l'application du CNBH 2025 ou de toute partie du CNBH 2025, ou mandataire ou agence désigné par cet organisme pour exercer cette fonction.

Avant-toit : partie d'un toit qui fait saillie au-delà de la face du mur.

Avertisseur de fumée : système avec sonnerie incorporée conçu pour donner l'alarme dans la pièce dans laquelle il est installé, grâce à un détecteur de fumée.

Avis professionnel : conseil ou opinion obtenu d'un professionnel dans le but de procéder à une meilleure pratique.

Baie : ouverture pratiquée dans un mur ou dans un assemblage de charpente pour y recevoir généralement une porte ou une fenêtre.

Bande parasismique : bande horizontale de béton armé ou chaînage horizontal intermédiaire.

Bâtiment : toute construction utilisée ou destinée à être utilisée pour abriter, recevoir, ou protéger des personnes, des animaux, des biens individuels ou collectifs, ou des biens industriels, des intempéries..

Bâtiment conventionnel : bâtiment dont les formes et les règles de construction préétablies sont strictement observées ; sa conception et sa réalisation peuvent ne pas nécessiter l'intervention de professionnels de la construction.

Bâtiment irrégulier : bâtiment dont les formes et les règles de construction préétablies ne sont pas respectées ; sa conception et sa réalisation nécessitent obligatoirement l'intervention de professionnels de la construction.

Bâtiment résidentiel : construction utilisée ou destinée à être utilisée pour loger des personnes.

Béton : matériau de construction fabriqué à partir d'un mélange de granulats (sables, graviers), agglomérés par un liant (ciment) qui fait prise par hydratation (eau).

Bloc d'appoint ou blocage : Pièce utilisée pour caler, protéger du percement ou ajuster une position.

Bloc jumelé : Pièce de bois servant à doubler un élément de charpente.

Boutique : magasin ou commerce ; bâtiment, ou partie de bâtiment, utilisé pour l'étalage ou la vente de marchandises ou de denrées au détail.

Branchement aérien : ensemble de conducteurs posés par un distributeur d'électricité entre ses fils principaux et le branchement du consommateur.

Cadre de béton armé : charpente de béton armé de conception plus ou moins rigide, constituée de poutres et de poteaux.

Carie du bois (ou pourriture du bois) : état de décomposition du bois résultant des processus de décomposition du bois par des champignons et autres microorganismes.

Solive de plafond: élément structurel horizontal qui supporte les charges du plafond

Certificat de conformité : document qui est délivré conformément aux règles d'un système de certification et qui indique avec un niveau suffisant de confiance qu'un produit, un processus ou un service est conforme à une norme précise ou à d'autres documents reconnus.

Chaînage : ceinturage en béton armé, incorporé à la construction de l'ensemble des murs d'un bâtiment pour éviter l'écartement. Le chaînage peut être horizontal (poutres, bandes parasismiques) ou vertical (colonnes, renforcements vertical)

Chape : couche de béton ou de mortier, de faible épaisseur, de composition et de finition appropriées, destinée à améliorer l'état de surface d'un plancher ; revêtement ou enduit lissé au mortier de ciment exécuté sur la face supérieure d'une dalle de béton armé.

Chape d'étanchéité : voir *Membrane imperméable*.

Charge de gravité : charge verticale exercée sur un élément de construction.

Charge horizontale : charge de vent ou de séisme qui sollicite une structure ou un élément de structure horizontalement.

Charge permanente: poids de tous les éléments permanents d'un bâtiment, qu'ils soient structuraux ou non.

Charpente : Ossature porteuse d'un bâtiment constituée de membrures assemblées (poteaux, poutres, solives, etc.).

Chevron : Élément principal de l'ossature supportant les charges de toiture.

Chevron de croupe : chevron qui s'étend d'un arêtier ou d'une noue jusqu'à une sablière ou un faitage, respectivement.

Chevron de débord (Avant-toit) : Chevrons perpendiculaires aux murs pignons permettant de soutenir un débord de toit.

Ciment : matériau composé principalement de chaux, de silice et d'alumine ; malaxé avec de l'eau, le ciment fait prise assez rapidement, puis acquiert sa résistance définitive au bout d'une période de durcissement assez longue.

Circuit de dérivation (ou Dérivation) : partie du câblage situé entre le dernier dispositif de protection contre les surintensités du circuit et la ou les sorties.

Clapet : soupape qui se lève ou se ferme pour permettre ou empêcher le passage d'un fluide.

Clapet anti-retour (clapet de non-retour) : dispositif permettant de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, d'un gaz, d'air comprimé, etc. dans un sens et bloque le flux si celui-ci venait à s'inverser.

Clé en bois ou épine : Pièce insérée dans un assemblage bois pour bloquer mécaniquement la connexion et éviter l'arrachement.

Cloison : mur intérieur non porteur s'élevant sur toute la hauteur ou une partie de la hauteur d'un étage.

Clou à boîte (box nail): Clou fabriqué à partir d'un fil plus léger, avec une tête légèrement plus large que le clou ordinaire.

Clou ordinaire (common nail): Clou standard fabriqué à partir d'un fil de référence.

Clouage en biais : Clouage incliné améliorant la résistance à l'arrachement.

Code : document à caractère obligatoire décrivant les règles à suivre en matière de conception, de fabrication, d'installation, d'entretien ou d'utilisation d'équipements, de structures ou de produits, généralement en vue de la sécurité du public.

Coffrage : moule provisoire destiné à recevoir le béton lors de son coulage de manière à lui donner une forme et à le soutenir pendant la prise ; le coffrage, constitué le plus souvent de planches de bois ou de métal, est retiré après la prise du béton.

Comble ou vide sous toit : partie d'un bâtiment limitée par le plafond du dernier étage et le toit, ou par un mur bas et un toit incliné.

Concepteur : personne responsable de la conception d'un ouvrage.

Condition dangereuse : toute condition pouvant créer un risque excessif susceptible de provoquer l'incapacité, la mutilation ou la mort de toute personne autorisée ou appelée à se trouver sur les lieux ou aux alentours.

Conformité : fait d'être conforme aux lois, à la réglementation, aux normes ou aux politiques internes en vigueur.

Connecteur : organe d'assemblage utilisé dans les charpentes pour relier les éléments structuraux entre eux.

Construction combustible: type de construction qui ne répond pas aux exigences établies pour une construction incombustible.

Construction incombustible : type de construction dans laquelle un certain degré de sécurité incendie est assuré grâce à l'utilisation de matériaux incombustibles pour les éléments structuraux et autres composants.

Contre-fiche : Pièce oblique empêchant la flexion des arbalétriers.

Contreventement : dispositif assurant la stabilité d'un bâtiment, d'une ossature et s'opposant à la déformation, au déversement ou au renversement des constructions sous l'action des forces horizontales de vent, de choc ou de séisme.

Coulis : mélange fluide de liants, de granulats fins et d'eau qui durcit après application, et qui est utilisé pour boucher des fissures ou des trous.

Coyau : Pièce fixée en bas de pente pour créer une cassure (« queue de vache »).

Critère de calcul : caractéristique servant d'hypothèse pour la conception d'un ouvrage.

Croix de Saint-André : Contreventement formé de deux pièces disposées en croix diagonale pour rigidifier un mur ou une toiture.

Dalle alvéolée (dalle à hourdis ou dalle à corps creux) : élément porteur de plancher fabriqué en béton armé, comportant longitudinalement des alvéoles (hourdis).

Dalle pleine : dalle de plancher construite sans vides ni matériaux d'apport.

Dalle sur sol : plaque de béton armé de grande surface, servant de plancher et reposant directement sur le sol.

Dalle suspendue : plaque de béton armé de grande surface, reposant sur des appuis continus (murs) ou isolés (poteaux), employée comme plancher ou comme couverture.

Degré de résistance au feu : temps en minutes ou en heures pendant lequel un matériau ou une construction empêche le passage des flammes et la transmission de la chaleur dans des conditions déterminées d'essai et de comportement.

Dérivation : voir **Circuit de dérivation**.

Détecteur de chaleur : détecteur d'incendie conçu pour se déclencher à une température ou à un taux d'augmentation de température prédéterminé.

Détecteur de fumée : détecteur d'incendie conçu pour se déclencher lorsque la concentration de produits de combustion dans l'air dépasse un niveau prédéterminé.

Détecteur d'incendie : dispositif qui décèle un début d'incendie et transmet automatiquement un signal électrique qui déclenche un signal d'alerte ou un signal d'alarme; comprend les détecteurs de chaleur et les détecteurs de fumée.

Diaphragme : structure plane offrant une grande résistance à la déformation dans son plan.

Dimension (ou valeur) nominale : valeur officielle ou apparente d'une grandeur qui ne correspond pas nécessairement à la valeur réelle de cette grandeur.

Drainage : ensemble des opérations ayant pour objectif d'évacuer l'eau ou de la canaliser, selon le cas ; technique d'évacuation de l'eau retenue en excès dans le sol et le sous-sol, par tout procédé et dispositif approprié (drain).

Échantignolle : pièce de charpente permettant la fixation des pannes intermédiaires sur l'arbalétrier.

Efficacité énergétique : capacité de maximiser un rendement énergétique tout en utilisant un minimum d'énergie.

Égout : Bord bas du versant de la toiture légère d'où s'écoule l'eau.

Électrode de terre : conducteur métallique enfoui dans le sol et destiné à établir une liaison électrique avec celui-ci.

Élément de fondation : l'un des éléments structuraux des fondations d'un bâtiment, comme les semelles, radiers ou pieux.

Employeur : personne physique ou morale qui fait exécuter, contre rémunération, un travail par un ou des salariés pour son compte et sous sa subordination.

Enchâssure : ce dans quoi une chose est encastrée ou enchâssée.

Enduit : couche composée de ciment, de sable et de chaux qu'on applique à l'état plastique, le plus souvent pour couvrir et protéger les murs extérieurs ; on applique généralement l'enduit sur un treillis de métal fixé au parement extérieur ; l'enduit peut également être appliqué sur des murs intérieurs ou des plafonds, parfois dans un but décoratif (crépis).

Enrobage : épaisseur de béton entre l'armature et le parement ; épaisseur de béton qui recouvre une barre d'armature ; partie d'un élément de couverture ou de bardage qui vient recouvrir, à la pose, l'élément du rang inférieur et aussi l'élément latéralement voisin, de manière à assurer l'étanchéité d'une toiture ou d'une paroi.

Entrait : Pièce horizontale d'une ferme travaillant en tension et empêchant l'écartement des arbalétriers ou chevrons parallèle à la pente au niveau de la faîtière..

Entretoise : Élément placé entre chevrons ou lattes pour rigidifier l'assemblage.

Entrepreneur : personne qui entreprend, en vertu d'un contrat, des travaux pour le compte d'un propriétaire ou de son mandataire autorisé.

Équerre d'angle : Pièce posée dans un angle droit pour renforcer la fixation de deux éléments de bois entre eux.

Étage : partie d'un bâtiment délimitée par la face supérieure d'un plancher et celle du plancher situé immédiatement au-dessus ou, en son absence, par le plafond au-dessus.

Étalement : ensemble de pièces de charpente assemblées, destinées à soutenir, provisoirement, diverses parties d'une construction menaçant ruine.

État limite d'utilisation (ou état limite d'usage ou de service) : point auquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue ; les états limites d'utilisation se rapportent à l'usage

prévu du bâtiment et concernant les flèches, les vibrations, la déformation permanente et les dommages structuraux locaux comme la fissuration.

Évaluation sismique : Elle est définie dans ces directives comme une méthode approuvée pour évaluer les déficiences d'un bâtiment qui l'empêchent d'atteindre un niveau de performance souhaité.

Excavation : cavité formée par l'enlèvement de sol, de roche ou de remblai en vue de construire.

Faîtage de couverture ou faîtière : Élément assurant l'étanchéité entre deux pans de toiture.

Ferme : Assemblage triangulaire indéformable supportant la couverture..

Fiche : (terme utilisé en charpente). La contrefiche est une pièce de bois oblique placée entre les arbalétriers et l'entrait.

Flèche : amplitude de la courbe que prend une pièce sous ou à la suite de l'influence du poids d'une unité de charge.

Fluage : déformation lente et progressive d'un matériau comme le béton, soumis à une charge constante pendant une longue durée.

Feuillards métalliques : Connecteurs perforés permettant l'assemblage des éléments en bois entre eux ou avec les chaînages en béton armé.

Feuillard au niveau du faîtage: Un connecteur métallique qui fixe les chevrons opposés ensemble pour résister aux charges de soulèvement du toit au faîtage.

Fondation : ensemble des éléments de fondation qui transmettent les charges d'un bâtiment à la roche ou au sol sur lequel il s'appuie.

Fondation superficielle : élément de fondation appuyé sur la roche ou le sol situé à proximité de la partie la plus basse du bâtiment.

Garde-corps : barrière de protection placée autour des ouvertures dans un plancher, ou sur les côtés ouverts d'un escalier, d'un palier, d'un balcon, d'une mezzanine, d'une galerie ou d'un passage piéton surélevé ou à tout autre endroit afin de prévenir une chute accidentelle dans le vide. Le garde-corps peut comporter ou non des ouvertures.

Gaz combustible : tout fluide aériforme qui a la propriété de brûler ; nom générique d'une grande variété de gaz dérivés de combustibles naturels (pétrole, charbon) incluant le gaz naturel, utilisés dans les appareils à chauffage, les fours et systèmes de cuisson et dans l'industrie.

Goulotte : conduit ou canal incliné permettant de guider la descente de matériaux liquides, pâteux, pulvérulents ou granuleux entraînés par gravité.

Hauteur de bâtiment : (en étages) nombre d'étages compris entre le plancher du premier étage et le toit.

Hourdis : bloc creux de béton dont on se sert pour former un plancher entre des poutrelles de béton armé.

Inspection : examen attentif dans un but d'enquête, de contrôle, de surveillance en vue de déceler des anomalies par rapport aux normes en vigueur.

Installation de plomberie : réseaux d'évacuation, d'évent, de ventilation, et d'alimentation en eau ou toute partie de ceux-ci.

Installation individuelle d'assainissement : installation privée d'épuration et d'évacuation des eaux usées (par exemple une fosse septique avec champ d'épandage).

Issue : partie d'un moyen d'évacuation, y compris les portes, qui conduit de l'aire de plancher qu'il dessert à une voie de circulation publique ou à un endroit extérieur à découvert non exposé au feu provenant du bâtiment et ayant un accès à une voie de circulation publique.

Jambage : pilier simple ou poteau soutenant le linteau d'une porte ou d'une fenêtre.

Jambe de force : Pièce diagonale servant à renforcer la stabilité latérale et reprendre des charges verticales.

Label de qualité : signe distinctif apposé sur un produit ou qui accompagne un service, et qui en garantit la qualité, l'origine ou la conformité à certaines caractéristiques définies.

Latte / panne : Pièce horizontale fixée sur chevrons supportant la couverture.

Latte d'arêtier : Latte fixée le long de l'arêtier pour supporter la couverture.

Latte périphérique : Latte continue entourant le toit aux égouts et pignons.

Ligne de faîtage : Ligne horizontale située au sommet d'une toiture, là où se rencontrent les deux versants du toit.

Lisse basse : Pièce horizontale fixée en pied d'ossature, support des montants et assurant l'ancrage avec le soubassement.

Lisse haute : Pièce horizontale en tête d'ossature assurant la liaison avec le niveau supérieur des poteaux.

Linteau : élément de charpente horizontal supportant les charges au-dessus d'une fenêtre ou d'une porte.

Liteau : tringle ou baguette de bois, de section rectangulaire ou carrée, employée dans certains travaux en remplacement de la latte, en raison de sa régularité de section, posée notamment sur les chevrons pour recevoir les matériaux de couverture (tôles ou tuiles).

Logement : partie d'un bâtiment servant ou destinée à servir de domicile à une ou plusieurs personnes et qui comporte généralement des installations sanitaires et des installations pour préparer et consommer des repas et pour dormir. Une ou plusieurs pièces servant de domicile à une ou plusieurs personnes et où l'on peut préparer et consommer les repas, vivre et dormir.

Maçonnerie : ouvrage en blocs de béton employés à sec ou réunis par un liant ; dans une maçonnerie brute, ces unités sont de formes irrégulières, tandis que dans une maçonnerie à joints réglés, elles sont de hauteur égale et les joints horizontaux sont de niveau.

Maître d'œuvre : personne physique ou morale chargée de concevoir des travaux de construction pour le maître d'ouvrage, son client, et de contrôler leur exécution; cette personne est souvent un architecte ou un ingénieur.

Membrane imperméable ou chape d'étanchéité : film mince ou feuille d'un matériau étanche et flexible, souvent adhésif, utilisé pour divers travaux d'imperméabilisation.

Membrure ou membre: élément constitutif d'une structure, par exemple, l'élément constitutif d'une poutre elle-même élément de structure d'un bâtiment. Pour les charpentes en bois, la membrure désigne tout élément massif et rigide qui les constitue. En revanche, pour les charpentes métalliques, elle désigne les éléments constituant une ferme ou une poutre en treillis. La poutre, tout comme la ferme, est composée de deux membrures qui sont reliées par des éléments généralement verticaux et obliques s'articulant entre eux pour former une triangulation. La ferme désigne uniquement la partie triangulaire non déformable qui supporte la couverture d'un bâtiment dont le toit est à pente alors que la poutre est un élément de structure du bâtiment.

Mezzanine : niveau entre le plancher et le plafond d'une pièce ou d'un étage quelconque, ou balcon intérieur.

Mise à la terre : connexion d'une partie d'un circuit électrique à une masse conductrice dont le potentiel est pris comme référence ; la terre est une masse conductrice dont le potentiel est par convention égal à zéro.

Mortier : mélange de ciment et de sable, dans un rapport approximatif de 1 partie pour 3 ou 4 parties, délayé dans un minimum d'eau et utilisé comme liant pour les ouvrages de maçonnerie.

Mur coupe-feu : type de séparation coupe-feu de construction incombustible qui divise un bâtiment ou sépare des bâtiments contigus afin de s'opposer à la propagation du feu, et qui offre le degré de résistance au feu exigé tout en maintenant sa stabilité structurale lorsqu'elle est exposée au feu pendant le temps correspondant à sa durée de résistance au feu.

Mur de cisaillement : mur conçu pour résister efficacement aux charges horizontales s'exerçant dans son plan.

Mur de cisaillement : mur porteur placé dans la structure, le plus souvent transversal, formant ainsi le contreventement en contrefort interne de cette dernière.

Mur de refend : mur porteur placé dans la structure, le plus souvent transversal, formant ainsi le contreventement en contrefort interne de cette dernière.

Mur de toiture : Mur au-dessus du chaînage supérieur, supportant la toiture. Il peut être triangulaire ou rectangulaire, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment.

Mur de toiture pignon ou mur pignon : Mur de toiture triangulaire situé en façade du bâtiment.

Mûrissement du béton : maturation contrôlée du béton après la coulée.

Nappe phréatique : masse d'eau souterraine libre.

Niveau de la nappe phréatique : surface supérieure d'une nappe souterraine.

Niveau moyen du sol : (pour déterminer la hauteur de bâtiment) plus bas des niveaux moyens définitifs du sol le long de chaque mur extérieur d'un bâtiment.

Noe : La noe est la ligne d'intersection rentrante entre deux versants de toiture qui se rejoignent en formant un angle concave

Norme : ensemble de règles fonctionnelles ou de prescriptions techniques relatives à des produits, à des activités ou à leurs résultats, établies par consensus de spécialistes et consignées dans un document produit par une autorité légitime.

Panne faîtière : Élément sommital recevant arbalétriers ou chevrons.

Panneau : dans une distribution électrique, ensemble de barres omnibus (ou jeux de barres) et de connexions, de dispositifs de protection contre les surintensités et de commande, avec ou sans interrupteurs, ou d'autres appareils, construits pour être installés dans un coffret.

Panneau de dérivation : ensemble de barres omnibus (ou jeux de barres) et de connexions, de dispositifs de protection contre les surintensités et de commande, avec ou sans interrupteurs, ou d'autres appareils, construits pour être installés dans un coffret.

Pare-vapeur : élément destiné à empêcher la diffusion de la vapeur d'eau.

Pente : Inclinaison du toit.

Pénétration / longueur d'ancrage du clou : Profondeur du clou dans le bois.

Permis de construire : arrêté administratif autorisant la construction d'un immeuble ; sauf exception, il est obligatoire et précède la mise en chantier ; certificat qui doit généralement être obtenu de la mairie par le propriétaire ou le constructeur d'une maison avant de commencer les travaux de construction ou de réparation, et qui doit être gardé affiché en un endroit bien en vue jusqu'à ce que le travail soit terminé et accepté par l'inspecteur de construction.

Permis d'occupation : autorisation accordée à un propriétaire d'exploiter ou d'occuper un bâtiment suite à une inspection démontrant la conformité de l'ouvrage.

Pieu : élément de fondation profonde de forme allongée, fait de matériaux comme le bois, l'acier, le béton ou une combinaison de ces matériaux, qui est soit préfabriqué et mis en place par battage, fonçage au vérin, lançage ou vissage, soit coulé sur place dans un trou fait par pilonnage, creusage ou forage.

Plain-pied : bâtiment situé sur un seul niveau.

Plancher : élément de construction portant la surface inférieure de tout espace d'un bâtiment.

Plan de zonage : plan accompagné des textes du règlement de zonage, donnant la répartition d'un territoire en zones affectées à une occupation ou une utilisation du sol définie.

Planche de rive : Planche fixée en bout de chevrons, recevant gouttières et assurant la finition du bord de toiture.

Planche faîtière : Planche non porteuse utilisé au faîtage d'un toit pour fournir une surface de clouage commune et un point d'appui pour les chevrons opposés.

Plaque d'assemblage (contreplaqué) : Plaque renforçant une jonction.

Plomberie : ensemble des installations sanitaires ou domestiques assurant l'alimentation en eau ou en gaz, de même que l'évacuation des eaux usées d'un bâtiment.

Poinçon : pièce centrale verticale d'une ferme reliant l'entrait et les arbalétriers. Son rôle est de suspendre le centre de l'entrait (la poutre basse horizontale), ce qui permet de pouvoir le charger sans qu'il fléchisse.

Porte-à-faux : toute partie d'un assemblage, d'un montage ou d'un bâtiment hors d'aplomb des éléments porteurs.

Portée : distance libre entre des appuis, tels des murs, des poteaux, des poutres ou des fermes.

Portée du toit : Distance entre l'extérieur des murs extérieurs supportant l'assemblage toit/plafond ou ferme.

Portée simple : Portée formée par un élément structurel entre deux appuis.

Porteur : se dit d'un élément de construction qui est soumis à une charge ou conçu pour supporter une charge en plus de sa charge permanente ; ne s'applique pas à un mur soumis seulement aux charges dues au vent et aux secousses sismiques en plus de sa charge permanente.

Poutre de toiture : Poutre ou chaînage horizontal supérieur du mur de toiture.

Poutre faîtière : Poutre porteuse horizontale située au faîtage.

Premier étage : étage situé au-dessus du rez-de-chaussée, et dont le plancher se trouve à au plus 2 m au-dessus du niveau moyen du sol.

Prise de courant : dispositif muni d'alvéoles destinées à recevoir les broches d'une fiche d'alimentation et relié de façon permanente au réseau électrique ; généralement, le terme *prise de courant* désigne la partie femelle d'une connexion électrique, alors que la partie mâle est désignée par le terme *fiche d'alimentation électrique*.

Professionnel de la construction : personne qui exerce régulièrement une profession, un métier, par opposition à un amateur ; personne qui, à titre de membre d'un ordre professionnel, exerce une activité à caractère intellectuel ou technique reposant sur une formation poussée exigeant des connaissances particulièrement vastes qu'elle doit tenir à jour.

Propriétaire : toute personne physique ou morale à qui appartiennent les biens considérés.

Rafale de trois secondes : vitesse du vent, vitesse maximale du vent à une hauteur et une exposition données, calculée en moyenne sur 3 secondes (mph).

Reconnaissance du sol : évaluation de l'état général du sol en profondeur à l'emplacement projeté pour la construction d'un bâtiment par l'analyse des données obtenues grâce à des relevés géologiques, des essais sur place, des sondages avec prélèvement d'échantillons, un examen visuel, des essais en laboratoire sur les échantillons prélevés ainsi que l'observation et le relevé de la nappe souterraine.

Recouvrement : se dit d'une extrémité d'une armature qui en recouvre une autre sur une longueur qui peut être calculée suivant le diamètre nominal de l'armature, son type, et la contrainte à laquelle elle est soumise.

Remblai : sol, roche, débris de matériaux de construction et déchets industriels comme les scories et les matières organiques, ou combinaison de ces matériaux rapportés à la surface naturelle du sol, de la roche ou du terrain organique; peut-être compacté ou non.

Renforcement sismique : Il est défini dans ce manuel comme le renforcement des performances sismiques des éléments structuraux et/ou non structuraux d'un bâtiment par la correction des déficiences identifiées lors d'une évaluation sismique.

Réseau sanitaire d'évacuation : réseau d'évacuation pour l'acheminement des eaux usées.

Réservoir sous pression : réservoir fermé dans lequel règne une surpression par rapport à la pression atmosphérique ambiante.

Rez-de-chaussée : Niveau d'un bâtiment qui est à la hauteur ou à peu près du niveau moyen du sol. Ce terme ne s'emploie que pour des bâtiments comprenant plusieurs étages, on parle sinon de bâtiment de plain-pied.

Rive : Bord latéral d'un versant de toiture.

Rive du mur pignon : Rive située le long du mur pignon.

Roche : partie de la croûte terrestre solidifiée, cohérente et relativement dure, consistant en une masse naturelle solide de minéraux qui ne peut être facilement brisée à la main.

Sanitaire : ensemble des installations d'hygiène nécessaires à la vie courante tels que éviers, lavabos, W.C., douches, baignoires, etc.

Semelle filante : socle continu de béton armé à la base d'un mur de fondation.

Schéma d'installation : représentation symbolique d'une installation, qui en montre la structure et le mode de fonctionnement.

Séparation coupe-feu : construction, avec ou sans degré de résistance au feu, destinée à retarder la propagation du feu.

Sol : partie de la croûte terrestre qui est fragmentaire ou telle que des particules individuelles d'un échantillon séché peuvent être facilement séparées par agitation dans l'eau ; comprend les blocs rocheux, les cailloux, le gravier, le sable, le limon, l'argile et la matière organique.

Solins : dispositifs visant à assurer l'étanchéité, en différents endroits d'une construction et selon différentes modalités.

Soupape : obturateur mobile généralement maintenu en position fermée qu'une pression peut ouvrir momentanément pour limiter les surpressions et protéger les équipements.

Sous-sol : un ou plusieurs étages d'un bâtiment situés au-dessous du rez-de-chaussée

Stabilité : propriété d'une construction ou d'un ouvrage de se maintenir dans un état d'équilibre stable en résistant au glissement, au renversement ou à l'effondrement.

Surface habitable : surface de plancher construit occupée ou destinée à être occupée.

Système d'évacuation : système qui permet l'évacuation de l'atmosphère gazeuse contenue dans un réservoir, un trou, une tuyauterie ; charpente de tubes et de raccords utilisés pour les lignes d'évacuation d'égouts et de ventilation qui transportent les eaux usées dans des endroits où elles peuvent être éliminées.

Taloche : outil de maçon qui permet la manipulation et l'application d'un mortier ou d'un enduit sur le support souhaité. La taloche est composée d'une planche munie d'une poignée sur une de ses faces et permet d'étendre un enduit et également de lisser les supports.

Talweg : ligne de fond qui joint les points les plus bas d'une vallée et suivant laquelle s'écoule l'eau.

Tenon-mortaise : Assemblage traditionnel composé d'un tenon (mâle) et d'une mortaise (femelle), assurant une liaison solide.

Toiture légère : élément de construction autre que le béton couvrant un bâtiment ; les toitures légères sont généralement des toitures à charpente de bois recouvertes de tôles.

Topographie : configuration de la surface du terrain.

Vide sanitaire : espace vide de faible hauteur compris entre le sol naturel et le plancher du rez-de-chaussée d'un bâtiment sans cave ou sous-sol.

Voie publique : voie ouverte à la circulation publique appartenant ou non au domaine public ; trottoir, rue, route, place ou tout autre endroit extérieur à découvert auquel le public a droit d'accès ou est invité à aller, expressément ou implicitement.

Zone à risque : Zone géographique identifiée susceptible de combiner la survenue d'un Aléa naturel ou industriel (danger défini par sa nature, son niveau, sa probabilité, ou son occurrence) avec des enjeux (ouvrages, occupation, population).

Zone inondable : territoire généralement situé en bordure de mer, d'un plan d'eau ou d'un cours d'eau, susceptible d'être inondé.

0.7 ZONES POUR LA CONCEPTION

L'ingénieur doit attribuer des zones de calcul pour le vent, le séisme et les inondations au projet en fonction de l'emplacement. Les zones de calcul pour le vent, le séisme et les inondations sont définies aux sections 0.7.1, 0.7.2 et 0.7.3. L'ingénieur doit également attribuer une catégorie d'exposition au vent au bâtiment conformément à la section 0.7.1.2.

Les zones de calcul pour le vent et le séisme par municipalité sont fournies au TABLEAU 0.7-1. Pour les emplacements non inclus dans le Tableau 0.7-1, les zones de calcul pour le vent et le séisme doivent être déterminées à l'aide de la Figure 0.7.1.1-2 et de la Figure 0.7.2-2.

L'exposition d'une commune au risque d'inondation est indiquée dans le Tableau 0.7-1. Les sites situés dans des communes exposées au risque d'inondation (« Y ») et ceux non répertoriés dans le Tableau 0.7-1 nécessitent une étude complémentaire pour déterminer le niveau de risque d'inondation du site spécifique. Les sites situés dans des communes non significativement exposées au risque d'inondation (« N ») ne nécessitent pas d'étude complémentaire. Le niveau de risque d'inondation du site spécifique peut avoir une incidence sur l'acceptabilité du site pour la construction ou déclencher des exigences de conception résistante aux inondations. Voir la Section 0.7.3 pour plus d'informations.

Dans certains cas, l'ingénieur peut choisir d'utiliser les valeurs de vitesse du vent et d'accélération sismique pour concevoir directement les composants ou pour effectuer une interpolation à l'aide des tableaux de conception fournis. Dans ces cas, il est permis d'utiliser la valeur réelle pour le site spécifique, plutôt que la valeur maximale indiquée dans le tableau pour la zone de conception. Les

valeurs de vitesse du vent peuvent être déterminées à partir de la figure 0.7.1.1-1. Les valeurs d'accélération sismique peuvent être déterminées à partir du tableau 0.7.2.2-1.

Des informations plus détaillées sur les risques sont présentées dans l'Annexe 8.

Tableau 0.7-1 Zone de conception

VILLE	LATITUDE (N)	LONGITUDE (W)	ZONE DE CONCEPTION DU VENT	ZONE DE CONCEPTION SISMIQUE	ZONE DE CONCEPTION D'INONDATION
Cap-Haïtien	19.7366	-72.2088	I	B	Y
Gonaïves	19.4472	-72.6845	I	A	Y
Hinche	19.1408	-72.0113	II	A	N
Jacmel	18.2364	-72.5383	IV	A	Y
Jérémie	18.6412	-74.1144	III	A	Y
Léogane	18.5121	-72.6335	III	B	Y
Les Cayes	18.2069	-73.7595	IV	A	Y
Mirebalais	18.8431	-72.1141	II	C	N
Miragoâne	18.4410	-73.0849	IV	C	N
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	III	C	Y
Port-au-Prince	18.5380	-72.3253	III	B	Y
Port-de-Paix	19.9397	-72.8307	I	B	Y
St. Marc	19.1060	-72.6957	I	B	Y
Saint-Raphaël	19.4386	-72.1987	I	A	Y

0.7.1 CHARGES DÛES AU VENT ET ZONE POUR LA CONCEPTION

Les charges dues au vent et de conception ont été déterminés en utilisant l'ASCE 7-16, Charges de calcul minimales et critères associés pour les bâtiments et autres structures, le Manuel pour la construction en structure bois 2018 (WFCM) de l'American Wood Council (AWC), et la Spécification de conception nationale en bois 2018 (NDS) de l'AWC.

Les valeurs de référence des vitesses de vent de base ont été extraites de l'étude de 2019 de la Pan American Health Organization (PAHO) « Development of Design Wind Speed Maps for the Caribbean for Application with the Wind Load Provisions of ASCE 7-16 and Later », qui cartographie la période de retour de 700 ans pour les bâtiments de catégorie de risque II, rapportée dans la Figure 0.7.1-1.

L'ingénieur utilisant ces solutions qui figure dans ce directive doit sélectionner :

1. La zone de Conception au Vent, en fonction de la géolocalisation du site (Tableau 0.7-1 et/ ou Figure 0.7.1.1-2);
2. La catégorie d'Exposition B, C ou D, en fonction des descriptions incluses dans la section 0.7.1.2.

0.7.1.1 Zones pour la conception

Pour les besoins de ces directives, cette carte a été divisée en quatre zones de vent, reflétant les contours du CNBH 2012 précédent, ajustés aux courbes de vitesse de vent les plus récentes.

En utilisant les vitesses de vent rapportées dans l'étude PAHO 2019 pour la Catégorie d'Exposition C, la vitesse de vent de base de conception a été établie pour chaque zone. Cela a été effectué en sélectionnant la valeur de vitesse de vent maximale indiquée sur la carte à l'intérieur des limites de contour de chaque zone.

L'Annexe 8 contient des cartes de vitesses de vent supplémentaires incluant des contours superposés sur une carte d'Haïti pour faciliter la détermination des vitesses de vent du site. Un tableau de valeurs est également fourni pour les villes listées ci-dessus.

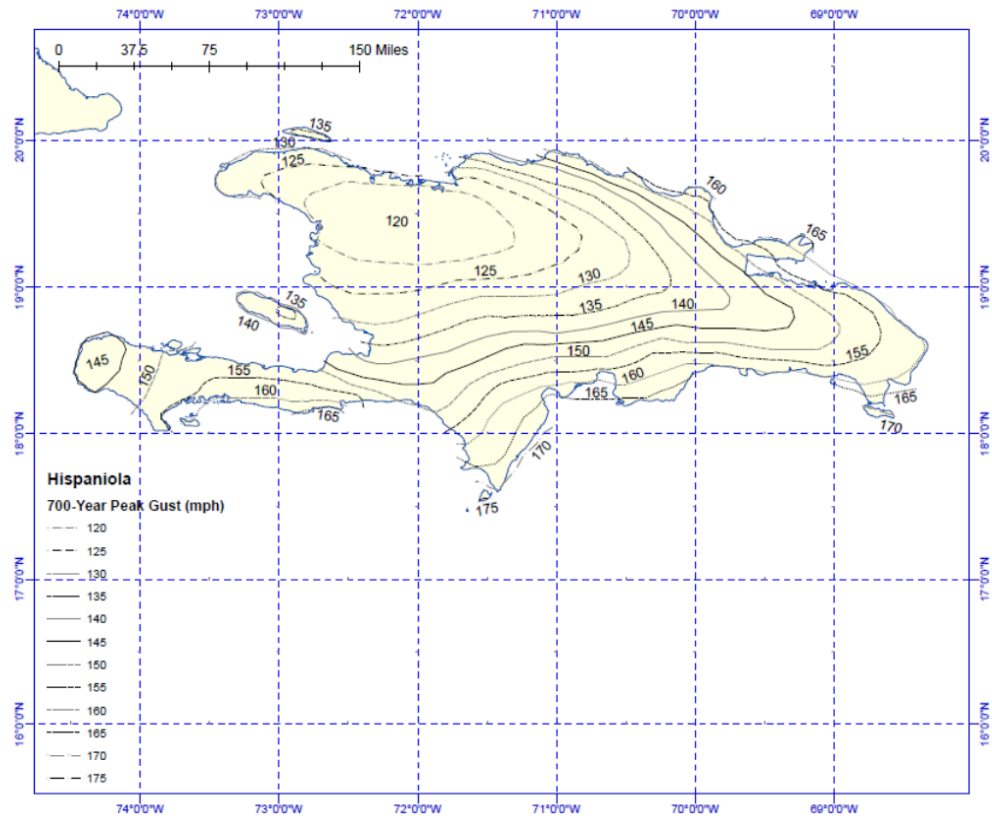


FIGURE 0.7.1.1-1 Contours des vitesses de vent prédites pour une période de retour de 700 ans (mph) à une hauteur de 33 pieds (10 m) au-dessus d'un terrain plat et dégagé (Catégorie d'Exposition C) pour l'île d'Hispaniola. Extrait de l'étude PAHO 2019.

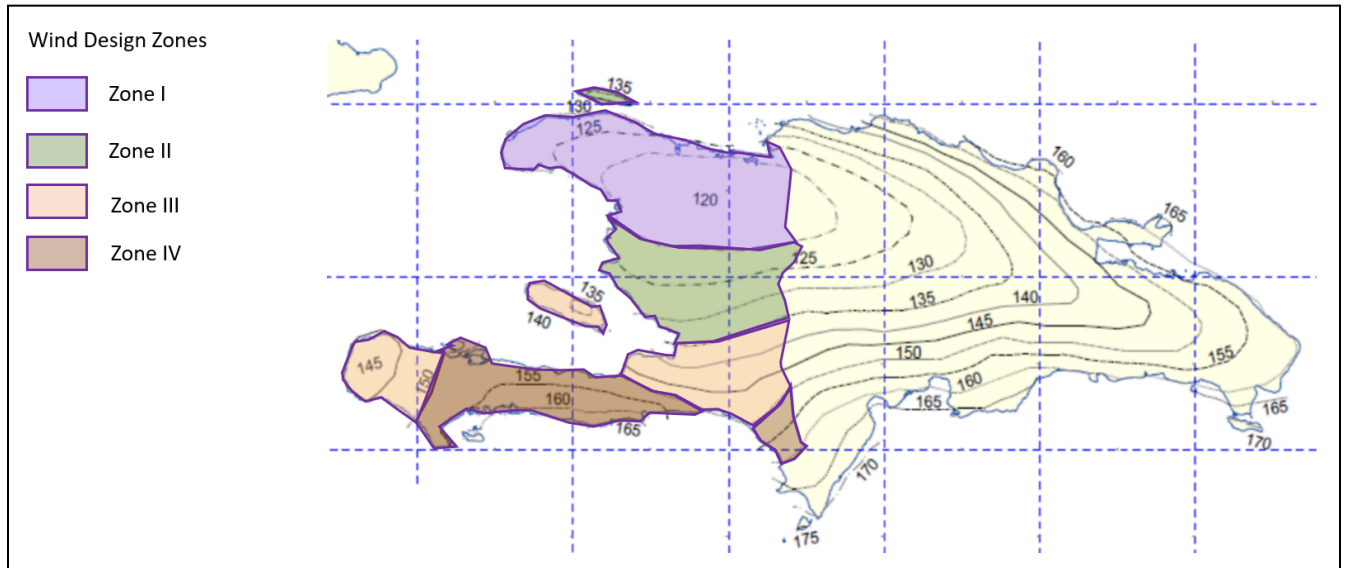


Figure 0.7.1.1-2 Zones de conception de vent pour Haïti.

0.7.1.2 Catégories d'exposition

Chacune des quatre zones de conception au vent illustrées à la Figure 0.7.1.1-2 peut inclure des bâtiments situés en Exposition B, C ou D. Sélectionner la catégorie d'exposition appropriée pour chaque projet, en suivant la description ci-dessous. Les Catégories d'Exposition au Vent proviennent du Wood Frame Construction Manual (WFCM) 2018, le document de référence principal pour la conception des toitures.

Exposition B:

Zones urbaines et suburbaines, zones boisées ou autres terrains comportant de nombreux obstacles rapprochés ayant la taille d'habitations unifamiliales ou plus. L'Exposition B doit être présumée sauf si le site répond à la définition d'un autre type d'exposition.

Exposition C:

Terrain ouvert avec des obstacles dispersés incluant des ondulations de surface ou autres irrégularités ayant généralement des hauteurs inférieures à 9 mètres (30 pieds) s'étendant sur plus de 460 mètres (1500 pieds) depuis le site du bâtiment dans tout quadrant complet. L'Exposition C s'applique dans un terrain de type Exposition B où des zones ouvertes de type Exposition C sont directement adjacentes à l'habitation sur une distance de plus de 180 mètres (600 pieds). Cette catégorie inclut les terrains découverts et les prairies, ainsi que l'exposition à l'eau libre sur moins d'un mile.

Exposition D:

Zones plates et dégagées exposées au vent circulant au-dessus d'eau libre, de vasières lisses, de marais salants et de glace intacte sur une distance d'au moins 1,6 kilomètre (1 mille). Cette exposition s'applique uniquement aux bâtiments et autres structures exposés au vent provenant de la zone dégagée. L'Exposition D s'étend vers l'intérieur à partir du bord de la zone dégagée sur une distance de 180 mètres (600 pieds) ou 20 fois la hauteur du bâtiment ou de la structure, la valeur la plus grande étant retenue.

Le WFCM utilise la Catégorie d'Exposition B comme catégorie par défaut sauf si le site correspond à la définition de C ou D. Ceci diffère de la norme ASCE 7-16 Section 26.7 qui stipule que l'Exposition C doit s'appliquer dans tous les cas où les Expositions B ou D ne s'appliquent pas. Les Catégories d'Exposition déterminées selon les deux documents sont censées être identiques ; ainsi, si des directives supplémentaires sont nécessaires pour déterminer la Catégorie d'Exposition appropriée, consulter la norme ASCE 7-16 Section 26.7.

Tableau 0.7.1-2.1 Vitesses du vent de référence par zone de vent pour la conception, catégories d'exposition C

Catégorie d'exposition	Catégorie d'exposition C			
Zone de vent pour la conception	ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Vitesse de vent de conception de référence (mph)	130	135	150	165

Vitesse de vent de conception de référence (km/h)	210	217	241	265
Vitesse du vent de conception de référence (m/sec)	58	60	67	74

Notes pour le tableau :

- Les valeurs correspondent à des vitesses de rafales de vent de 3 secondes à 33 pieds (10 m) au-dessus du sol.
- Les vitesses du vent correspondent à une probabilité de dépassement de 7 % sur 50 ans (probabilité annuelle de dépassement = 0,00143, IRM = 700 ans).
- Se référer à l'annexe 8 pour des cartes plus détaillées des vitesses du vent.

0.7.1.3 Autres paramètres de conception du vent pris en compte dans la conception prescriptive proposée :

Les directives et solutions prescriptives incluses dans ce document ont été élaborées en tenant compte des charges de vent calculées pour chaque zone de vent pour la conception, en fonction des vitesses de vent indiquées dans la Figure 0.7.1.1-1 et des paramètres suivants :

- Catégorie de risque pour les bâtiments II - Résidentiel
- Bâtiments fermés
- Facteur d'importance = 1,0
- Facteur d'élévation du sol $K_{et} = 1,0$ (Section 26.9 de l'ASCE 7-16)
- Facteur directionnel $K_d = 0,85$ (Tableau 26.6-1 de l'ASCE 7-16)
- Facteur d'effet de rafale $G = 0,85$ (Section 26.11.1 ASCE 7)
- Coefficient de pression interne $GPI = +/- 0,18$ (Tableau 26.13-1 de l'ASCE 7-16)
- Constante d'exposition au terrain $\alpha = 9,8$ (Tableau 26.11-1 de l'ASCE 7-16)
- Constante d'exposition au terrain z_g (m) = 750 (Tableau 26.11-1 de l'ASCE 7-16)
- Hauteur de référence au-dessus du niveau du sol, $z = h = 9,1$ m (30 pieds)

Effets topographiques : Le vent peut s'accélérer lorsqu'il rencontre des collines isolées, des crêtes ou des escarpements constituant des changements abrupts dans la topographie générale. La section R301.2.5 de l'IRC 2021 recommande une attention particulière aux effets d'accélération topographique du vent dans les zones où les données historiques locales documentent des dommages structurels attribués à ces phénomènes.

Actuellement, il n'existe pas de données complètes ou accessibles en Haïti concernant les effets d'accélération topographique du vent. En conséquence, ces directives confient à l'ingénieur responsable de la conception la tâche de déterminer si et quand ces effets topographiques doivent être pris en compte dans la conception structurelle des bâtiments. Le MTPTC examinera et approuvera cette considération dans le cadre du processus de délivrance des permis.

Ces dispositions prescriptives partent du principe que les effets topographiques ne sont pas applicables. Dans les cas où de tels effets sont jugés significatifs, les concepteurs doivent se référer à la section R301.2.1.5 de l'IRC 2021 ou à la section 26.8 de l'ASCE 7-16.

0.7.2 RISQUE SISMIQUE ET ZONES DE CONCEPTION

Puisqu'il n'existe pas de données d'accélération spectrale cartographiées plus récentes, les données de risque sismique fournies dans cette Section 0.7.2 font référence au même rapport de l'USGS que le CNBH 2012. Ces cartes ont été établies sur la base du rapport USGS 2010–106, Documentation pour les cartes initiales de risque sismique pour Haïti. Auteurs : Arthur Frankel, Stephen Harmsen, Charles Mueller, Eric Calais et Jennifer Haase.

Étant donné que ces dispositions sont conçues pour des maisons en maçonnerie jusqu'à niveaux maximum, la période naturelle de vibration devrait être courte (inférieure à T_s) en raison de la rigidité des structures. Par conséquent, un accent a été mis sur le paramètre de conception à courte période. Cependant, un ensemble complet de cartes de risque et de données tabulées est disponible en Annexe 8.

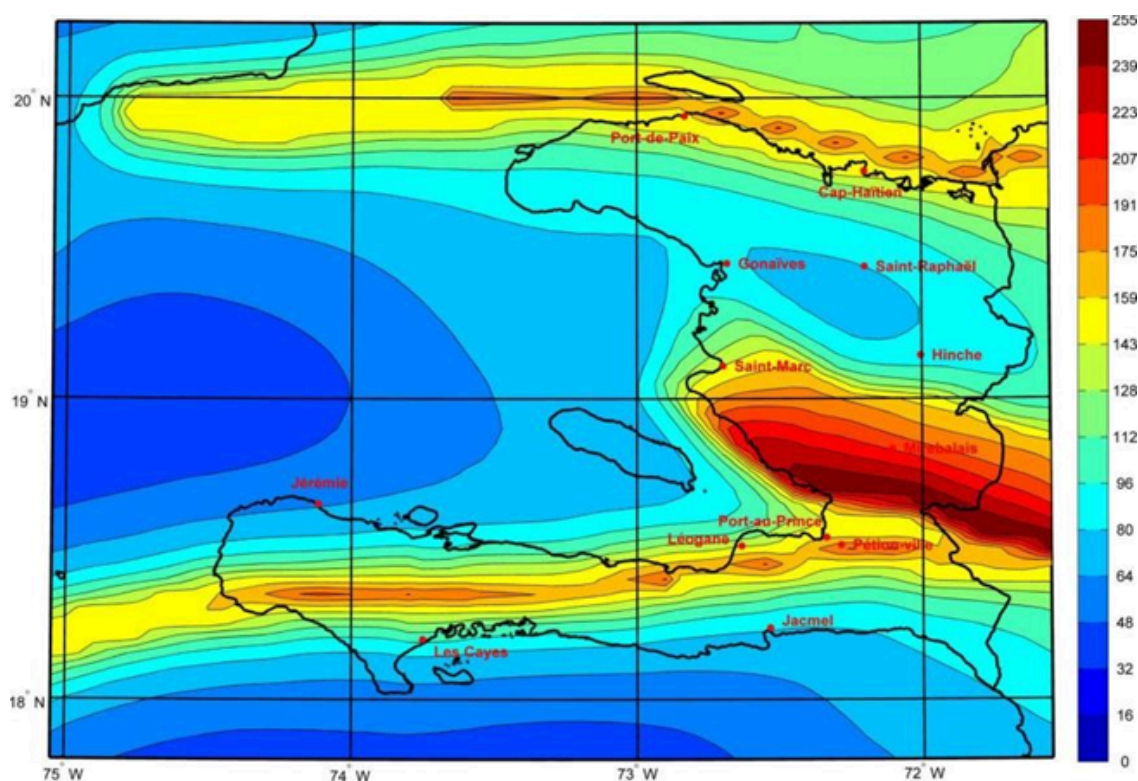


FIGURE 0.7.2-1 Spectre d'accélération pour une période de 0,2 s, avec une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans. Valeurs de dimensionnement (données USGS, extraites de CNBH 2012 Section 0.4.5). Exprimé en %g.

Aux fins de ces directives de conception, les accélérations spectrales ont été regroupées en quatre zones de conception sismique, fournies dans la **FIGURE 0.7.2-1** :

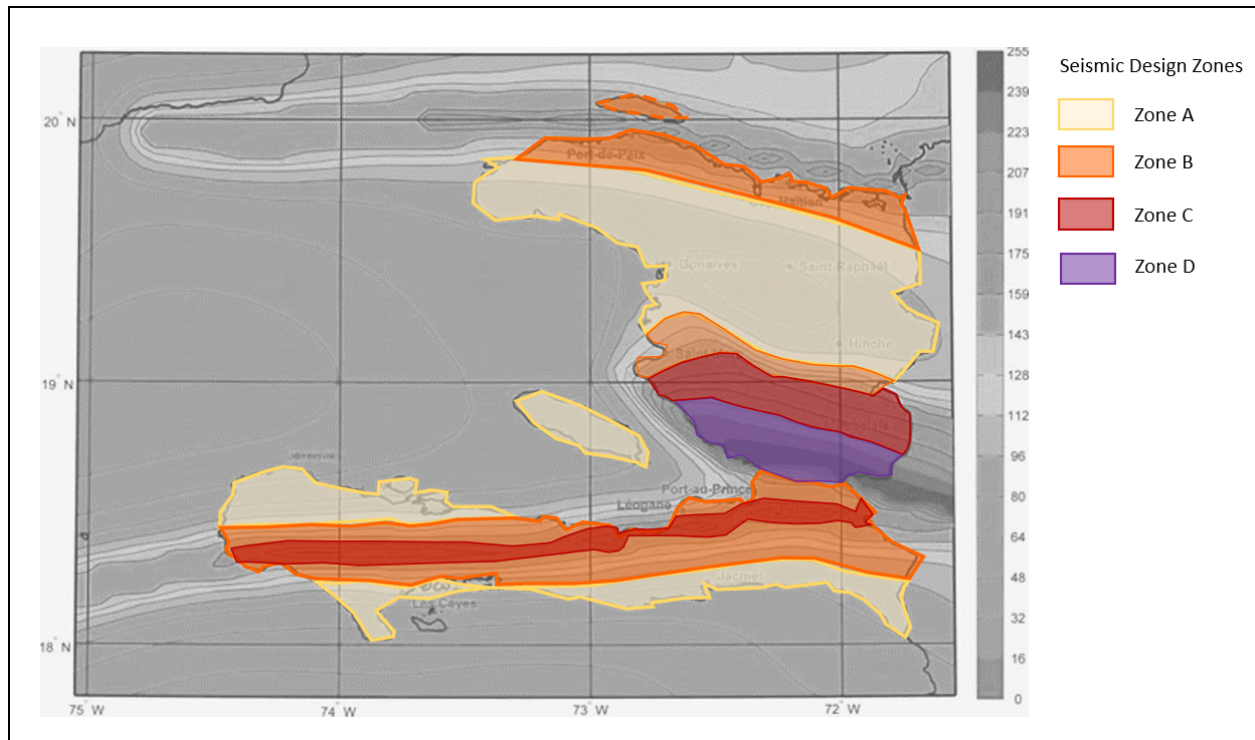


FIGURE 0.7.2-2 Spectre d'accélération de conception simplifiée pour une période de 0,2 s, avec une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans.

L'accélération maximale du sol (PGA) et les accélérations spectrales présentées dans le rapport USGS de 2010 (et reproduites à la Figure 0.7.2-1) doivent être majorées afin de tenir compte du passage de la moyenne géométrique à la direction maximale, conformément à l'aléa sismique utilisé dans l'ASCE 7-16. Voir CNBH 2025 Partie 1, Section 1613, et ASCE 7-16 Section 21.2.

Le facteur de correction pour la direction maximale est défini comme suit : F_{MD} (Maximum Direction Factor)

$F_{MD} = 1,1$ pour une augmentation de 10 % des accélérations spectrales $\leq 0,2$ seconde. S'applique à la PGA et à SS.

$F_{MD} = 1,3$ pour une augmentation de 30 % de l'accélération spectrale à 1,0 seconde. S'applique à S1. Non utilisé ici.

$F_{MD} = 1,5$ pour une augmentation de 50 % des accélérations spectrales $\geq 5,0$ secondes. Non utilisé ici.

Le rapport de l'USGS de 2010 n'incluait pas de limite déterministe pour le mouvement du sol, de sorte que les valeurs maximales de S_s dans certaines zones sont assez élevées ($>2,5$ g). Une étude d'aléa spécifique au site pourrait permettre de limiter ces valeurs, mais elle devrait également tenir compte des nouvelles informations sur l'aléa acquises depuis 2010.

Des informations supplémentaires sont fournies à l'annexe 8.

Tableau 0.7.2-1 Accélération de période courte de référence par zone sismique de conception

Zone sismique	2012 – Accélération cartographiée de période courte S_s (g)	Facteur de correction de la direction maximale F_{MD}	2025 Accélération cartographiée de période courte S_s (g)
A	1.12	1.1	1.23
B	1.59	1.1	1.75
C	2.05	1.1	2.26
D	2.55	1.1	2.81

Afin de déterminer les coefficients de site à court terme, F_a , la valeur S_s pour chaque zone sismique a été supposée $\geq 1,25$ g et la classe de site D a été supposée. Des valeurs F_a spécifiques au site ont été générées pour chaque ville où les valeurs S_s sont inférieures. Des valeurs F_a spécifiques au site peuvent être requises lorsque la classe de site E est présente ou suspectée, voir la section suivante.

Définition de classe de site

La détermination de la classe de site est facultative. Lorsqu'elle est effectuée, la classe de site doit être déterminée conformément au Tableau 20.3-1 et à la Section 20.3 de la norme ASCE 7-16, sur la base de la connaissance des 100 pieds (30 m) supérieurs du profil du site. Lorsque les données spécifiques au site ne sont pas disponibles jusqu'à une profondeur de 100 pieds (30 m), il est permis d'estimer les propriétés appropriées du sol par le professionnel concepteur préparant le rapport d'étude des sols, sur la base des conditions géologiques connues, y compris, mais sans s'y limiter, les informations provenant des puits d'essai.

L'Annexe 8 comprend une carte de classification des sols pour Port-au-Prince, provenant du CNBH 2012. Cette information est fournie comme document de référence pour les ingénieurs géotechniciens qualifiés. Elle ne doit pas être utilisée seule pour déterminer la classe de site à utiliser dans la conception des bâtiments conformément à la Partie 2 du CNBH.

La Section 0.8.3 exige une étude géotechnique détaillée pour les bâtiments de trois niveaux dans tous les cas. Pour les bâtiments d'un ou deux niveaux, lorsque les propriétés du sol ne sont pas connues avec suffisamment de détails pour déterminer la classe de site, la classe de site D peut être assumée de manière conservatrice avec $F_a = 1,2$, sous réserve des exigences de la Section 11.4.4 de la norme ASCE 7-16. Cette hypothèse $F_a=1,2$ a été supposée s'appliquer à tous les sites dans ces dispositions. Si elle ne s'applique pas, F_a , S_{DS} et la Zone sismique applicable doivent être réévaluées.

Le coefficient de site de courte période (F_a) est déterminé en utilisant l'accélération sismique cartographiée de courte période S_s de 2025, la Section 11.4 et le Tableau 11.4.8-1 de la norme ASCE 7-16, ainsi que les hypothèses du Tableau 0.7.2.1-1.

Lorsqu'une étude de site est effectuée, soit de manière facultative, soit comme requis par la Section 0.8 :

1. Les Classes de site A et B ne doivent pas être attribuées à un site s'il y a plus de 10 pieds (3,1 m) de sol entre la surface rocheuse et le dessous de la semelle isolée ou du radier. L'attribution

de la Classe de site A ou B à un site doit faire l'objet d'un examen et d'une approbation du MTPTC, car cela entraîne $F_a < 1,2$ et un S_{DS} plus faible.

2. Lorsque la Classe de site E est connue ou suspectée :
 - a. Pour $S_s \geq 1,0$, une analyse de l'aléa sismique n'est pas requise, à condition que $F_a = 1,2$ soit assumé. Si des preuves convaincantes ou des données géotechniques déterminent que des sols de Classe de site E sont présents sur le site, alors $F_a \leq 1,2$ peut être assumé, sous réserve d'un examen et d'une approbation du MTPTC.
 - b. Pour $S_s < 1,0$ g, les valeurs de F_a dépassent 1,2 et donc S_{DS} doit être recalculé. Cela n'importe que dans la Zone sismique A, lorsque des valeurs de S_{DS} spécifiques au site sont utilisées. Pour la valeur maximale de $S_s = 1,23$ g pour la Zone sismique A, $F_a = 1,2$ s'applique.
3. Si des sols de Classe de site F sont suspectés sur le site, alors se référer à la Section 20.2 de la norme ASCE 7-16. L'une des exceptions à la Section 20.3 peut permettre l'attribution d'une valeur de F_a et F_v , bien qu'une investigation supplémentaire puisse être requise.

Tableau 0.7.2-2: Coefficients de site en période courte sélectionnés, F_a

Étiquette	Classe de site	F_a utilisé ici	Notes
A	Roche dure	1.2	Sans étude de site, il faut supposer la classe D, donc, so $F_a = 1.2$ for $S_s \geq 0.75g$. Remarque : $F_a = 1.0$ est la valeur minimale sans mesures de vitesse (ASCE 7-16 §11.4.3).
B	Roche	1.2	Sans étude de site, il faut supposer la classe D, so $F_a = 1.2$ for $S_s \geq 0.75g$. Remarque : $F_a = 1.0$ est la valeur minimale 1,0 sans mesures de vitesse (ASCE 7-16 §11.4.3).
C	Sol très dense et roche tendre	1.2	Courant en Haïti, $F_a = 1.2$ pour $S_s \geq 0.75g$. mais correspond aussi au F_a maximum. Utiliser la valeur par défaut de la classe D.
D	Sol rigide	1.2	La classe de site D peut être sélectionnée par défaut, mais dans ce cas, F_a minimal = 1,2 (ASCE 7-16 §11.4.4). Les sites de classe E ou F doivent être pris en considération s'ils sont connus ou suspectés.
E	Sol argileux mou	1.2 pour $S_s \geq 1.0g$.	ASCE 7-16 Section 11.4.8 Exception (1) allows use of $F_a = 1.2$ for Site Class C without site response analysis for $S_s \geq 1.0g$.
		Interpoler entre $F_a = 1.2$ pour $S_s = 1.0g$ $F_a = 1.3$ pour $S_s = 0.75$ $F_a = 1.5$ pour $S_s = 0.5$	Toutefois, pour les valeurs de $S_s < 1,0g$, F_a dépasse 1,2 et donc si la classe de site E est connue ou suspectée, S_{DS} doit être recalculé. Cela augmentera légèrement les valeurs de S_{DS} pour $S_s < 1,0g$. Cela n'a d'importance que si S_{DS} est calculé pour l'emplacement du site. Si la Zone sismique A est

			supposée, $S_s = 1,23g$, donc $F_a=1,2$.
F	Sols nécessitant une analyse de réponse de site	N/A	La section 11.4.8 peut exiger une analyse de la réponse du site conformément à la section 21.1, sauf exemption prévue par la section 20.3.1. Les valeurs F_a peuvent nécessiter un ajustement.

0.7.2.3 Accélération sismique de calcul

Les zones sismiques et les valeurs correspondantes de S_{DS} sont utilisées dans les tableaux de conception de la partie II. Si la valeur de S_{DS} pour une ville présentée dans le tableau 0.8.2.3-1 ci-dessous, ou pour une valeur cartographiée, se situe entre ces valeurs, alors soit la valeur immédiatement supérieure doit être utilisée, soit une interpolation linéaire est permise. La valeur de S_{DS} pour la zone sismique est également indiquée à titre comparatif afin d'évaluer l'utilité de l'interpolation pour chaque localisation.

S_{MS} = paramètres d'accélération spectrale ajustés pour le séisme maximal considéré (MCE) ;

$$S_{MS} = F_a \times S_s \text{ (Eq. 11.4-1 de l'ASCE 7-16)}$$

S_{DS} = paramètres d'accélération spectrale de calcul ;

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \text{ (Eq. 11.4-3 de l'ASCE 7-16)}$$

Le tableau 0.7.2.2-1 ci-dessous résume les paramètres de charge sismique de conception par emplacement utilisés pour ces directives normatives. Voir l'annexe 8 pour les valeurs tabulées de PGA et S_1 .

Tableau 0.7.2.3-1: 2025 CNBH Partie II – Dispositions : Paramètres de conception sismique par ville

Donnée du CNBH 2012:				Valeurs révisées du CNBH 2025					
Ville	Latitude	Longitude	S _s (g)	Zone sismique	2025-S _s (g) ⁽¹⁾	Site Coeff, F _a	2025-S _{MS} (g) ⁽²⁾	2025-S _{DS} (g) ⁽³⁾	2025-S _{DS} pour Zone (g)
Cap-Haïtien	19.7562	-72.1997	1.51	B	1.66	1.20	1.99	1.33	1.40
Gonaïves	19.45	-72.6833	0.81	A	0.89	1.20	1.07	0.71	0.99
Hinche	19.1434	-72.0039	0.88	A	0.97	1.20	1.16	0.77	0.99
Jacmel	18.2381	-72.5341	0.81	A	0.89	1.20	1.07	0.71	0.99
Jérémie	18.65	-74.1167	0.62	A	0.68	1.23	0.84	0.56	0.99
Léogane	18.5108	-72.6339	1.42	B	1.56	1.20	1.87	1.25	1.40
Les Cayes	18.2	-73.75	0.99	A	1.09	1.20	1.31	0.87	0.99
Miragoâne ⁽⁴⁾	18.444889	-73.08925	1.60	C	0.75	1.20	2.12	1.41	1.82
Mirebalais	18.8333	-72.1053	2.05	C	2.26	1.20	2.71	1.80	1.82
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	1.79	C	1.97	1.20	2.36	1.58	1.82
Port-au-Prince	18.5393	-72.3364	1.57	B	1.73	1.20	2.07	1.38	1.40
Port-de-Paix	19.9397	-72.8312	1.54	B	1.69	1.20	2.03	1.36	1.40
St. Marc	19.1089	-72.6976	1.44	B	1.58	1.20	1.90	1.27	1.40
Saint-Raphaël	19.4392	-72.1997	0.80	A	0.88	1.20	1.06	0.70	0.99
Zone A Min.			0.60	A	0.66	1.24	0.82	0.54	0.99
Zone A Max.			1.12	A	1.23	1.20	1.48	0.99	0.99
Zone B Max.			1.59	B	1.75	1.20	2.10	1.40	1.40
Zone C Max.			2.07	C	2.28	1.20	2.73	1.82	1.82
Zone D Max.			2.55	D	2.81	1.20	3.37	2.24	2.24

Notes:

1. $2025-S_s = 2012-S_s \times (F_{md} = 1.1)$
2. $2025-S_{MS} = F_a \times 2025-S_s$
3. $2025-S_{DS} = \frac{2}{3} \times 2025-S_{MS}$
4. Provenant du fichier de données du rapport USGS, pas du CNBH 2012

0.7.2.4 Autre paramètre sismique de calcul

Catégorie de risque des bâtiments II (Tableau 1.5-1, ASCE 7)

Facteur d'importance $I_e = 1,00$ (Tableau 1.5-2, ASCE 7)

Les valeurs suivantes correspondent aux entrées du Tableau 12.2-1 de l'ASCE 7-16 – Coefficients et facteurs de conception pour les systèmes de résistance aux forces sismiques, fournis dans le tableau 12.2-1 Coefficients de conception de la norme ASCE 7-16.

The following values are based on similarly performing lateral force-resisting systems provided in ASCE 7-16 Table 12.2-1 Design Coefficients.

- Système de résistance aux forces sismiques : Murs porteurs en maçonnerie chaînée
- Coefficient de modification de la réponse, $R : 3,0$ – utilisé dans la Partie II, Section 1.7.4 et Annexe III.
- Facteur de sur-résistance, $\Omega_0 : 2,5$ – valeur suggérée, non utilisée directement dans la Partie II.
- Facteur d'amplification des déplacements, $C_D : 2,5$ – valeur suggérée, non utilisée directement dans la Partie II.

Seul le facteur R est utilisé directement dans ces dispositions de la Partie II.

Le facteur C_D s'appliquerait si l'on détermine les déplacements du bâtiment selon la procédure de l'Annexe III, par exemple pour l'écartement requis entre bâtiments adjacents.

Le facteur Ω_0 pourrait être utilisé si l'on examine la résistance exigée des éléments de chaînage pour un autre type de maçonnerie, en supposant que l'objectif soit d'exclure tout comportement en flexion. Toutefois, Ω_0 n'a pas été typiquement utilisé à cette fin, car :

- Les conceptions existantes des éléments de chaînage admettent un certain fluage en flexion dans certains cas (par ex. murs isolés élancés avec faible charge permanente tributaire).
- Les conceptions présentées ici ont également été approximativement indexées sur les performances acceptables des conceptions prescriptives antérieures.
- Lorsque des charges de sur-résistance étaient examinées, elles étaient généralement basées sur « la force maximale que le système peut transmettre » plutôt que sur Ω_0 .

0.7.3 RISQUE D'INONDATION ET ZONES DE CONCEPTION

Les principales municipalités haïtiennes indiquées dans le Tableau 0.7.2.2-1 ont été affectées à une zone de conception d'inondation sur la base des données et de la cartographie de l'ONU OCHOA. Se référer à l'annexe 8 pour plus de détails.

- O = exposé au risque d'inondation
- N = Non exposé de manière significative aux risques d'inondation

Les zones soumises au risque d'inondation peuvent être classées davantage au niveau local en fonction de l'élévation de la crue de conception (niveau d'eau) définie dans les cartes locales des risques d'inondation. Dans l'annexe 8, nous avons rapporté les cartes actuellement disponibles. Si l'ingénieur dispose de plus de données, il doit les utiliser pour la conception.

Lorsqu'il existe des cartes localisées et à grande échelle des risques d'inondation qui montrent les niveaux d'inondation de conception, quatre sous-zones de conception différentes sont définies :

Tableau 0.7.3-1 Zones de risque d'inondation pour la conception basées sur le niveau d'eau prévu.

Zone de risque d'inondation	Niveau d'eau (cm)
Nul	0 - 5
Faible	5 - 50
Moyen	50 -100
Haut	>100

La construction de bâtiments résidentiels est interdite dans les zones de forte inondation et doit être évitée dans les zones de faible et moyenne inondation. Exceptionnellement, un permis pour la construction d'un immeuble d'habitation en zone de faible ou moyenne inondation peut être accordé par les autorités compétentes.

Ces directives incluent des solutions de conception uniquement pour les maisons en maçonnerie (Chapitre 1) construites dans des zones inondables présentant un risque d'inondation nul, faible ou moyen.

0.7.4 CRITÈRES DE CALCUL

Chaque élément de la structure doit être capable de résister aux charges qui lui sont imposées, y compris les charges mortes, les surcharges dues à l'utilisation, les charges de vent et les charges sismiques telles que définies dans ce code.

0.8 DÉFINITION DES CONDITIONS DU SOL

0.8.1 SÉLECTION DE LA CATÉGORIE DU SOL

Attribuer une catégorie de sol simplifiée selon le Tableau 0.8.1-1 en se basant sur la documentation existante et/ou l'étude de site. La détermination de la catégorie de sol simplifiée doit être fondée sur la documentation existante, telle que les cartes topographiques, les études géologiques et les essais de sol, lorsqu'ils sont disponibles. Si de tels documents ne sont pas disponibles, une étude minimale doit être réalisée pour évaluer les conditions du sol pour les constructions résidentielles jusqu'à deux niveaux, conformément aux directives énoncées à la Section 0.8.2. Pour les maisons de trois niveaux, les études spécifiées à la Section 0.8.3 doivent être effectuées.

Tableau 0.8.1-1 Catégories Simplifiées de charge du sol pour la conception.

CATÉGORIE SIMPLIFIÉE DU SOL	DESCRIPTION DU SOL (Correspondance de classification du sol basée sur l'ASCE 7-16, Tableau 20.3-1)	CAPACITÉ PORTANTE POUR LA CONCEPTION (kN/m ²)	DESCRIPTION GÉNÉRALE DES CONDITIONS DU SOL
SOL DUR	Substrat cristallin	140	Consistance : Dure Densité : élevée Plasticité : Non plastique

	Roche sédimentaire et feuilletée		Consistance : Dure à très Dure Densité : moyenne à élevée Plasticité : Non plastique.
	Graviers sableux et graviers		Consistance : ferme à raide Densité : moyennement dense à dense Plasticité : non plastique
Intermédiaire	Graviers limoneux et graviers argileux	100	Consistance : Dure à très dure, selon le niveau de compactage et la proportion de fines (limon ou argile). Densité : moyennement dense à dense Plasticité : Les graviers argileux peuvent présenter une plasticité faible à modérée. Les graviers limoneux sont non plastiques ou ont une plasticité très faible.
SOL MOUS	Sable	50	Consistance : très molle à dure selon le compactage. Densité : lâche à très dense Plasticité : non plastique Recommandations : Les sables meubles ne doivent pas être utilisés comme sol de fondation, sauf s'ils sont correctement compactés.
	Sable limoneux et sable argileux		Consistance : molle à ferme. Densité : moyennement dense à dense Plasticité : faible à modérée Recommandations : Les sables meubles ne doivent pas être utilisés comme sol de fondation, sauf s'ils sont correctement compactés.
	Limons argileux		Consistance molle à ferme. Densité : faible à moyenne Plasticité : modérée
	Mélange de limons et de limons sableux		Consistance : molle à ferme. Densité : moyennement dense Plasticité : faible à nulle
	Mélange de limon inorganique et d'argile		Consistance: molle à rigide. Densité : faible à moyennement dense Plasticité : plasticité faible à modérée

SOLS EXCLUS	Limons et argiles limoneuses organiques, faible plasticité	Ne convient pas au remblai ou pour la fondation	Consistance : molle à ferme Densité : faible à moyenne Plasticité : Faible
	Limons argileux inorganiques, limons élastiques		Consistance: molle à ferme Densité : moyenne Plasticité : modérée
	Argiles inorganiques de haute plasticité		Consistance : molle à rigide Densité : moyenne à élevée Plasticité : Élevée
	Argiles organiques et argiles limoneuses		Consistance : molle à ferme Densité : faible à moyenne Plasticité : modérée

Note : La conception des fondations à la Section 1.5 est basée sur les charges admissibles présentées dans ce tableau. Il convient de noter que les charges admissibles dans ce tableau sont plus conservatrices que celles du Tableau 1806.2 de l'IBC.

0.8.2 ESSAIS MINIMAUX POUR L'ÉVALUATION D'UN SOL (APPLICABLE POUR LES MAISONS DE 1 OU 2 NIVEAUX)

En l'absence de tests de sol et d'autres documents, les conditions du sol existant peuvent être déterminées en effectuant quelques tests simples et minimaux, comme décrit ci-dessous. Ces tests ne visent pas à représenter une étude géotechnique complète et exhaustive, mais peuvent être utiles en l'absence d'informations plus détaillées. Ils sont définis dans le but principal de comprendre certaines caractéristiques et propriétés de base du sol qui peuvent aider l'ingénieur en conception à définir une solution appropriée et sécuritaire pour le projet de construction.

L'étude de site décrite ici n'a pas pour seul objectif d'établir une classe de site telle que décrite au Chapitre 20 de l'ASCE 7-16. Elle a pour but de déterminer la pression admissible appropriée pour la conception des fondations et de vérifier l'absence de dangers évidents. Les informations obtenues des puits d'essai peuvent être utilisées dans l'étude servant à établir la classe de site.

Fouilles d'exploration pour l'information sur la capacité portante des fondations

La méthode la plus simple pour enquêter et inspecter les sols en surface est de procéder à des fouilles exploratoires. Au moins deux fouilles doivent être creusées sur le site pour déterminer la stratigraphie et les conditions d'humidité du sol. Les fouilles doivent être planifiées à des endroits où elles ne perturberont pas les réseaux hydro-sanitaires, électriques ou hydrauliques, s'ils sont présents. L'excavation doit mesurer au moins 80 cm x 80 cm, avec une profondeur minimale de 1,0 m et une profondeur maximale de 2,0 m. Si un creusement plus profond est nécessaire, l'ingénieur sur site doit évaluer tout problème potentiel de stabilité de l'excavation.

Une fois les fouilles terminées, l'ingénieur responsable de l'enquête doit enregistrer les matériaux trouvés. Ceux-ci peuvent être classés en fonction de différents tests et inspections :

Inspection visuelle et test de manipulation peuvent être effectués pour confirmer :

Tableau 0.8.2-1 Consistance du sol

Cohérence	Correspondance de classification du sol basée sur l'ASCE 7-16, Tableau 20.3-1	Résultats du test de manipulation
Très mou	Classe de Sol F	L'échantillon sort entre les doigts lorsqu'il est pressé.
Mou	Classe de Sol E ou F	L'échantillon peut être remodelé par une légère pression du doigt.
Ferme	Classe de Sol D ou E	L'échantillon peut être remodelé par une forte pression du doigt.
Rigide	Classe de Sol D	L'échantillon peut être fendu/entaillé avec un ongle.
Très rigide	Classe de Sol C	L'échantillon peut à peine être fendu/entaillé avec un ongle.
Dur	Classe de Sol B ou C	L'échantillon NE PEUT PAS être fendu/marqué avec un ongle.

Couleur: La couleur du sol doit être décrite dès que l'échantillon est récupéré, en indiquant son taux d'humidité. Des couleurs doivent être utilisées pour décrire l'échantillon (marron, gris, noir, vert, jaune, rouge, blanc) ou des combinaisons de deux d'entre elles pour les sols ayant des nuances différentes.

Tableau 0.8.2-2 Teneur en humidité

Description	Test tactile
Sec	Il n'y a pas de présence d'eau, sec au toucher.
Humide	Signes de présence d'eau ; le sol semble relativement sec au toucher.
Mouillé	Signes d'eau ; le sol est humide au toucher.

Un test de pénétration d'une barre peut être corrélé avec la densité **du sol**, comme décrit ci-dessous. Il s'agit d'un test sur le terrain assez simple, dans lequel une longueur de barre d'armature n° 4 est enfoncée dans le sol à la main ou grâce à un marteau de 2,3 kg.

Tableau 0.8.2-3 Densité du sol basée sur un test de pénétration des barres.

Densité	Comportement des tests de pénétration
Très lâche	Pénétration facile à la main.
Lâche	Pénétration difficile à la main.
Moyen dense	Pénétration facile avec l'utilisation d'un marteau de 2,3 kg.
Dense	Pénétration de quelques centimètres avec l'utilisation d'un marteau de 2,3 kg.
Très dense	Pénétration de quelques millimètres avec l'utilisation d'un marteau de 2,3 kg.

Plusieurs tests peuvent être effectués pour confirmer **plasticité du sol**, notamment pour les sols limoneux et argileux.

- **Test de résistance à sec :** Un échantillon de sol est séché et une portion de l'échantillon sec est pressée entre les doigts. Les fragments de sol qui ne peuvent pas être brisés ou se désintégrer sont caractéristiques des argiles à haute plasticité. Les fragments qui peuvent se désintégrer sous une légère pression des doigts sont caractéristiques des limons à faible plasticité.
- **Essai de malléabilité du sol** Une portion humide de l'échantillon de sol est moulée en une boule (d'environ 40 mm de diamètre). Ensuite, la boule est travaillée à la main, en la moulant sous pression pour former une forme plus allongée, en réduisant le diamètre autant que possible avant que l'échantillon ne se désintègre. Plus le fil de terre créé est petit, plus la plasticité est élevée. Les sols à haute plasticité s'enroulent en fils de moins de 3 ou 4 mm de diamètre, tandis que les sols à faible plasticité produiront des fils de plus de 3 mm de diamètre.
- **Test de l'étalement :** Une portion humide de l'échantillon de sol, compactée à la main, est pressée entre le pouce et l'index. La douceur et le brillant de la surface fournissent une indication de la plasticité du sol. Un sol à faible plasticité montrera une surface rugueuse, texturée et terne, tandis qu'un sol à haute plasticité aura une surface lisse et cireuse.
- **Test de sédimentation :** Ce test peut être utilisé pour classer les composants du sol en fonction de la taille des grains. Le test est effectué en plaçant un petit échantillon de sol dans une bouteille ou un pot transparent. La bouteille ou le pot est rempli d'eau jusqu'à un niveau d'environ 125 mm au-dessus de l'échantillon de sol. Une petite quantité de sel est ajoutée à l'eau, ce qui empêche les particules d'argile et de limon de s'agglutiner et de se déposer plus rapidement. L'échantillon de sol est ensuite secoué, mettant en suspension les particules de sol dans l'eau. Petit à petit, les particules vont se déposer, en commençant par les plus grosses. Après avoir laissé l'échantillon reposer pendant 24 à 48 heures, des mesures et des calculs des types de sol respectifs peuvent être effectués.

Tableau 0.8.2-4 Type de sol basé sur le temps de sédimentation.

Type de sol	Temps de sédimentation approximatif dans 125 ml d'eau
Sable	30 secondes – 1 minute
Argile	1 minute – 10 minutes
Limon	10 minutes – 1 heure

Les composants du sol sont définis en fonction de leur texture, en fonction de la taille des particules, et sont classés comme suit :

- Gros grains : Sols dont plus de 50 % des particules ont un diamètre supérieur à un tamis de 0,075 mm (gravier, sable).
- À grains fins : Sols dont plus de 50 % des particules ont un diamètre inférieur à un tamis de 0,075 mm (argile, limon).
- Sols organiques : Sols qui contiennent moins de 50 % en volume de matière organique, sont de couleur foncée et dégagent une odeur distinctive.
- Tourbe : Sols qui contiennent plus de 50 % en volume de matière organique, sont de couleur foncée et dégagent une odeur distinctive.

Sur la base de ces tests et des matériaux du sol trouvés, l'ingénieur peut attribuer une catégorie de sol simplifiée comme décrit dans Tableau 7. Un enregistrement photographique du fond de la fouille est également conseillé.

0.8.3 INVESTIGATION MINIMALE POUR L'ÉVALUATION DU SOL (MAISONS À TROIS NIVEAUX)

Pour les bâtiments de trois niveaux, une étude géotechnique détaillée est requise pour évaluer les propriétés physiques et mécaniques du sous-sol et fournir des recommandations spécifiques pour la conception et la construction des fondations et des éléments structuraux associés.

L'enquête sur le sol doit être réalisée par un ingénieur géotechnique qualifié ou un professionnel de la conception enregistré. L'enquête doit respecter les procédures et les exigences énoncées dans la Section 1803 de l'IBC 2021. Un résumé de la procédure d'enquête géotechnique est fourni ci-dessous à titre de référence.

1. **Informations préliminaires** : L'ingénieur géotechnique responsable du projet doit recueillir et évaluer toutes les données disponibles sur les caractéristiques du site, telles que la géologie, la sismicité, le climat, la végétation, la proximité des bâtiments et des infrastructures voisines, ainsi que les résultats des études précédentes. De plus, des informations spécifiques au projet doivent être fournies, notamment :
 - Un relevé topographique du site.
 - Le contexte de développement urbain.
 - Le phasage du projet et les plans de construction.
 - Le type de bâtiment, le système structural et les niveaux d'excavation.
 - Les sections architecturales alignées avec les niveaux de terrain existants.
 - Les sous-sols, les niveaux de construction et les charges imposées.
 - Les réseaux de services et infrastructures.
 - Les données sur les bâtiments voisins.
 - Toute information supplémentaire jugée nécessaire par l'ingénieur géotechnique.
2. **Portée de l'enquête** : L'enquête géotechnique doit permettre la classification des sols par des observations et des tests nécessaires des matériaux exposés par des sondages, des fosses d'essai ou d'autres explorations sous-surface. La portée, y compris le nombre de sondages ou de carottages, les équipements de forage et d'échantillonnage, ainsi que les équipements de test, est déterminée par l'ingénieur géotechnique et doit être conforme aux pratiques d'ingénierie généralement acceptées.
3. **Niveau de la nappe phréatique** : Un problème fréquent lors des excavations et des travaux de construction est la présence d'eau souterraine libre ou captive. Cela affecte les conditions de contrainte, réduit la résistance des matériaux et peut provoquer des érosions internes et des flux. L'étude géotechnique doit déterminer si le niveau de la nappe phréatique est supérieur ou à moins de 1,5 m du niveau du sol le plus bas, analyser la présence d'eau libre et étudier le potentiel de flux souterrain et l'existence de paléo-canaux.
4. **Investigations supplémentaires** : Des études complémentaires peuvent être nécessaires pour évaluer des conditions spécifiques, telles que l'instabilité des pentes, les sols expansifs, le potentiel de liquéfaction, les tassements totaux et différentiels.
5. **Nombre minimal de sondages exploratoires** : Bien que l'IBC 2021 ne définisse pas un nombre minimal de sondages, l'ingénieur géotechnique est responsable de cette détermination en fonction des exigences

du projet. Les sondages ne sont généralement pas requis si la classe de site est D et $F_a=1,2$ sont présumées et que le site est reconnu comme n'étant pas de classe de site F. Si la classe de site doit être déterminée et que des sondages antérieurs ou à proximité ne sont pas disponibles. À titre de ligne directrice générale, un minimum d'un sondage tous les 200 m² de terrain devrait être effectué dans la zone du projet, chacun jusqu'à une profondeur minimale de 6 mètres. Cette profondeur est mesurée depuis le niveau le plus bas de l'excavation pour les sous-sols ou les coupes de nivellement. Pour les remblais, la profondeur est mesurée depuis le niveau du sol d'origine.

6. **Propriétés du sol** : Les propriétés de base des sols à déterminer par des tests en laboratoire incluent : le poids unitaire, la teneur en humidité, la classification complète des sols pour chaque strate ou unité géologique, y compris les niveaux d'altération, et les propriétés de résistance au cisaillement pour les matériaux représentatifs trouvés sur site.
De plus, les propriétés mécaniques et hydrauliques du sous-sol, telles que la résistance au cisaillement, les caractéristiques de déformation (contrainte-déformation), la compressibilité, le potentiel d'expansion et la perméabilité, doivent être déterminées en fonction des conditions géologiques de la zone.
7. **Recommandations pour les structures voisines** : Si jugé nécessaire par l'ingénieur géotechnique, l'étude doit inclure des considérations sur la protection des bâtiments et des propriétés voisines. Par exemple : estimer les tassements causés par une baisse du niveau de la nappe phréatique et leurs effets potentiels sur les bâtiments voisins ; concevoir des systèmes de soutien pour garantir la stabilité des structures adjacentes ; estimer les tassements induits par le poids de la nouvelle construction sur les propriétés voisines ; calculer les déformations latérales et les tassements causés par les excavations près des structures adjacentes.
8. **Rapport géotechnique** : L'enquête géotechnique doit être résumée dans un rapport faisant partie du dossier de conception. Ce rapport doit inclure, mais sans s'y limiter :
 - Toutes les informations pertinentes sur le site et le projet.
 - Les processus et méthodologies exécutés.
 - Les résultats des analyses et des tests.
 - Des recommandations spécifiques pour la conception des fondations, y compris :
 - Le type de fondation et le niveau de formation.
 - Les capacités portantes.
 - Les tassements estimés (totaux et différentiels).
 - Les propriétés des matériaux de remblais compactés.

0.9 CONSIDÉRATIONS LIÉES AU SITE

0.9.1 ZONES À ÉVITER

Un bâtiment ne doit pas être construit sur des sites présentant des conditions à haut risque résultant de risques naturels ou de caractéristiques spécifiques du site, notamment :

1. A moins de 50 m de part et d'autre du tracé précis d'une faille active ;
2. Dans des ravins et pentes abruptes (plus de 36 %, soit 20 degrés d'inclinaison) ;
3. Pentcs instables dont les glissements de terrain peuvent être provoqués par un tremblement de terre ou de fortes pluies ;
4. Aux endroits suivants : sols instables, sols meubles, sols liquéfiables, argiles molles, zones marécageuses ou de mangrove, zones alluviales ;
5. Sur des terrains contaminés (décharges, débris de construction) ;

6. Aux zones inondables (à moins 50 m du bord de mer, à moins de 25 m du centre des ravines ou à moins de 10 m du bord des ravines non canalisées) ;
7. Sur les côtes océaniques de basse altitude qui pourraient être touchées par les tsunamis ou des ondes de tempête ;
8. Aux zones infestées de termites.
9. Aux zones non constructibles (non aedificandi) pour des raisons stratégiques.

Cas d'exception

Dans les cas où une construction est possible et permise dans une zone à risque, l'avis géotechnique et/ou structural d'un professionnel doit être sollicité. Ce professionnel devra suivre les recommandations de l'IRC et de l'IBC qui seront alors appliquées.

0.9.2 IDENTIFICATION DES CONTRAINTES URBAINES

Il est nécessaire de vérifier auprès des autorités locales si le projet de construction ou de réhabilitation du bâtiment est situé dans des zones soumises à des restrictions d'utilisation du sol telles que définies dans les plans d'urbanisme, les cartes d'occupation du sol ou d'autres références locales.

De plus, on ne peut intervenir sur une habitation ni la modifier si elle est située dans des zones non constructibles, dans des zones protégées, dans des zones affectées par des projets de travaux publics ou dans des zones présentant des risques incontrôlables.

0.9.3 COMMENT DÉTERMINER LES CONDITIONS DE SITE

La compréhension des conditions du site est une étape essentielle dans la conception et la construction des maisons en maçonnerie confinée. Tous les sites ne sont pas adaptés à la construction en raison de dangers potentiels, de contraintes environnementales ou de restrictions légales pouvant rendre un projet irréalisable. Les sites exposés à des risques naturels tels que les glissements de terrain, les inondations ou l'instabilité du sol nécessitent une évaluation approfondie pour déterminer leur sécurité et leur adéquation au développement.

De plus, certains sites peuvent présenter des caractéristiques spécifiques – telles que des pentes abruptes, des nappes phréatiques élevées ou des conditions de sol complexes – qui doivent être soigneusement prises en compte lors du processus de conception. L'intégration de ces conditions spécifiques au site dans la conception garantit l'intégrité structurelle, la sécurité et la durabilité de la maison tout en minimisant les risques pour les occupants.

Les informations sur les conditions du site peuvent être obtenues à partir de multiples sources, comme indiqué ci-dessous.

Informations cartographiques et rapports : Lorsqu'elles sont disponibles, les évaluations de site doivent utiliser les données cartographiques et rapport de planification territoriale de la municipalité et les informations générées par les entités techniques ou les autorités compétentes. Les ressources pertinentes comprennent :

- Cartes de zonage géotechniques ;
- Cartes des risques de liquéfaction des sols ;
- Documents caractérisant les scénarios de dangers et de risques ;
- Cartes montrant le zonage des risques naturels classés comme élevés, moyens ou faibles (cartes de risque) ;

- Cartes des zones d'exclusion pour les inondations, des zones de protection des cours d'eau, des sols protégés ou des restrictions similaires ;
- Cartes indiquant l'utilisation du territoire et les zones d'activités ;
- Études de sol réalisées dans les zones adjacentes au site proposé.

Visite sur le terrain et vérification des conditions du site: Lorsqu'elles sont disponibles, les évaluations de site doivent utiliser les données cartographiques et rapport de planification territoriale de la municipalité et les informations générées par les entités techniques ou les autorités compétentes. Les ressources pertinentes comprennent :

- **Vérification des données d'archives:** L'exactitude et l'applicabilité des données précédemment collectées doivent être confirmées.
- **Proximité des structures voisines:** La relation entre le site et les bâtiments adjacents, y compris les impacts potentiels, doit être évaluée.
- **Bâtiments existants à démolir ou à déplacer:** Toutes les structures qui doivent être retirées ou déplacées du site doivent être identifiées.
- **Définition des limites et accès au site:** Les limites de la propriété doivent être clairement définies et vérifiées, et un accès approprié au site doit être assuré.
- **Topographie et analyse des pentes:** La topographie du site, incluant l'inclinaison et la stabilité du terrain, sera évaluée.
- **Conditions de drainage:** Les conditions de drainage existantes du site doivent être évaluées et les besoins d'amélioration doivent être déterminés.
- **Conditions du sol et niveau de la nappe phréatique:** Le type de sol, le compactage et le niveau de la nappe phréatique doivent être étudiés pour déterminer l'aptitude à la construction.
- **Accès aux services publics:** La disponibilité des services essentiels tels que l'eau, l'électricité, les eaux usées et le gaz doit être confirmée.
- **Présence d'arbres, de termites ou d'obstacles:** La présence d'obstacles naturels, de problèmes de parasites ou d'autres facteurs pouvant affecter la construction doit être identifiée.
- **Zones de dépôt de terre meuble et de matériaux de construction:** Des emplacements appropriés pour stocker la terre meuble et les matériaux de construction pendant la construction du bâtiment doivent être déterminés.

0.9.4 ÉVALUATION DES SITES EN PENTE ET DES TALUS

L'évaluation de la pente du site et des talus est essentielle pour assurer la sécurité d'une maison proposée et de ses environs. Cette section décrit certaines étapes fondamentales pour évaluer les conditions des pentes et atténuer les risques associés aux sites instables.

Les conseils fournis dans cette section ne sont pas destinés à servir de protocole complet pour l'évaluation des pentes ou des murs de soutènement. Ils ont été élaborés pour fournir un cadre de base pour l'évaluation et l'intervention qui peut être mis en œuvre par les utilisateurs de ce guide en l'absence de ressources plus détaillées ou d'outils spécialisés. Il établit *au minimum* les actions et considérations pour identifier les risques potentiels et soutenir une prise de décision éclairée pour une construction sûre. Pour une analyse plus détaillée et des conceptions de modernisation, consultez un ingénieur géotechnique qualifié et suivez les instructions du guide de construction et normes correspondant (comme IBC 2021 section 1807, 1803, 1610) 1.4.3.1 Conditions sur les pentes

1. Examen préliminaire des risques liés aux pentes :

- Avant la visite sur le terrain, le site doit être localisé sur une carte des risques de glissement de terrain pour confirmer qu'il ne se trouve pas dans une zone à haut risque. La construction dans les zones identifiées comme présentant un risque élevé de glissement de terrain ou d'instabilité des pentes est fortement déconseillée, à moins qu'une étude géotechnique détaillée juge le site réalisable.
- Si des preuves cartographiques ou des évaluations des risques de pente ne sont pas disponibles, une vérification sur le terrain doit être effectuée pour évaluer le potentiel d'instabilité ou de glissements de terrain sur ou à proximité du site.

2. Évaluation sur le terrain de la pente :

- **Zones à faible pente (<10%) :** Les sites avec des pentes inférieures à 10 % sont généralement considérés comme sûrs pour la construction et présentent un faible risque de glissement de terrain.
- **Zones à pente modérée (10 à 36 %) :** La construction peut être réalisable, mais des structures de nivellement et de soutènement seront probablement nécessaires pour stabiliser le site.
- **Zones à forte pente (>36%) :** Ces sites peuvent présenter des risques importants et nécessiter une évaluation par un professionnel géotechnique qualifié pour déterminer leur faisabilité. Des structures de soutènement et d'autres mesures de stabilisation sont nécessaires dans de telles conditions.
- Les zones environnantes doivent également être évaluées pour déterminer les conditions de pente afin d'identifier les risques qui pourraient affecter indirectement le site.

3. Proximité des talus et tranchées :

- Lorsqu'il existe des talus et tranchée de hauteur H à proximité du chantier de construction, la distance horizontale minimale D entre la tranchée et le bâtiment doit être :
 - $D \geq H/3$: Pour pentes avec inclinaisons $\leq 15\%$.
 - $D \geq H/2$: Pour pentes avec inclinaisons $> 15\%$.
- Si ces distances ne peuvent être respectées, un professionnel en géotechnique doit évaluer le site pour déterminer si des murs de soutènement ou d'autres mesures sont nécessaires. (Certaines conditions géologiques, comme le substrat rocheux calcaire, peuvent ne pas nécessiter de murs de soutènement).

4. Murs de soutènement

Lorsque la stabilisation du site est nécessaire, de nouveaux murs de soutènement doivent être conçus et construits conformément aux recommandations présentées dans la Section 1.5.2.

0.9.5 CONDITION DE DRAINAGE DU SITE

La sélection d'un site pour la construction d'une nouvelle maison doit inclure une évaluation des conditions d'eau stagnante et du drainage du site. Les sites avec de l'eau stagnante doivent être traités pour éviter les problèmes liés à l'humidité et les dommages aux fondations.

Un bon drainage du site peut être obtenu par diverses mesures :

- **Reclassement du site** pour garantir que des pentes appropriées (2 à 5 %) dirigent les eaux de surface loin de l'empreinte du bâtiment et des autres zones critiques.

- Là où il est présent, **les systèmes de drainage existants**, tels que les conduites d'eaux pluviales ou les ponceaux, doivent être inspectés et nettoyés pour s'assurer qu'ils ne sont pas obstrués et fonctionnent efficacement.
- Si des **solutions de drainage supplémentaires** sont requis, considérez :
 - Drains enterré: tuyaux perforés enterrés dans du gravier pour évacuer l'eau loin de l'empreinte de la maison ;
 - Drains de surface : bassins collecteurs ou systèmes similaires pour collecter l'eau des points bas et la détourner vers un point de rejet désigné ;
 - Puit d'infiltration : fossés peu profonds avec des pentes douces pour diriger l'eau vers les points de drainage ou loin de l'empreinte de la maison.

Dans tous les cas, les solutions de drainage doivent être conçues avec soin afin de ne pas aggraver les conditions des terrains adjacents.

0.9.6 DÉFINITION DES CONDITIONS DU SOL ET DES NIVEAUX DE LA NAPPE PHRÉATIQUE

L'ingénieur est responsable de déterminer les conditions du sol et les niveaux de la nappe phréatique du site. Cela peut se faire par la consultation des études de sols existantes ou en effectuant de nouvelles investigations conformément aux exigences minimales définies dans la section 0.9 du présent document.

Une fois les conditions du sol connues, une catégorie de sol simplifiée peut être sélectionnée dans le tableau 10 et la conception des fondations peut être sélectionnée parmi des solutions prescriptives ou une nouvelle conception détaillée des fondations peut être réalisée (voir section 1.7.1).

0.9.7 PROTECTION CONTRE LES TERMITES

Les termites souterraines sont les espèces qui causent le plus de dégâts dans les bâtiments. Ils ont besoin d'une source permanente d'humidité, généralement dans le sol, mais ils sont capables de transporter l'eau nécessaire dans un bâtiment. Bien qu'ils construisent parfois des nids satellites dans les bâtiments, leur nid principal est généralement dans le sol ou dans du bois en contact avec le sol. Ils construisent des tunnels qui leur permettent de passer du sol au bois situé au-dessus du sol sans être exposées à l'air. Leurs tunnels peuvent atteindre plusieurs mètres sur des supports inertes, comme les murs de fondation en béton.

Les termites peuvent passer à travers des fissures très étroites (1,5 mm). Pour lutter contre les termites, une ou plusieurs catégories de stratégies doivent être envisagées :

1. l'élimination – tentative de suppression des populations de termites sur un grand territoire, comme l'identification et l'élimination des nids dans les arbres;
2. la gestion du site – élimination des nids et des tunnels préexistants, et contrôle des nouveaux nids et tunnels en se débarrassant des souches laissées sur le terrain et en évitant les accumulations de bois, de débris de bois, de carton ou de produits à base de cellulose;
3. les écrans dans le sol – un insecticide appliqué dans le sol sous la fondation ou un écran physique sans fissure (sable à granulométrie contrôlée, plaque métallique) que les termites ne peuvent pas franchir ou qu'ils franchissent en laissant des traces;
4. les détails de la dalle ou de la fondation – surveillance de fissures dans la fondation, revêtements situés bien au-dessus du sol, vides sanitaires accessibles pour inspection, blocs de béton scellés;

5. la durabilité structurale – dommages structuraux minimisés par l'utilisation de bois naturellement résistant aux termites ou traité ;
6. la surveillance et la restauration – utilisation des services d'un professionnel sur une base régulière, fumigation ou, encore mieux, utilisation d'appâts chimiques (insecticides) que les termites ramènent au nid.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 1 Nouvelle construction en maçonnerie



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

1.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUE	21
1.2 PROCÉDURE DE CONCEPTION POUR L'UTILISATION DES DIRECTIVES	21
1.3 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION POUR LA MAÇONNERIE	22
1.3.1 BÉTON	22
1.3.1.1 Ciment	22
1.3.1.2 Sable	23
1.3.1.3 Graviers	23
1.3.1.4 Eau	23
1.3.1.5 Résistance du béton	24
1.3.1.6 Mélange permis pour le béton	24
1.3.1.7 Malaxage	24
1.3.1.8 Préparation des surfaces	24
1.3.1.9 Mûrissement - Curage	25
1.3.2 ACIER D'ARMATURE	25
1.3.2.1 Barres d'armature	25
1.3.2.2 Treillis en acier	25
1.3.2.3 Limite élastique	25
1.3.2.4 Enrobage des armatures	26
1.3.2.5 Pliage des barres d'armature	27
1.3.2.6 Recouvrement des barres d'armature	27
1.3.3 MORTIER, ENDUITS ET COULIS DE BÉTON	28
1.3.3.1 Coulis de béton	28
1.3.3.2 Mortier	28
1.3.4 BLOCS DE BÉTON	29
1.3.4.1 Dimension des blocs béton	29
1.3.4.2 Résistance des blocs	31
1.3.4.3 Joints	32
1.3.5 BOIS	33
1.3.5.1 Essences et caractéristiques physiques	33
1.3.5.2 Panneaux de contreplaqué	34
1.3.5.3 Traitement	34
1.3.6 ACIER STRUCTUREL	35
1.3.7 PANNEAUX DE TOITURES	35
1.3.7.1 Dimensions:	35
1.3.7.2 Caractéristiques Mécaniques:	36
1.4 CONFIGURATION DES BÂTIMENTS	37
1.4.1 CONFIGURATION STRUCTURELLE	37
1.4.1.1 Systèmes structurels	37

1.4.1.2 Limite de hauteur	41
1.4.1.3 Configuration en plan	41
1.4.2 CONFIGURATION ARCHITECTURALE	54
1.4.2.1 Surface Habitable	54
1.4.2.2 Hauteur de plafond	54
1.4.2.3 Dimensions minimales des passages	54
1.4.2.4 Éclairage	55
1.4.2.5 Ventilation naturelle	55
1.4.2.6 Eau Hygiène et assainissement	55
1.4.2.7 Accessibilité universelle	56
1.4.3 CONSIDÉRATIONS SUPPLÉMENTAIRES POUR LES CONSTRUCTIONS EN ZONES SUJETTES À INONDATION	57
1.4.4 CONSIDÉRATIONS RELATIVES À LA PROTECTION CONTRE LES INCENDIES	59
1.4.5 CONSIDÉRATIONS RELATIVES AU CONFORT ET A L'EFFICACITÉ ÉNERGÉTIQUE	60
1.4.6 PROTECTION DES OUVERTURES	63
1.5 CONCEPTION STRUCTURELLE	64
1.5.1 FONDATIONS	64
1.5.1.1 Semelles filantes en béton armé	64
1.5.1.2 Fondation en maçonnerie chaînée de roche	66
1.5.1.3 Semelles isolés	69
1.5.2 FONDATIONS DES MURS DE SOUTÈNEMENT	71
1.5.2.1 Murs de soutènement avec fondations en maçonnerie de roche	71
1.5.2.2 Murs de fondation en maçonnerie renforcée	75
1.5.3 DALLE EN BÉTON ARMÉ SUR SOL	77
1.5.4 MURS EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE	79
1.5.4.1 Exigences relatives aux murs de cisaillement en maçonnerie chaînée	81
1.5.4.1.1 Épaisseur et facteur de surface nette	81
1.5.4.1.2 Résistance minimum à la compression de la maçonnerie, f'm	90
1.5.4.1.3 Construction	92
1.5.4.1.4 Continuité verticale support vertical	94
1.5.4.2 Éléments de confinement, localisation et dimensions	97
1.5.4.3 Pourcentage de Surface de Mur	106
1.5.4.3.1 Aperçu	106
1.5.4.3.2 Pourcentage Surface de Mur requis (PSM)	107
1.5.4.3.3 Pourcentage de Surface de Mur fourni	109
1.5.4.3.4 Identification des murs en maçonnerie chaînée structurels (MMC)	115
1.5.4.4 Chaînages verticaux	116
1.5.4.5 Ancrage des chaînages verticaux à la fondation	120
1.5.4.6 Chaînage horizontal inférieur	121

1.5.4.7 Bandes sismiques (chaînage horizontal intermédiaire)	122
1.5.4.8 Chaînage horizontal supérieur	124
1.5.4.9 Murs de toiture	131
1.5.4.9.1 Poutres de toitures	134
1.5.4.9.2 Colonnes des murs de toiture	138
1.5.4.9.3 Murs de toiture suspendus	144
1.5.4.10 Renforcement de murs non structurels	147
1.5.4.11 Parapets et murs courts	148
1.5.5 DALLES SUSPENDUS	148
1.5.5.1 Dalles pleines suspendues avec renfort bidirectionnel	149
1.5.5.2 Dalles pleines suspendues avec armature unidirectionnelle	151
1.5.5.3 Dalle alvéolée	155
1.5.5.4 Poutres dans les dalles	158
1.5.5.5 Porte-à-faux dans Dalle	161
1.5.5.6 Ouvertures dans les dalles	163
1.5.5.7 Construction de dalles, Matériels & Coffrages	165
1.5.5.8 Directives complémentaires pour les dalles de toiture	166
1.5.6.1 Procédure de conception	169
1.5.6.2 Géométrie du toit	172
1.5.6.3 Murs de toiture en maçonnerie	175
1.5.6.4 Rives, avant-toits et ventilation	179
1.5.6.5 Orientation des chevrons	181
1.5.6.6 Chevrons ou fermes	181
1.5.6.7 Zones de pression du vent	182
1.5.6.8 Charpente pour le soutien des avant-toits et les raccords aux murs intérieurs	191
1.5.6.8.1 Avant-toit sur les murs de toiture extérieurs (chevrons ou fermes parallèles à la pente)	192
1.5.6.8.2 Avant-toits aux murs latéraux extérieurs : Chevrons perpendiculaires à la pente	202
1.5.6.8.3 Avant-toits aux toitures à croupe	206
1.5.6.8.4 Raccords aux murs intérieurs	207
1.5.6.9 Éléments de toiture et connexions	209
1.5.6.9.1 Base de conception	209
1.5.6.9.2 Fixations et quincaillerie	211
1.5.6.9.3 Panneaux de toiture ondulés (CGI)	220
1.5.6.9.4 Connexions des panneaux de toiture ondulée	223
Table 1.5.6.9.4-5 Capacité à l'arrachement par poinçonnement des fixations dans la tôle CGI (kN) pour une tête de fixation de 10 mm de diamètre	230
1.5.6.9.5 Lattes et raccords de lattes	231
1.5.6.9.6 Chevrons	241
1.5.6.9.7 Chevrons de débord et chevrons de rive	256

1.5.6.9.8 Connexions des chevrons, des chevrons de débord, des chevrons de croupe et des planches faîtières	258
1.5.6.9.9 Fermes	289
1.5.6.9.10 Connexions des fermes	302
1.5.6.9.11 Toiture en croupe	309
1.5.6.10 Autres considerations	318
1.5.7 ESCALIERS	319
1.5.8 TERRASSES ET GALERIES COUVERTES	320
1.5.8.1 Directives pour les petites terrasses	321
1.5.8.1.1 Caractéristiques générales	321
1.5.8.1.2 Colonnes	322
1.5.8.1.3 Fondations	322
1.5.8.1.4 Poutres	324
1.5.8.1.5 Terrasses avec toiture lourde	325
1.5.8.1.6 Terrasses avec toitures légers	326

Liste des figures et tableaux

Figure 1.2-1 Organigramme d'application illustrant la procédure de conception pour les directives prescriptives.	15
Tableau 1.3.1.2-1 : Granulométrie du sable	16
Tableau 1.3.1.6-1 : Proportions recommandées pour la fabrication du béton	17
Tableau 1.3.2.3-1 : Les substitutions de dimensions métriques de barres	19
Tableau 1.3.2.4-1 : Enrobage des armatures	20
Tableau 1.3.2.6-1 : Recouvrement des barres armatures	20
Tableau 1.3.3.2-1 : Mélange enduit, mortier et coulis de béton	21
Tableau 1.3.4.1-1 : Dimensions des blocs de béton	23
Figure 1.3.4.1-1 : Dimensions des blocs de béton	24
Tableau 1.3.5-1 Dimensions des bois usinés	26
Tableau 1.3.7.2-1 Equivalence Jauge (AWG) et Épaisseur du matériau de base (Base Material Thickness : BMT	29
Tableau 1.4.1.1-1 Composants du système structurel	30
Tableau 1.4.1.3-1 Configuration structurelle horizontale et verticale requise par ces directives.	36
Tableau 1.4.3-1 Exigences de configuration supplémentaires pour les maisons construites dans des zones sujettes aux inondations.	51
Tableau 1.4.6-1 (extrait du tableau 301.2.1.2 de l'IRC 2021 modifié Disposition des fixations de la protection contre les débris transportés par le vent pour les panneaux structurels en bois a, b, c, d	56
Tableau 1.5.1.1-1 Spécifications des semelles filantes en béton armé pour les bâtiments à toiture légère	58
Tableau 1.5.1.1-2 Spécifications des semelles filantes en béton armé pour les bâtiments à toiture lourde	58
FIGURE 1.5.1.1-1 Semelles filantes	59
Tableau 1.5.1.2-1 Fondation en maçonnerie de roche	60
Figure 1.5.1.2-1 Maçonnerie en roche et connexion avec la colonne	62
Tableau 1.5.1.3-1 Spécifications des semelles isolées	62
FIGURE 1.5.1.3-1 Semelles isolés	63
Tableau 1.5.2.1-1 Spécifications pour les murs de soutènement de fondations en maçonnerie de roche	64
Figure 1.5.2.1-1 Mur de soutènement fondations trapézoïdale en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 0,9 m.(coupe).	65
Figure 1.5.2.1-2 Mur de soutènement fondations trapézoïdale en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 0,9 m.(vue de face).	66
Figure 1.5.2.1-3 Mur de soutènement à fondations en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 1,5 m. Section rectangulaire sur fondation en poutre en béton armé (coupe).	67
Figure 1.5.2.1-4 Mur de soutènement à fondations en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 1,5 m. (vue de face).	67
Figure 1.5.2.2-1 Mur de soutènement de fondation en maçonnerie renforcée	69
FIGURE 1.5.3-1 Fondation d'une dalle sur sol	71

FIGURE 1.5.3.1-1 Dalle sur et fondation au sol avec palier	72
Tableau 1.5.4.1.1-1 Dimensions supposées des blocs et exigences minimales (1)(4)	74
Figure 1.5.4.1.1- 1a Plan de pose des blocs de maçonnerie à lits alternés avec décalage de 50 % pour bloc de 20 cm à 2 alvéoles (CORRECT).	76
Figure 1.5.4.1- 1c Plan de pose des blocs de maçonnerie à lits alternés avec décalage de 50 % pour bloc de 15 cm à 3 alvéoles (INCORRECT).	77
Figure 1.5.4.1.1- 2 Section de mur en maçonnerie montrant l'alignement des âmes et des alvéoles pour des blocs à 2 alvéoles avec chevauchement de 50 %, une alvéole remplie de coulis de béton avec renforcement).	78
Figure 1.5.4.1.1- 3 Bloc de maçonnerie illustrant la différence entre le remplissage complet des joints (obligatoire) et le remplissage limité aux parois extérieures.	79
Tableau 1.5.4.1.1- 2 Rapport de surface nette des blocs (RN) et facteur de surface nette CN	81
Figure 1.5.4.1.1- 3 Remplir complètement les joints de mortiers (parois extérieures et transversales, joints verticaux) pour augmenter la surface nette.	83
Tableau 1.5.4.1.2- 1 Résistance minimum à la compression de la maçonnerie, f'm	84
Tableau 1.5.4.1.2- 2 – Facteur d'ajustement pour la résistance minimale à la compression de la maçonnerie, CB	85
Figure 1.5.4.3-1 Élévation typique d'un mur en maçonnerie confinée	86
Figure 1.5.4.3.1- 2 Connexions murales aux colonnes de liaison par goujon	87
Figure 1.5.4.1.4-1 Continuité du mur supporté	87
Figure 1.5.4.1.4-2 Support de mur à chevauchement parallèle	88
Figure 1.5.4.1.4-3. Support isolé pour le mur d'une colonne	88
Figure 1.5.4.1.4-4 Support de mur à chevauchement perpendiculaire.	89
Figure 1.5.4.2-1 Exemple d'emplacement des éléments de confinement des murs	91
Figure 1.5.4.2-2 Exemple de la façon dont les petites ouvertures affectent la longueur effective du mur pour la résistance au cisaillement.	92
Figure 1.5.4.2-3 Éléments de délimitation pour fenêtres moyennes ou grandes avec linteau et sans linteau	94
Figure 1.5.4.2-5 : Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à moins de 60 cm d'un angle de bâtiment ou d'une intersection de murs	95
Figure 1.5.4.2-6 : Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à moins de 120 cm d'un angle de bâtiment ou d'une intersection de murs	95
Figure 1.5.4.2-7 Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à plus de 120 cm de tout angle de bâtiment ou intersection de murs	96
Tableau 1.5.4.2-1 - Conditions récapitulatives pour les éléments de délimitation aux ouvertures	96
Figure 1.5.4.3.1-1 Variables géométriques considérées dans le calcul du PSM par étage.	99
Tableau 1.5.4.3.2- 1 Pourcentage de Surface de Mur requis (2)	100
a. Tableau 1.5.4.3.3-1 Pourcentage de surface de mur fourni par ligne de trame : exigences minimales	104
Figure 1.5.4.3.3-1 Détermination de la zone de plancher tributaire par axe de trame	105
Figure 1.5.4.3.4-1 Exemple de segments de murs admissibles pour le calcul du PSM fourni	108
Tableau 1.5.4.4-1 Spécifications des chaînages verticaux	108
Figure 1.5.4.4-1 Chaînage vertical à quatre ou à six barres (colonne).	110

Figure 1.5.4.4-2 Distribution des étriers pour une colonne.	111
Figure 1.5.4.5-1 Ancrage des chaînages verticaux à la fondation	113
Figure 1.5.4.6-1 Détails de renforcement de poutre de liaison (libage).	114
Figure 1.5.4.7-1 - Localisation bande sismique	115
Figure 1.5.4.7-2 Détails de la bande sismique.	115
Tableau 1.5.4.8-1 Chaînages supérieurs noyés (25mm ou 40mm d'enrobage)	119
Table 1.5.4.8-2 Chaînages supérieurs apparents (25mm ou 40mm d'enrobage)	120
Figure 1.5.4.8-2 Détails du chaînage horizontal supérieur (poutre de ceinture).	121
Figure 1.5.4.8-4 Connexion entre chaînages horizontaux supérieurs et chaînage verticaux.	123
Tableau 1.5.9.4.1-1 Poutres de toiture	127
Figure 1.5.4.9.1-2 Renforcement des murs de toitures (4 barres)	128
Tableau 1.5.4.9.2-1 Colonnes des murs de toiture (porté des murs de toiture >4.5m)	131
Tableau 1.5.4.9.2-2 Colonnes des murs de toiture (porté des murs de toiture 4.5m)	132
Table 1.5.4.9.2-3 Chaînage supérieurs supportant les colonnes de mur de toiture (porté ≤ 4.5m)	133
Figure 1.5.4.9.2-1: Section Colonne de toiture au niveau de la poutre du toiture pour une portée > 4,5 m	135
Tableau 1.5.5-1 Organisation de la section 1.5.3 concernant les dalles suspendues	140
Tableau 1.5.5.1-1 Ferrailage typique et épaisseur d'une dalle bidirectionnelle	141
Figure 1.5.5-1 Dalles pleines suspendues avec renfort bidirectionnel.	143
Figure 1.5.5.2-1 Options géométriques pour la travée	144
Tableau 1.5.5.2-1 Ferrailage et épaisseur typiques d'une dalle unidirectionnelle à travée unique	144
Tableau 1.5.5.2-2 Renforcement typique d'une dalle unidirectionnelle à double travée	145
Figure 1.5.5.2-1 Armature d'une dalle de portée simple.	146
Figure 1.5.5.3-1 Caractéristique d'une dalle alvéolée	147
Figure 1.5.5.3-2 Dimensions d'une dalle alvéolée	147
Tableau 1.5.5.3-1 Ferrailage typique d'une dalle alvéolée à poutrelle de portée simple	148
Figure 1.5.5.3-3 Armature des poutrelles de portée simple	149
Figure 1.5.5.3-4 Détail typique de la connexion à la poutre.	149
Tableau 1.5.5.3-2 Ferrailage typique d'une dalle alvéolée à poutrelle de portée double	149
Figure 1.5.5.3-5 Armature des poutrelles de portée double	150
Tableau 1.5.5.4-1 Détails typiques des poutres dans les dalles	151
Figure 1.5.5-1,2,3 Poutre supportant un mur de partition dans une dalle alvéolée	153
Figure 1.5.5.4-4,5 Recouvrement de l'armature dans les poutres.	153
Tableau 1.5.5.5-1 Armatures des dalles en porte-à-faux	154
Figure 1.5.5.5-1 Armature des dalles en porte-à-faux	155
Figure 1.5.6-1 Ouverture dans une dalle bidirectionnelle	156
Figure 1.5.6-2 Ouverture située à côté d'un mur	156
Figure 1.5.5.7-1 Coffrages et étalement des dalles	158
Tableau 1.5.6-1 Éléments de toiture et connexions à concevoir en fonction de la géométrie de la toiture	162

Figure 1.5.6.2-2 Éléments de toiture pour les toits à une ou deux pentes avec des chevrons parallèles à la pente.	165
Figure 1.5.6.2-3 Éléments de toiture pour les toits à une ou deux pentes avec des chevrons perpendiculaires à la pente du toit sans latte.	167
Figure 1.5.6.2-4 Éléments de toiture pour les toits en croupe.	167
Figure 1.5.6.3-1 Configuration des pignons >4.5m avec contreventement des pignons	168
Figure 1.5.6.3-2 Mur de toiture suspendu intermédiaire pour les toitures à chevrons	170
Figure 1.5.6.3-3 Configuration des pignons < 4.5 m avec des colonnes en porte-à-faux	170
Figure 1.5.6.7-1 Définitions des zones de pression des toits à pignon	177
Figure 1.5.6.7-2 Définitions des zones de pression des toits en croupe	177
Figure 1.5.6.7-3 Définitions des zones de pression des toits en appentis	178
Tableau 1.5.6.7-1 Pressions du vent pour les bâtiments d'un niveau à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D	178
Tableau 1.5.6.7-2 Pressions du vent pour les bâtiments de 2 niveaux à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D	180
Tableau 1.5.6.7-3 Pressions de vent pour les bâtiments de 3 niveaux à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D	181
Figure 1.5.6.8-1 : Emplacements des plans partiels des coins, de la ligne de faîtage et de murs de toiture intérieurs sur un toit à pignon	184
Figure 1.5.6.8-2 : Plan partiel à l'angle du bâtiment avec indication des dimensions clés (Option 1 : Outlookers)	184
Table 1.5.6.8.1-1 Eaves options at exterior gable walls (rafter/trusses parallel to slope)	185
Figure 1.5.6.8.1-1 Option 1: avant-toit maximal (0,6 m)	187
Figure 1.5.6.8.1-2 Option 1 : Chevrons parallèles à la pente	187
Figure 1.5.6.8.1-3 Chevrons parallèles à la pente, option 1 : avant-toit maximal (0,6 m)	188
Figure 1.5.6.8.1-5 Option 2 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente	191
Figure 1.5.6.8.1-6 Option 3 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente	193
Figure 1.5.6.8.1-7 Option 4 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente	194
Tableau 1.5.6.8.2-1 Options d'avant-toit aux murs latéraux extérieurs (chevrons perpendiculaires à la pente)	194
Figure 1.5.6.8.2-1: Avant-toit Option 1: Chevrons perpendiculaires à la pente	196
Figure 1.5.6.8.2-1 Contd: Avant-toit Option 1: Chevrons perpendiculaires à la pente	197
Table 1.5.6.8.4-1 Options de raccordement toiture-mur aux murs intérieurs	200
Tableau 1.5.6.9.2-1 Tableau de fixation minimal (exigences de l'IRC 2021 pour la charpente de toiture uniquement)	205
Tableau 1.5.6.9.2-2 Nombre maximum de clous par bande de feuillard	208
Tableau 1.5.6.9.2-3 Tailles des mèches pour les trous dans le feuillard métallique pour les tailles de clous courantes	209
Figure 1.5.6.9.1-1 Exemple de dimensions de feuillards et de disposition des clous	210
Figure 1.5.6.9.2-2 Raccordement typique d'une toiture à un mur avec des blocs jumelés	211
Tableau 1.5.6.9.4-1 Clous de couverture à tige torsadée TS , taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m	219
Tableau 1.5.6.9.4-2 Clous de couverture à tige annulaire RS, taille et espacement pour des	

espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m	219
Tableau 1.5.6.9.4-3 Vis de couverture WS, taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m	221
Tableau 1.5.6.9.4-4 Capacité à l'arrachement par poinçonnement des fixations dans la tôle CGI (kN) pour une tête de fixation de 8 mm de diamètre	221
Tableau 1.5.6.9.5-1 Types d'assemblages de lattes	225
Tableau 1.5.6.9.5-2 Portées et connexions des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 3,0 kPa	227
Tableau 1.5.6.9.5-3 Portées et connexions des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 5,0 kPa	227
Tableau 1.5.6.9.5-4 Portées et assemblages des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 9,0 kPa	228
Table 1.5.6.9.5-5 Portées maximales des lattes de 50 x 100 (2 x 4) limitées par la capacité de connexion	229
Figure 1.5.6.9.5-1 Connexion latte-chevron par feuillard métallique ST1-3	232
Figure 1.5.6.9.5-2 Connexion latte-chevron par bloc + feuillard métallique en U ST4-6	232
Figure 1.5.6.9.6.1-1 Plan montrant un exemple de toit à pignon avec des chevrons parallèles à la pente et les zones de pression du toit.	236
Figure 1.5.6.9.6.1-2 Exemple illustrant le plan d'un toit à pignon avec des chevrons perpendiculaires à la pente.	237
Tableau 1.5.6.9.6-1 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition B Limite de déflexion = $L/180$ Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture Portée libre en mètres Pente 25% 3:12 (14°)	239
Tableau 1.5.6.9.6-2 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition C Limite de déflexion = $L/180$ - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3 Portée libre en mètres - Pente 25% 3:12 (14°)	240
Tableau 1.5.6.9.6-3 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition D Limite de déflexion = $L/180$ - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3 Portée libre en mètres - Pente 25% 3:12 (14°)	241
Tableau 1.5.6.9.6-3A : Interpolation de la zone et de l'espacement des chevrons	243
Table 1.5.6.9.6-3B Ajustement de l'espacement des chevrons pour la pente du pignon	243
Tableau 1.5.6.9.6-4 Facteurs d'ajustement pour les portées de chevrons limitées par le vent	243
Tableau 1.5.6.9.6-5-A Portées maximales des chevrons pour les charges permanentes de 0,5 kPa et les charges d'exploitation de + 1,0 kPa (portée/180)	245
Tableau 1.5.6.9.6-5-A Portées maximales des chevrons pour les charges permanentes de 0,3 kPa et les charges d'exploitation de + 1,0 kPa (portée/120)	245
Tableau 1.5.6.9.6-6 Facteurs d'ajustement pour les portées des chevrons sous charge permanente et d'exploitation en fonction de la pente	245
Tableau 1.5.6.9.6-7 Exigences relatives à la retenue latérale des chevrons	246
Tableau 1.5.6.9.11-1 Portées maximales des chevrons de débord et des chevrons de rive pour des pressions de vent de 3,0, 5,0 et 9,0 kPa	249

Figure 1.5.6.9.8-2 Connexion perpendiculaire à la poutre (4 barres, inclinée, 2D)	252
Figure 1.5.6.9.8-3 Connexion perpendiculaire à la poutre (4 barres, plates, 2D)	253
Figure 1.5.6.9.8-4 Connexion perpendiculaire à la poutre (2 barres, plates, 2D)	254
Figure 1.5.6.9.8-5 Raccordement parallèle à la poutre (4 barres, plat, 2D)	254
Tableau 1.5.6.9.8-0A Clouage bout à bout maximal suggéré pour les chevrons de rive / chevrons de mur / chevrons de débord / raccords de blocage (sans fissuration)	257
Tableau 1.5.6.9.8-0B Clouage en biais maximal suggéré pour les raccords de chevrons de rive / chevrons de mur / chevrons de débord / blocage (sans fissuration)	257
Tableau 1.5.6.9.8-1 Nombre total de clous pour les feuillards en V reliant chevrons et murs	258
Figure 1.5.6.9.8-6 Exemple de plan d'un mur de toiture extérieur montrant les zones tributaires pour le soulèvement des feuillards métalliques	264
Tableau 1.5.6.9.8-3 Nombre total de clous pour les feuillards en V reliant chevrons de débord et murs	265
Figure 1.5.6.9.8-7 Raccordement des chevrons à une planche faîtière suspendue à l'aide d'un feuillard métallique (Option 1)	269
Figure 1.5.6.9.8-8 Connexion du chevron à une planche faîtière suspendue à l'aide d'un entrain (Option 2)	270
Figure 1.5.6.9.8-9 Connexion des chevrons à une planche faîtière de faîtage soutenu par un mur de toiture (Option 3)	270
Figure 1.5.6.9.8-10 Raccordement des chevrons Chevrons chevauchés à la faîtière sur un mur de toiture (Option 4)	271
Tableau 1.5.6.9.8-5 Nombre de clous de feuillard pour le soulèvement par chevron pour les bâtiments d'un étage	273
Tableau 1.5.6.9.8-6 Nombre de clous de feuillard métallique par chevron pour les bâtiments à un niveau	274
Tableau 1.5.6.9.8-7 Clous en biais chevron–planche faîtière pour charges permanentes et d'exploitation	275
Figure 1.5.6.9.8-12 Jonction de chevron perpendiculaire à la poutre (4 barres, plate, 2D)	277
Figure 1.5.6.9.8-13 Connexion par feuillard sur la face inférieure du chevron de croupe	279
Figure 1.5.6.9.8-14 Connexion par feuillard sur la face supérieure du chevron de croupe	280
Figure 1.5.6.9.9-1 Nomenclature de la géométrie et des éléments pour les fermes d'une portée maximale de 4,5 m (mesurée entre les axes des murs). Notez que la portée entre point de référence est de 4,67 m.	282
Figure 1.5.6.9.9-2 Exemple de configuration de toit à pignon avec des fermes de 9 m de portée	283
Figure 1.5.6.9.9-3 Exemple d'espacement des fermes et de configuration des lattes	284
Tableau 1.5.6.9.9-1 Catégories de pression du vent des fermes P1, P2 et P3	285
Tableau 1.5.6.9.9-2 Type de fermes pour les catégories de pression, les portées et les espacements	286
Figure 1.5.6.9.9-4 Détail de clouage des plaques d'assemblages des ferme	287
Tableau 1.5.6.9.9-3 Clouage des plaques d'assemblage pour une ferme de 4,5 m (portée simple) pour P1, P2 et P3	289
Figure 1.5.6.9.9-5 Numéros et dimensions des nœuds de la ferme (ferme de 4,5 m)	289
Tableau 1.5.6.9.9-4 Clouage des plaques d'assemblage pour une ferme de 6,0 m (travées de 2	

x 3,0 m) pour P1, P2, P3	289
Tableau 1.5.6.9.10-1 Nombre total de clous par feuillard métallique en V entre fermes et mûrs	294
Figure 1.5.6.9.10-2 : Raccordement de la ferme au mur intérieur à mi portée à l'aide d'un feuillard métallique en V (fermes de 6 m et 9 m)	297
Figure 1.5.6.9.10-3 : Coupe de la ferme au mur de toiture et au poteau (avant-toit Option 1 - chevrons)	298
Figure 1.5.6.9.10-4 : Raccordement du contreventement du membre inférieur de la ferme au mur (élévation en haut, plan en bas)	299
Figure 1.5.6.9.11-1: Vue d'une toiture en croupe (3D)	302
Figure 1.5.6.9.11-2 : Raccordement de l'angle de l'arêtier au mur - plan partiel (2D)	302
Figure 1.5.6.9.11-2 : Raccord au faîtage de l'arêtier - plan partiel (2D)	303
Tableau 1.5.6.9.11 -1 Dimensions des arêtiers ou de noue	304
Figure 1.5.6.9.11-4 - Feuillards de liaison entre la ligne de faîtage et l'arêtier par les lattes de faîtage	305
Figure 1.5.6.9.11-5 - Connection avec feuillards métallique des arêtiers et du chevron de croupe central à la ferme de soutien de la croupe (vue depuis le haut)	306
Figure 1.5.6.9.11-6 - Connection avec feuillards métallique des arêtiers et du chevron de croupe central à la ferme de soutien de la croupe (vue depuis le bas)	307
Tableau 1.5.6.9.11-2 Réactions verticales maximales de l'arêtier pour les cas de charge gravitaire et de soulèvement au vent	308
Figure 1.5.8.1.3-1 Descente du niveau de la dalle du rez-de-chaussée - Fondation en maçonnerie.	315
Tableau 1.5.8.3-1 Plaques isolées pour colonnes de patio	315
Figure 1.5.8.1.5-1 Détail de la connexion dalle-toit à la poutre de plafond de la maison.	317
Figure 1.5.8.1.6-1 Toiture légère en configuration terrasse avec raccordement au rebord.	319
Figure 1.5.8.1.6-2 toiture légère en configuration patio avec raccordement au soubassement de la maison	320

1.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUE

Le chapitre 1 de ces directives fournit les dispositions techniques minimales pour la conception et la construction de nouveaux bâtiments résidentiels en maçonnerie chaînée, limités à un maximum de trois (3) niveaux dont la configuration en plan et vertical est décrite dans la section 1.5. L'usage commercial est autorisé au rez-de-chaussée.

Pour aider les utilisateurs, des éléments structuraux pré-calculés sont fournis par ces directives, avec les considérations de conception spécifiques utilisées pour leur détermination clairement exposées. Alternativement, si le concepteur choisit d'effectuer des calculs détaillés au lieu de se fier aux solutions prescrites, chaque section de conception fournit les méthodologies appropriées à suivre, garantissant la conformité avec les paramètres de conception spécifiés dans l'IBC, l'IRC et d'autres normes applicables.

1.2 PROCÉDURE DE CONCEPTION POUR L'UTILISATION DES DIRECTIVES

La procédure suivante doit être suivie pour mettre en œuvre le processus de conception inclus dans ces directives :

1. **Définition de la zone de conception** – Déterminer la zone de conception en fonction de l'emplacement géographique du projet (vent, séisme et inondation, conformément à la Section 0.8). À l'aide du Tableau 2 de la Section 0.8 de la partie 2, l'ingénieur sélectionne la zone de conception appropriée, ce qui permet l'utilisation des éléments structuraux préconçus présentés dans les sections suivantes. Si, en revanche, une conception détaillée est réalisée, les charges applicables doivent être définies à partir des informations contenues dans ces directives et selon les méthodes d'ingénierie spécifiées par l'IBC 2021 et les normes connexes.
2. **Identification des paramètres du site** – Comme décrit à la Section 0.10, déterminer les considérations spécifiques au site et les exigences de conception. Celles-ci peuvent inclure les conditions de pente, le drainage, les contraintes urbaines ou d'autres facteurs affectant la faisabilité de la construction.
3. **Évaluation du type et de l'état du sol** – Suivant les directives de la Section 0.9, évaluer l'adéquation du sol pour la construction. Cela comprend la détermination de la rigidité ou de la souplesse du sol, ce qui influencera la sélection des composants spécifiques du bâtiment, tels que les fondations.
4. **Définition de la configuration structurelle** – Conformément à la Section 1.6, établir les exigences relatives à la configuration structurelle : forme en plan, forme en élévation, répartition des murs et des ouvertures, entre autres. Cela inclut également les considérations architecturales, la protection contre les incendies, l'accessibilité et le confort des occupants.
5. **Conception des éléments structuraux** – Sur la base des propriétés des matériaux définies à la Section 1.5 et des procédures de conception présentées à la Section 1.7, les éléments structuraux doivent être conçus. L'utilisateur peut soit sélectionner des éléments préconçus, soit appliquer les procédures de conception, comme spécifié dans les sections pertinentes, en veillant à respecter les normes applicables.
6. **Intégration des services du bâtiment** – Coordonner les services du bâtiment avec les composants structuraux et architecturaux. Le Chapitre 4 précise les exigences pour intégrer efficacement ces systèmes.

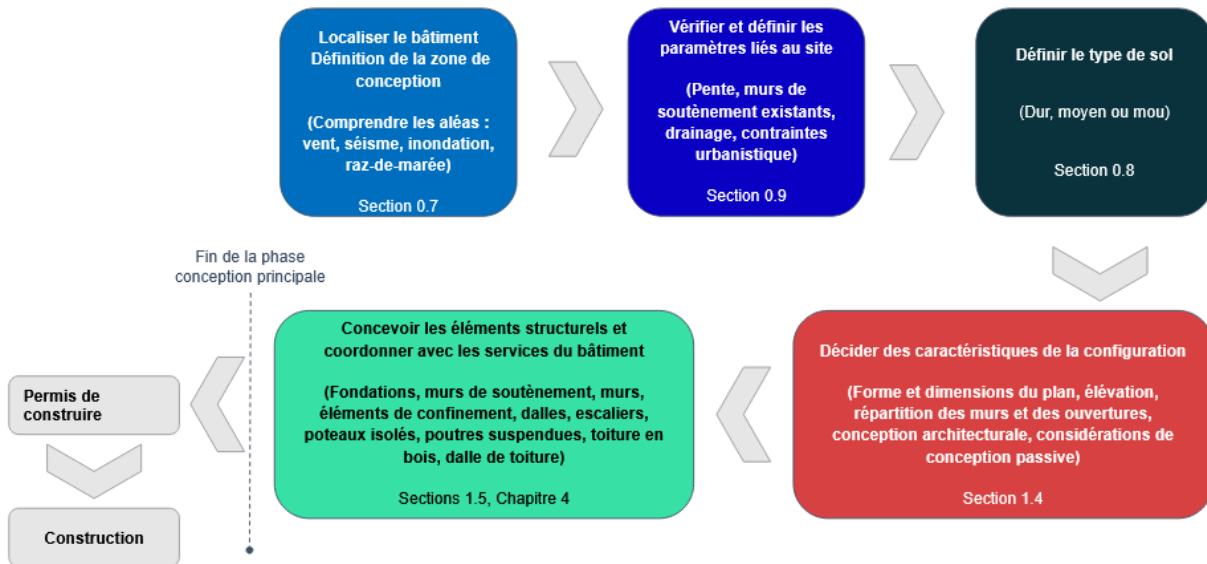


Figure 1.2-1 Organigramme d'application illustrant la procédure de conception pour les directives prescriptives.

1.3 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION POUR LA MAÇONNERIE

Cette section sur les matériaux de construction présente les principales caractéristiques des bâtiments en maçonnerie, conformément aux spécifications et lignes directrices détaillées dans le document d'adoption du code IBC, figurant dans la Partie 1 du CNBH 2025.

Les matériaux spécifiés pour les bâtiments à ossature bois sont décrits au Chapitre 6. Les spécifications de matériaux du Chapitre 6 peuvent être utilisées pour les éléments non structuraux.

1.3.1 BÉTON

1.3.1.1 Ciment

Le ciment doit être du ciment Portland normal de type 1, conforme aux normes ASTM C150-07. Le ciment doit être frais et contenu dans des sacs non ouverts qui ont été bien protégés contre l'humidité et qui ont été entreposés au-dessus du sol (pas plus de 10 sacs en hauteur).

1.3.1.2 Sable

Le sable doit être de préférence du sable de rivière ou du sable manufacturé extrait d'un dépôt autorisé. La taille des grains ne doit pas excéder 6 mm. Le sable doit être propre et exempt d'impuretés telles que l'argile, le limon, les matières organiques ou tout autre contaminant. La présence d'impuretés ne doit pas excéder 5% en poids. Le sable de rivière doit être lavé pour éliminer toute impureté excédentaire et garantir sa conformité aux exigences de qualité.

La granulométrie des granulats fins doit respecter la granulométrie suivante :

Tableau 1.3.1.2-1 : Granulométrie du sable

Tamis	Pourcentage passant
3/8"	100
3/16"	95 - 100
3/64"	50 - 85
3/256"	10 - 30
3/512"	2 à 10

L'utilisation du sable de mer est interdite.

Le sable calcaire blanc, très courant en Haïti, est à éviter pour le béton structurel. Il peut toutefois être utilisé à condition d'adapter la formulation du béton afin d'atteindre les résistances exigées au chapitre 1.3.1.5. Cette adaptation doit être confirmée par le MTPTC avant utilisation. Pour les ouvrages non structurels, son emploi reste acceptable.

1.3.1.3 Graviers

Le gravier doit être d'origine naturelle ou fabriqué à partir de pierres concassées, dures et propres. L'utilisation de gravier concassé est recommandée pour garantir une meilleure adhérence dans le béton. La granulométrie doit être comprise entre 6 à 25 mm pour la fabrication du béton, avec une taille maximum de 25 mm.

L'utilisation de gravier roulé et de débris de construction est strictement interdite pour la fabrication de béton. Toutefois, l'emploi d'agréats recyclés issus de béton concassé peut être autorisé à condition qu'ils soient triés, lavés, caractérisés et validés par des essais démontrant qu'ils permettent d'atteindre les résistances requises.

1.3.1.4 Eau

L'eau doit être de qualité potable, propre, sans matières organiques, sans sels minéraux ou substances nuisibles, sans graisse. L'utilisation d'eau de mer ou d'eau saumâtre est strictement interdite.

Le rapport eau/ciment pour le béton ne doit pas dépasser 0,6. La quantité d'eau doit être suffisante pour assurer la consistance fluide du béton.

1.3.1.5 Résistance du béton

Pour les éléments structurels, y compris les fondations, les bases, les murs et les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les dalles structurelles, la résistance minimale à la compression à 28 jours doit être de 21 MPa (17 MPa après 7 jours), suivant les exigences générales spécifiées par l'ACI 318-19, chapitre 19.

1.3.1.6 Mélange permis pour le béton

Pour obtenir la résistance nécessaire décrite dans la section 1.3.1.5, les proportions suivantes peuvent être utilisées: un sac de ciment de 42 kg, 0,056m³ (une brouette de dimension régulière) de sable, 0,084 m³ de gravier (1½ brouette) et 18 litres d'eau.

La quantité d'eau doit être réduite lorsque les agrégats sont humides. Les proportions recommandées pour la fabrication du béton sont présentées au Tableau 1.3.1.6-1

Tableau 1.3.1.6-1 : Proportions recommandées pour la fabrication du béton

Utilisation	Résistance		Ciment	Sable humide	Gravier	Eau
	Mpa	kg/cm ²				
Fondations, bases Dalles sur sol Dalles suspendues, poutres, chaînages	21	214	1	2	4	0,5

1.3.1.7 Malaxage

Le béton peut être mélangé manuellement, mais préférablement avec un malaxeur mécanique. Pour un mélange manuel au sol, il faut choisir un endroit pavé, propre exempt de toutes impuretés ou de terre.

Les ingrédients secs doivent d'abord être mélangés jusqu'à obtenir une couleur uniforme. L'eau est ensuite ajoutée graduellement jusqu'à obtenir un mélange consistant et maniable. Le béton doit être utilisé dans les 45 minutes suivant l'addition d'eau s'il est réalisé manuellement. Si le béton est préparé dans une centrale à béton, la durée d'utilisation peut être augmentée à 120 minutes au maximum.

L'affaissement obtenu d'un test au cône métallique (Cône d'Abrams) de 10 x 20 x 30 cm doit généralement être de 10 cm +/- 2 cm. Dans les zones difficiles d'accès, un affaissement de 12 à 15 cm est autorisé.

1.3.1.8 Préparation des surfaces

Avant la mise en place du béton, toutes les zones doivent être correctement préparées. Cela inclut le compactage, le nivellement et l'humidification du sol, ainsi que le nettoyage et l'arrosage des surfaces rocheuses. Le coffrage doit être propre, étanche et, lorsque cela est possible, humidifié ou enduit d'huile minérale pour faciliter le décoffrage. Toutes les surfaces doivent être exemptes de déchets, de débris et d'eau stagnante. Le coffrage et les éléments de support doivent avoir une résistance et une rigidité suffisantes pour supporter le poids du béton frais, des ouvriers et des équipements sans se déformer. Lorsqu'un béton frais doit être coulé contre un béton déjà durci, la surface existante doit être nettoyée, rendue rugueuse et humidifiée. Une fine couche de mortier ou de laitier de ciment doit être appliquée afin d'assurer une bonne liaison et une continuité monolithique entre les deux couches.

1.3.1.9 Mûrissement - Curage

La résistance optimale du béton doit être obtenue par mûrissement. Le béton fraîchement coulé doit être maintenu à une humidité ambiante pendant les 7 premiers jours. Il faut donc l'arroser puis le maintenir humide à l'aide de bâches ou en conservant le coffrage, tout en le protégeant du vent et du soleil. Un béton non humidifié peut perdre jusqu'à 45% de sa résistance.

Les murs peuvent être décoffrés après 24 heures et les autres éléments après 7 jours, si on remet les étais en place. Le béton devrait alors avoir atteint 70% de sa capacité. Il est préférable de garder les étais et le coffrage en place pendant au moins 14 jours après la coulée. Les éléments en porte-à-faux, les dalles et les poutres suspendues ne peuvent être décoffrés avant 28 jours.

Après le décoffrage, il faut enlever toutes les pièces qui ne font pas partie de l'ouvrage pour le béton. Les surfaces endommagées et les nids d'abeilles doivent être réparés avec un mortier 1:3, tel que défini dans

l'article 1.3. Un crépi peut être appliqué après 7 jours pour protéger la surface de béton, mais il faut attendre 28 jours avant de peindre ou de poser un revêtement acrylique.

1.3.2 ACIER D'ARMATURE

1.3.2.1 Barres d'armature

Les armatures longitudinales principales doivent être nervurées afin d'augmenter l'adhérence entre les aciers et le béton et doivent répondre aux exigences de l'ASTM A-706.

Les barres lisses, d'un diamètre de 1/4" (6mm), sont autorisées uniquement pour les cadres et les épingles. Les barres lisses ne doivent pas être utilisées pour d'autres diamètres ni pour les armatures longitudinales principales.

1.3.2.2 Treillis en acier

Les treillis en acier doivent être conformes aux normes suivantes : ASTM A-185 et ASTM A-497.

1.3.2.3 Limite élastique

Les aciers d'armature doivent être neufs, nervurés et avoir une limite d'élasticité définie par l'ASTM A615.

La limite d'élasticité minimale est $F_y = 40\,000$ psi (276 MPa) pour les barres de diamètre 1/4".

La nuance métrique équivalente est probablement $F_y = 280$ MPa.

La limite d'élasticité minimale est $F_y = 60\,000$ psi (414 MPa) pour toutes les autres dimensions de barres.

La nuance métrique équivalente est probablement $F_y = 420$ MPa. $F_y = 400$ MPa est également acceptable.

Les substitutions de dimensions métriques de barres indiquées dans le Tableau 1.3.2.3-1 sont acceptables.

Tableau 1.3.2.3-1 : Les substitutions de dimensions métriques de barres

Diamètre (pouce, #)	Diamètre métrique – conversion	Acceptable Metric Diameter Substitution	Notes
1/4" (#2)	6.4mm	6mm or 8mm	Uniquement pour étrier et renfort de cisaillement
3/8" (#3)	9.5mm	10mm	
1/2" (#4)	12.7mm	12mm or 13mm	
5/8" (#5)	15.9mm	16mm	Non utilisé pour information seulement
3/4" (#6)	19.1mm	20mm	Non utilisé pour information seulement

L'utilisation d'aciers corrodés ou déjà utilisés est interdite.

Les barres doivent être correctement liées entre elles à l'aide d'un fil de ligature de qualité standard, d'un diamètre minimum de 1,2 mm.

1.3.2.4 Enrobage des armatures

Les éléments assemblés doivent être soigneusement positionnés dans le coffrage à l'aide de cales de dimensions appropriées, afin de garantir que les enrobages minimaux spécifiés dans le Tableau 1.5.2.1, en fonction du type d'exposition, soient respectés. Il convient également de noter les points suivants :

- L'enrobage minimal le plus élevé s'applique à la surface extérieure des éléments exposés aux intempéries situés à moins de 1 km du littoral, ou à moins de 3 km si le site est non protégé et régulièrement exposé aux vents marins. Si l'intérieur de la structure n'est pas bien protégé, cette exigence accrue d'enrobage doit également être appliquée aux surfaces intérieures.
- Il ne faut pas dépasser de manière significative l'enrobage minimal requis, en particulier lorsque la résistance en flexion est un enjeu. Il convient notamment de se référer aux exigences de disposition des armatures, y compris l'espacement libre minimal entre les barres longitudinales.
- L'enrobage requis peut varier le long d'un même élément, par exemple pour un élément de bord de poteau qui s'étend sous le niveau du sol.
- Les armatures longitudinales des poteaux passent généralement à l'intérieur des armatures longitudinales des poutres ; l'enrobage des poutres sera donc généralement le plus contraignant.
- Un enduit adhérent à base de ciment peut être utilisé pour satisfaire aux exigences d'enrobage dans les zones côtières. L'enrobage sans tenir compte de l'enduit doit toutefois respecter les valeurs minimales applicables aux zones non côtières.
- L'augmentation de l'enrobage requise dans les régions côtières peut impliquer une augmentation de la largeur minimale des poutres et des poteaux afin de répondre aux exigences de disposition des armatures, y compris l'espacement libre minimal entre les barres longitudinales.

Tableau 1.3.2.4-1 : Enrobage des armatures

Élément	Enrobage en mm	
	Conditions normales	Environnement côtier
Dalles	25	40
Poutres et poteaux	25	40
Surface en contact avec le sol	75	95

1.3.2.5 Pliage des barres d'armature

Le diamètre minimal du manchon autour duquel les barres d'armature peuvent être pliées est de 4d, pour les barres d'armature de diamètre d variant de 5 à 16 mm (1/4 à 5/8 po) et de 5d, pour les barres d'armature de diamètre d variant de 19 à 25 mm (3/4 à 1 po).

1.3.2.6 Recouvrement des barres d'armature

La longueur nécessaire de recouvrement dépend du diamètre des barres d'armatures.

Tableau 1.3.2.6-1 : Recouvrement des barres armatures

Diamètre des barres (in)	Diamètre des barres (mm)	Recouvrement minimal (mm) ¹
--------------------------	--------------------------	--

$\frac{1}{4}$	6	300
$\frac{3}{8}$	10	500
$\frac{1}{2}$	12	600
$\frac{5}{8}$	16	800
	Treillis / Grillage métallique	le plus grand de 150 mm ou un carreau

¹Chapitre 8 de EC2

1.3.3 MORTIER, ENDUITS ET COULIS DE BÉTON

Les valeurs supposées correspondantes de la résistance minimale à la compression du mortier, f_m , et de la résistance minimale à la compression du coulis, f_g , sont fournies à titre informatif, au cas où des vérifications supplémentaires seraient effectuées.

1.3.3.1 Coulis de béton

Deux dosages de coulis sont présentés dans le Tableau 1.3.3.2-1.

Le premier est destiné à la maçonnerie chaînée, où certaines alvéoles d'éléments en béton de 20 cm de large, à 2 ou 3 alvéoles, ayant une résistance $f_{unit} = 10$ MPa, peuvent être remplies de coulis afin d'augmenter la surface résistante au cisaillement. Cela nécessite que les alvéoles soient alignées et non obstruées. Le mélange de coulis est le même que celui du mortier afin d'éviter d'avoir deux mélanges différents sur le chantier. Le coulage du coulis doit être réalisé par couches de hauteur ≤ 40 cm (correspondant à deux rangées de blocs).

Le coulis doit permettre d'atteindre une résistance minimale à la compression de $f_g = 10$ MPa.

$f_{unit} = 10$ MPa et $f_m = 10$ MPa, voir Section 1.5.4.3.

Le second mélange est destiné à d'autres applications, y compris la maçonnerie armée, voir Annexe 4.

1.3.3.2 Mortier

Trois dosages de mortier et leurs résistances correspondantes sont présentés dans le Tableau 1.3.3-2, pour différentes résistances minimales de la maçonnerie, f_m . Ces mélanges sont utilisés dans la construction en maçonnerie chaînée, voir Section 1.5.4.3.

Exception : le mortier dosé à 1:3,5 peut être supposé atteindre une résistance $f_m = 14$ MPa avec des éléments $f_{unit} = 14$ MPa, à condition qu'aucune alvéole ne soit remplie de coulis, comme autorisé dans certains cas de construction en maçonnerie chaînée, voir Section 1.5.4.1.3.

Tableau 1.3.3.2-1 : Mélange enduit, mortier et coulis de béton

	Proportion	Usage	Résistance à la compression minimale (MPa)	Notes
Enduit	1 part ciment 4 parts sable Eau selon besoin	Surface des murs	10.0	Épaisseur minimale de 15mm pour les enduits simples

				Épaisseur minimale de 30mm pour les enduits avec treillis
				Non applicable aux travaux de renforcement.
Mortier	1 part ciment 4.5 parts sable Eau selon besoin	Joints pour les murs pour $f'm=6.9$ MPa	7.5	Utilisé avec $f'_{unit} = 6.9$ MPa pour atteindre $f'm=6.9$ MPa.
				Minimum pour les autres applications
	1 part ciment 4.0 parts sable Eau selon besoin	Joints pour les murs pour $f'm=10$ MPa	10.0	Utilisé avec $f'_{unit} = 10.0$ MPa pour atteindre $f'm = 6.9$ MPa.
	1 part ciment 3.5 parts sable Eau selon besoin	Joints pour les murs pour $f'm=12.5$ MPa	12.5	Utilisé avec $f'_{unit} = 10.0$ MPa pour atteindre $f'm = 6.9$ MPa.
Coulis de béton	1 part ciment 4.0 parts sable Eau selon besoin	Maçonnerie chaînée	10.0	Utilisé pour maçonnerie chaînée avec blocs de 20cm, $f'_{unit} = 10$ MPa pour achever $f'm = 10$ MPa.
	1 part ciment 4 parts sable Eau selon besoin	Coulage de coulis dans les alvéoles de maçonnerie, toutes valeurs de $f'm$	10.0	Minimum pour les autres applications

1.3.4 BLOCS DE BÉTON

1.3.4.1 Dimension des blocs béton

Pour la maçonnerie chaînée, les blocs en béton standards doivent comporter au minimum deux alvéoles, une longueur nominale de 400 mm, une hauteur nominale de 200 mm, et une épaisseur nominale de 150 ou 200 mm.

La surface pleine nette des blocs, en fonction de différentes configurations d'alvéoles (1x2, 1x3, 2x2, etc.) et de l'épaisseur des âmes, est fournie dans le Tableau 1.5.4.1.1-1. Ces valeurs sont utilisées directement dans la méthode de calcul du pourcentage de surface murale décrite à la Section 1.5.4.3.

Les dimensions des blocs et leurs applications sont décrites dans le Tableau 1.3.4.1-1 Le pourcentage minimal requis de surface pleine est indiqué dans le Tableau 1.5.4.1.1- 2

Tableau 1.3.4.1-1 : Dimensions des blocs de béton

Dimension Nominale (mm)	Utilisation
Bloc 10 (100 x 200 x 400)	Ces blocs sont exclusivement réservés aux dalles et aux cloisons (non destinés à reprendre des charges verticales ou autres).
Bloc 15 (150 x 200 x 400)	Petits bâtiments en maçonnerie chaînée d'un ou 2 niveaux maximum (8 mètres maximum) ou aux étages supérieurs des bâtiments de deux ou trois niveaux (hauteur maximale de 11 mètres).
Bloc 20 (200 x 200 x 400)	Petits bâtiments en maçonnerie chaînée jusqu'à 3 niveaux (11 mètres maximum). Ils peuvent être utilisés en option dans d'autres applications afin d'augmenter la surface de mur.

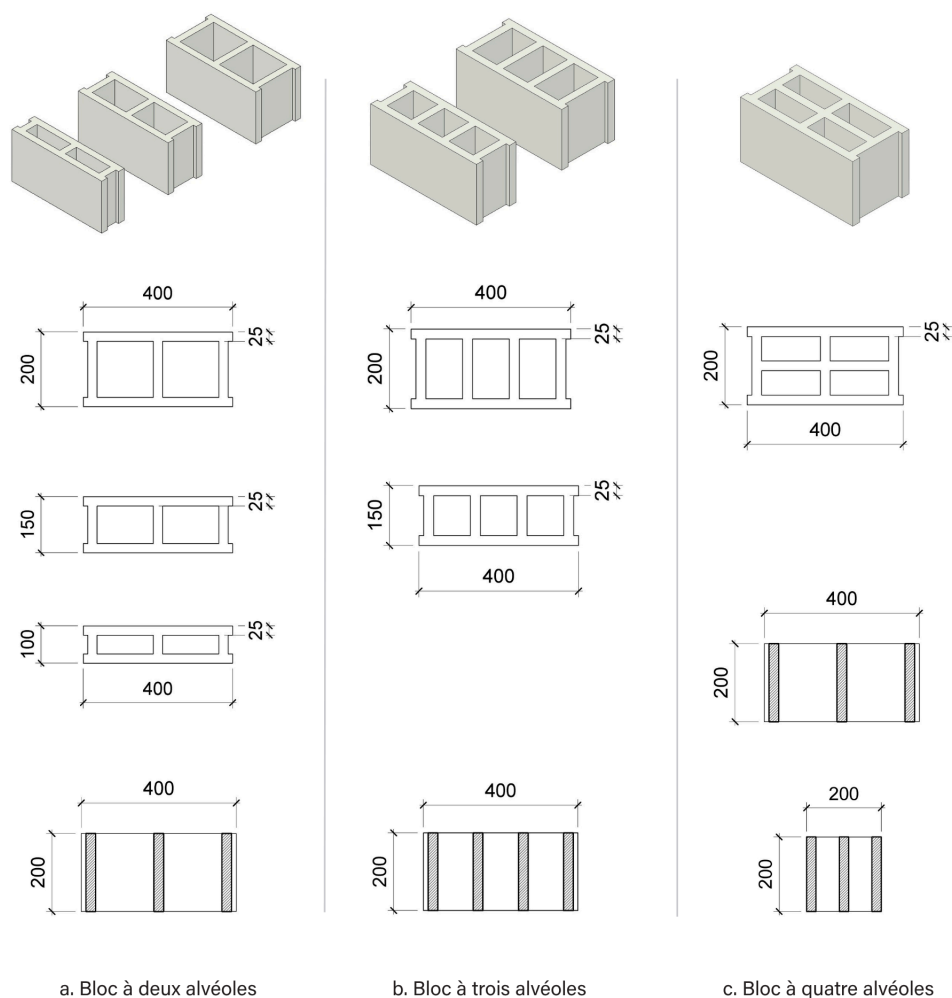


Figure 1.3.4.1-1 : Dimensions des blocs de béton

1.3.4.2 Résistance des blocs

La résistance minimale à la compression des éléments de maçonnerie (f_{unit}) doit être vérifiée par l'ingénieur pour le fournisseur sélectionné. La valeur minimale par défaut est $f_{unit} = 6,9$ MPa. Le fournisseur doit être rejeté si l'ingénieur soupçonne que les blocs ne respectent pas cette exigence minimale. La Section 1.5.4.1.2 Résistance minimale spécifiée à la compression, f_m , décrit l'application de blocs de résistance supérieure.

En l'absence de données d'essai pour les blocs, une évaluation approximative de la résistance peut être réalisée en laissant tomber le bloc sur une surface rigide. Lors de la première chute, le bloc ne doit pas se casser. Répéter l'opération ; après la troisième chute, le bloc ne doit pas se briser en plus de trois morceaux. Plusieurs blocs doivent être testés pour vérifier la régularité. Ce test doit également être réalisé sur un échantillon de blocs dont la résistance est connue et acceptable, afin de permettre une comparaison.

La Section 1.5.4.1.2 autorise une réduction de l'exigence en surface murale chaînée lorsque la résistance de la maçonnerie (f_m) est plus élevée, ce qui nécessite l'utilisation de blocs à plus haute résistance (f_{unit}). Toute valeur de f_{unit} supérieure à 6,9 MPa doit faire l'objet d'une vérification supplémentaire par l'ingénieur, soit par des essais spécifiques au projet, soit par des résultats d'essais antérieurs accompagnés de la confirmation de l'existence d'un système de contrôle qualité régulier et acceptable.

À noter : la résistance minimale à la compression exigée pour le rez-de-chaussée des bâtiments de trois niveaux est de 10 MPa, voir Section 1.5.4.1.2.

1.3.4.3 Joints

L'épaisseur nominale cible des joints horizontaux (lits de mortier) et verticaux (joints de bout) est de 10 mm. Il convient de s'assurer que cela corresponde aux dimensions réelles par rapport aux dimensions nominales des blocs de maçonnerie, par exemple des blocs de 190 mm de hauteur réelle pour 200 mm de hauteur nominale et 390 mm de longueur réelle pour 400 mm de longueur nominale.

- L'épaisseur nominale (cible) des joints horizontaux est généralement de 10 mm, avec une plage autorisée de 10 mm à 15 mm.
- Une variation de ± 3 mm par rapport à l'épaisseur nominale est permise, afin de maintenir l'alignement, le niveau, etc.
- L'épaisseur du joint de la première rangée (au niveau de la base) peut aller jusqu'à 19 mm (conformément à la Section 3.3.B.1 de la norme TMS 602).
- Les blocs doivent être entièrement posés sur lit de mortier, incluant les faces et les âmes transversales, sauf indication contraire.
- Les proéminences de maçonnerie dépassant de 12 mm ou plus dans les alvéoles ou cavités destinées à être remplies de coulis doivent être retirées.

Armatures de lit de mortier

- À noter que les armatures de joint ne sont pas utilisées dans la maçonnerie chaînée car l'augmentation de la capacité en cisaillement pourrait modifier le comportement prévu du mur. Elles sont plus couramment utilisées dans la maçonnerie armée.
- Les armatures dans les lits de mortier pourraient être utilisées en remplacement du chaînage sismique, mais cette option n'est pas décrite ici.

- Si des armatures sont utilisées dans les lits de mortier, des joints plus épais peuvent être nécessaires ; une épaisseur de 13 mm est couramment adoptée.
- Le diamètre de l'armature ne doit pas dépasser la moitié de l'épaisseur du joint de mortier (conformément à la Section 6.1.2.3 de la norme TMS 402).
- Le recouvrement minimal de l'armature de lit de mortier sur la face extérieure du mur doit être d'au moins 12 mm (TMS 602 Section 3.4.H).

JointS verticaux

- L'épaisseur nominale (cible) des joints verticaux est de 10 mm, avec une plage autorisée de 10 mm à 16 mm, appliquée sur la largeur et la hauteur du bloc.
- Une variation de ± 3 mm par rapport à l'épaisseur nominale est permise pour garantir l'alignement, le niveau, etc.

1.3.5 BOIS

Les éléments en bois (bois d'œuvre) usinés présentent une différence entre leurs dimensions nominales, telles qu'indiquées dans les catalogues, et leurs dimensions réelles, qui doivent être utilisées pour les calculs et la conception de la structure. Les dimensions réelles sont généralement plus petites que les dimensions nominales en raison de facteurs tels que la taille initiale de la coupe brute, le processus de séchage qui provoque le retrait et le processus de rabotage qui lisse le bois.

Tableau 1.3.5-1 Dimensions des bois usinés

Dimension nominale (po)	Dimension Réelle (po)	Dimension nominale (mm)	Dimension Réelle (mm)
1 x 4	0,75 x 3,5	25x100	19x89
1 x 6	0.75 x 5.5	25 x 150	19 x 139
1 x 8	0.75 x 7.5	25 x 200	19 x 190
2 x 2	1,5 x 1,5	50x50	38x38
2x4	1,5 x 3,5	50x100	38x89
2x6	1,5 x 5,5	50x150	38x140
2x8	1,5 x 7,25	50x200	37x184
2x10	1,5 x 9,25	50x250	37x235
2x12	1,5 x 11,25	50x300	37x286
3x4	2,5x3,5	75x100	63x89
4x4	3,5 x 3,5	100x100	89x89

1.3.5.1 Essences et caractéristiques physiques

Le bois usiné et importé communément disponible en Haïti est le Southern Pine 2, et doit remplir les caractéristiques suivantes. Les propriétés du pin du Sud proviennent du supplément NDS 2018 de l'AWC, Valeurs de conception pour les constructions en bois, Tableau 4B

- Résistance en flexion : $F_b = 7,6 \text{ MPa}$ (1 100 psi)
- Résistance en traction parallèle au fil : $F_t = 4,7 \text{ MPa}$ (675 psi)
Résistance au cisaillement : $F_v = 1,2 \text{ MPa}$ (175 psi)
- Résistance en compression perpendiculaire au grain : $F_{\text{cperpendicular}} = 3,9 \text{ MPa}$ (565 psi)
- Résistance en compression parallèle au grain : $F_{\text{cparallèle}} = 10,0 \text{ MPa}$ (1 450 psi)
- Module d'élasticité : $E = 9\,646 \text{ MPa}$ (1 400 000 psi)
- Module d'élasticité minimal : $E_{\text{min}} = 3\,513 \text{ MPa}$ (510 000 psi)
- Masse volumique apparente : $G = 0,55$

Le bois usiné et importé doit être raboté, droit et de bonne qualité: Les nœuds doivent être petits – Des nœuds excessifs ou gros peuvent réduire la résistance. Il ne doit pas y avoir de fissures, de gerçures ou de déformations car elles pourraient affecter de manière significative les performances.

Il est important de noter que les propriétés du pin du Sud présentées dans le tableau 4B du supplément NDS incluent déjà le facteur de taille C_f , par conséquent $C_f=1,0$ s'applique généralement. Cela diffère de toutes les autres essences de bois présentées dans le tableau 4A, où le facteur de taille est appliqué séparément.

Des données relatives pour d'autres essences de bois sont également fournies dans le supplément NDS 2018. Lorsque les propriétés diffèrent de celles supposées ci-dessus, les informations de conception présentées dans la section 1.7.6 devront être ajustées en utilisant des principes d'ingénierie rationnels.

Les essences de bois alternatives, notamment les essences locales, peuvent être utilisées à condition qu'elles répondent à minima aux mêmes exigences caractéristiques, se référer au chapitre 6.

1.3.5.2 Panneaux de contreplaqué

Les panneaux de contreplaqué mesurent 4'-0" (122 cm) x 8'-0" (244 cm) et sont disponibles en épaisseurs nominales de 3/16" (0,48 cm), 1/4" (0,64 cm), 3/8" (0,95 cm), 1/2" (1,27 cm) et 3/4" (1,91 cm). Les panneaux de contreplaqué doivent être classés APA pour exposition 1.

Dans la mesure du possible, le contreplaqué ne doit contenir aucune résine à base d'urée-formaldéhyde (UF), et sa teneur en formaldéhyde doit être inférieure à 0,06 mg/m³.

1.3.5.3 Traitement

Le bois traité sous pression avec du CCA (Cuivre-Chrome-Arsenic) est interdit pour toute nouvelle construction, en raison des risques de toxicité liés à la combustion des résidus de bois.

Le bois utilisé dans la construction doit être traité avant la pose ou immédiatement après la mise en œuvre avec un produit de préservation exempt de CCA et de métaux lourds toxiques, garantissant une protection contre les termites et la dégradation liée à l'humidité dans les climats tropicaux, tout en

assurant la sécurité pour la santé humaine et l'environnement. Le traitement doit répondre aux exigences suivantes :

- Protection contre les insectes foreurs du bois, y compris les termites ;
- Durabilité dans des conditions climatiques tropicales.

Le chapitre 6.4.9.2 décrit les techniques recommandées, notamment le trempage dans une solution au sel de bore (DOT, borax, acide borique), l'application de Zincomat (chlorure de zinc) et divers traitements biologiques.

En complément du traitement préventif, une couche de peinture ou un revêtement de protection approuvé doit être appliqué sur les surfaces exposées du bois, afin d'assurer une protection contre les intempéries et les attaques d'insectes.

1.3.6 ACIER STRUCTUREL

Tous les aciers structurels doivent être conformes aux normes applicables de l'AISC et de l'ASTM, telles que référencées dans le présent Code. Les aciers certifiés selon d'autres normes reconnues au niveau national peuvent être acceptés, à condition que les propriétés mécaniques essentielles à la performance structurelle — notamment la limite d'élasticité minimale, la résistance à la traction, l'allongement, la ténacité et la soudabilité — soient démontrées comme étant équivalentes ou supérieures aux exigences correspondantes de l'ASTM.

La galvanisation des aciers est encouragée pour assurer une protection contre la corrosion. Les aciers non galvanisés doivent être peints avec un revêtement anticorrosion approprié.

1.3.7 PANNEAUX DE TOITURES

1.3.7.1 Dimensions:

Les panneaux de toiture en tôle ondulée trapézoïdale doivent être protégés par galvanisation ou tout autre système de revêtement destiné aux applications de toiture extérieure.

La définition de l'épaisseur d'acier (gauge) utilisée dans l'industrie de la toiture métallique varie considérablement. Les épaisseurs utilisées dans ce code correspondent à l'épaisseur minimale du métal de base (BMT) et excluent l'épaisseur du revêtement. Il s'agit de l'épaisseur structurelle de l'acier sous-jacent disponible pour résister aux charges gravitaires et aux charges de vent.

Les panneaux de toiture en acier galvanisé ondulé ou des tôles trapézoïdales en acier galvanisées doivent avoir une épaisseur minimale de 26 gauges (0.455mm) - Épaisseur du matériau de base (*Base Material Thickness* : BMT), avant revêtement (galvanisation au zinc).

Cependant, il est recommandé d'utiliser des panneaux de toiture en acier galvanisé ondulé ou des tôles trapézoïdales en acier galvanisées avec une épaisseur inférieure à 24 gauges (supérieur à 0.614mm BMT), notamment dans les zones 3 et 4 tels que définies dans le chapitre 0.6 .

La profondeur des ondulations ou des tôles trapézoïdales doit être comprise entre 0,5 et 1,5 pouces (1,5 à 4 cm).

1.3.7.2 Caractéristiques Mécaniques:

Les panneaux en acier galvanisé ondulé ou les tôles trapézoïdales (CGI) doivent être fabriqués à partir d'acier ASTM A653 Grade 33, avec une limite d'élasticité minimale de 33 ksi (228 MPa).

Tableau 1.3.7.2-1 Equivalence Jauge (AWG) et Épaisseur du matériau de base (Base Material Thickness : BMT

Jauge (AWG)	Épaisseur du matériau de base en mm
10	3,416
12	2,657
14	1,897
16	1,613
18	1,214
20	0,914
22	0,758
24	0,614
26	0,455
28	0,376
30	0,315

1.4 CONFIGURATION DES BÂTIMENTS

1.4.1 CONFIGURATION STRUCTURELLE

1.4.1.1 Systèmes structurels

Cette section décrit les systèmes et composants structurels (résumés dans le Tableau 1.4.1.1-1 ci-dessous), l'approche de conception structurelle, ainsi que les restrictions de configuration en plan et élévation qui les régissent (présentées dans le Tableau 1.4.1.3-1). Les exigences détaillées pour chaque composant structurel sont fournies dans la Section 1.5.

Tableau 1.4.1.1-1 Composants du système structurel

Nom du composant	Description	Section Réf.	Limites
Systèmes de fondation			
Fondations en Béton Armé (FBA)	Les FBA ont des semelles filantes continues en béton armé sous le mur de soubassement mur porteur en Maçonnerie Chaînée (MMC) ou Murs porteurs en Maçonnerie Armée MMA sous le niveau du sol. Le renforcement des murs ou les chaînages verticaux sont continus dans la semelle.	1.5.1	Les murs de fondation peuvent être partiellement retenus, voir la section 1.5.2.2.
Fondations en Maçonnerie de Roche et Béton Armé (FMR)	Sous le chaînage inférieur, le mur de soubassement est en maçonnerie de roche Les renforcements verticaux des MMC sont continus dans une semelle isolée en BA en dessous.	1.5.1	Les parois rocheuses de fondation peuvent être en partie confinées voir la section 1.5.2.1. Bâtiments à un ou deux niveaux uniquement.R Non autorisé pour MMA.
Systèmes verticaux			
Murs porteurs en Maçonnerie Chaînée (MMC)	Murs en maçonnerie en blocs de béton entourés de chaînages verticaux et horizontaux	1.5.4	Tous les murs porteurs doivent être en MMC ou MMR Utilisé à tous les niveaux au-dessus du sol, y compris les pignons, et dans le cadre des CBA
Murs porteurs en Maçonnerie Armée(MMA)	Murs maçonnés en blocs de béton avec renfort interne.	Annexe 4	Tous les murs porteurs doivent être en MMC ou MMA Utilisé à tous les niveaux

			au-dessus du sol, y compris les pignons, et dans le cadre des FBA. Inclus dans ces directives à titre de référence uniquement (les exigences de CNBH 2012 ont été utilisées). Les provisions de la sections 1.5.4 ne s'applique pas à la maçonnerie armée
Colonnes en Béton Armé (CBA)	Colonnes isolées en béton armé supportant le plancher, les poutres du toit ou les murs discontinus au-dessus. Les CBA sont continues jusqu'à la semelle de la fondation.	N/A	Celles-ci doivent être conformes aux exigences de l'IBC.
Extensions de Murs en Maçonnerie (EMM)	Il s'agit de petites extensions ($\leq 0,6$ m de long) adjacentes aux MMA ou MMC utilisées pour définir une ouverture de porte ou de fenêtre. Elles peuvent ne pas être confinées.	1.5.4.2 et 1.5.4.1.0	Le 0,6 m fait référence à la partie pleine hauteur de la maçonnerie. Le EMM peut s'étendre sous une ouverture de fenêtre et potentiellement se joindre à un autre EMM pleine hauteur au-delà.
Cloisons de séparation en Maçonnerie (CSM)	Murs en maçonnerie en blocs de béton (généralement 10 cm) ne contribuent pas à la résistance aux charges verticales ou latérales.	1.5.4.11	Ne peut pas être utilisé au périmètre du bâtiment.
Systèmes horizontaux			
Dalle en Béton Armé sur Sol (DBAS)	Système de plancher avec dalles au niveau du sol en béton armé.	1.5.3	Un renforcement supplémentaire est nécessaire pour soutenir des murs de soutènement ou des fondations des CBA.
Dalle Alvéolée (DA)	Système de dalles et de solives en béton armé avec unités de remplissage en maçonnerie en béton.	1.5.5.3	Système de plancher typique. Autorisé à tous les niveaux de plancher et de toit, y compris les patios.
Dalle Pleine en béton armé, (DP)	Dalle pleine en béton armé, unidirectionnelle ou bidirectionnelle	1.5.5.1 et 1.5.5.2	Alternative au système de plancher. Autorisé à tous les niveaux de plancher et de toit, y compris les patios. Peut nécessiter un calcul PSM supplémentaire si la DP est plus lourde que le

			DA par défaut supposé (voir Section 1.5.4.3).
Chaînage Horizontal Supérieur en béton armé (CHS)	Chaînage horizontal supérieur ou poutres de couronnement ou poutre de ceinture en béton armé au niveau du plafond et des murs pignons qui soutiennent un système de toiture légère (TL), y compris des poutres s'étendant au-dessus des ouvertures. S'applique également aux poutres suspendues au niveau des ouvertures des dalles de plancher.	1.5.4.6 1.5.4.7 1.5.5.4 1.5.6.5 1.5.7	
Toiture Légère (TL)	Ossature bois et système de toiture en tôle ondulée.	1.5.6	Autorisé au niveau du toit et des patios seulement.

Systèmes muraux

Les deux principaux systèmes de résistance aux charges latérales sont les murs porteurs en maçonnerie chaînée (MMC) et les murs porteurs en maçonnerie renforcée (MMR). Les murs porteurs en maçonnerie renforcée sont moins courants en Haïti et les dispositions relatives à ce système n'ont pas été revues lors de l'édition 2025 du CNBH. Se référer à l'Annexe 4 des Directives IBC2021, IRC2021 et aux normes de référence (notamment TMS 402) pour des informations complémentaires sur la maçonnerie armée.

Systèmes de plancher

Les systèmes de plancher peuvent être des dalles en béton armé à portée simple ou double (DP) ou des dalles alvéolées (DA), ces dernières étant plus courantes. Celles-ci sont soutenues par les MMC et MMR avec des colonnes isolées en béton armé (CBA) si nécessaire. Celles-ci servent également de diaphragmes structuraux pour résister et répartir les forces horizontales du vent et des séismes. Des limites sont fixées sur les tailles d'ouverture dans le tableau 1.4.1.3-1.

Systèmes de toiture

Les toitures peuvent être lourdes et planes (DP ou DA) ou légères et inclinées (ossature bois avec couverture en tôle ondulée, LR).

Les toitures lourdes sont similaires aux planchers. Les toitures légères sont supportées pour les charges verticales (permanentes, d'exploitation et de soulèvement dû au vent) par un système complet de chaînage périphérique en béton armé (CHS). Ce système sert également de diaphragme structural pour les charges horizontales au niveau de la toiture.

Une caractéristique importante des toitures légères est que les panneaux de couverture ondulés ne sont pas utilisés comme diaphragme structural. En effet, de nombreux composants nécessaires à un tel diaphragme sont souvent absents dans la construction résidentielle typique en Haïti (contreplaqué, lisse basse, boulons d'ancrage, entretoises, contreventements, etc.). À la place, les efforts horizontaux dus au vent et aux séismes sont repris par le système de chaînage périphérique. Deux chaînages peuvent remplir cette fonction : au niveau plafond (plan horizontal) et au sommet des murs pignons (plan incliné, appelé ici « poutre de toiture » pour plus de clarté). Ces éléments font également partie du système de maçonnerie chaînée pour résister aux efforts dans le plan et hors plan. Les poutres de toiture servent aussi à transmettre les forces d'inertie sismiques de la toiture vers les murs pignons porteurs et à ancrer la toiture au sommet des murs contre les charges de vent. Cela diffère des systèmes mur en maçonnerie

+ diaphragme flexible dans de nombreux pays, où le diaphragme stabilise le mur ; ici, ce sont les murs qui stabilisent le diaphragme.

Les composants de toiture légère (tôle ondulée, pannes, chevrons, assemblages) reprennent les charges de gravité (permanentes et d'exploitation) et les charges de vent (en particulier les soulèvements). Certains efforts dans le plan subsistent (vent sur la profondeur de la toiture et forces d'inertie sismiques liées à la masse réduite de la toiture), mais ils sont bien inférieurs à ceux d'une toiture conçue comme diaphragme structurel.

Les toitures légères à pente unique, à deux versants ou à croupes sont autorisées. Des configurations multiversants ou toiture à redans (à dent de scie) avec chéneaux intérieurs peuvent être nécessaires pour conserver une pente minimale acceptable sur de grandes portées, mais elles ne sont pas couvertes par les présentes dispositions.

Des poutres de croupe et d'arêtier sont exigées pour les toitures légères de bâtiments à plans non rectangulaires (ex. en L), sauf dans le cas d'une pente unique (où il peut être difficile de respecter une hauteur maximale de pignon de 1,5 m tout en maintenant une pente acceptable). Les assemblages ossature bois aux intersections faîtière/croupe/arêtier sont complexes et peuvent nécessiter de la quincaillerie spéciale, notamment sous fortes charges de vent et pour les larges portées. Ces directives considèrent uniquement les toitures à croupe avec fermes d'une portée inférieure à 4.5m.

Les murs pignons sont construits en maçonnerie confinée (voir Section 1.7.6.5) et la hauteur maximale autorisée au-dessus du niveau plafond est de 1,5 m (y compris la poutre de toiture et hors épaisseur du complexe toiture, charpente bois et couverture).

Les pignons légers ne sont pas utilisés ici, car cela impliquerait de contreventer le pignon contre les efforts latéraux du vent et du séisme au moyen d'une combinaison de diaphragme structural de toiture, de contreventement/diaphragme au niveau plafond ou de contreventement vertical sous la faîtière. Une exception est prévue pour les bâtiments rectangulaires avec toiture à croupes aux deux extrémités, la faîtière étant portée par des fermes. Si un seul pignon en maçonnerie serait normalement requis, il peut être omis car les forces latérales sont reprises par les croupes. Une cloison légère non-structurale peut être requise pour diviser les pièces à cet endroit, ainsi que pour séparer des pièces adjacentes dans le cas des conceptions de fermes de 6 m à 9 m.

1.4.1.2 Limite de hauteur

Les bâtiments en maçonnerie chaînée (MMC) peuvent atteindre une hauteur totale de trois niveaux, avec un système de toiture légère ou lourde, dans toutes les régions du pays, sous réserve des restrictions de site présentées au Chapitre 0. La hauteur Moyenne Maximale de la toiture (MRH) est de 11 m et doit être calculée comme indiqué à la Figure 1.4.1-1 ci-dessous pour les toitures légères et lourdes.

Cette limite peut restreindre les hauteurs d'un niveau et potentiellement limiter le bâtiment à deux niveaux, en fonction de l'élévation du premier niveau par rapport au terrain naturel, de la pente du site, de la hauteur du pignon (maximum 1,5 m) et de la profondeur de la charpente de toiture (~0,2 m).

Pour les toitures lourdes, la MRH doit être mesurée jusqu'au sommet de l'acrotère, lorsqu'il est présent, sinon jusqu'au niveau supérieur de la dalle de toiture.

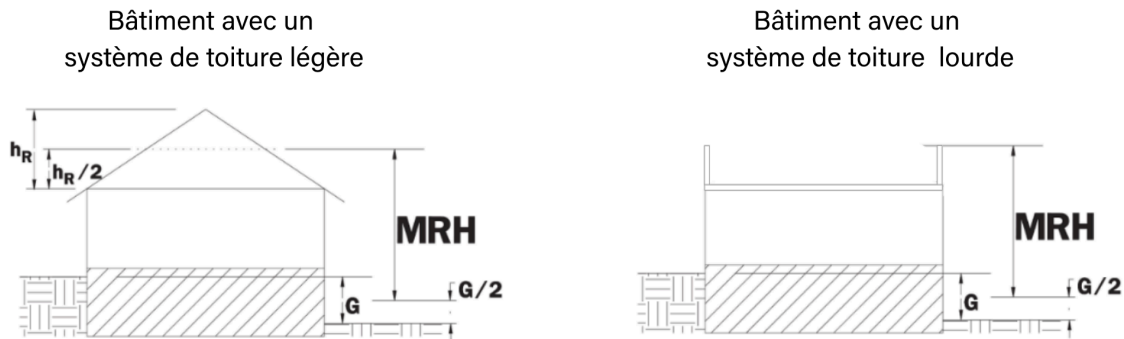


Figure 1.4.1-1 Hauteur moyenne du toit (MRH) (Source : WFCM 2018 - modifié)

1.4.1.3 Configuration en plan

Il n'est pas permis de combiner MMC et MMR dans un même bâtiment. Les ossatures bois avec remplissage en pierre constituent un système structural distinct et ne doivent pas être combinées avec un autre système décrit dans le présent document. Les dispositions spécifiques pour ce système sont données au Chapitre 6.

La procédure simplifiée d'évaluation utilisée dans ces dispositions exige que le bâtiment ne présente pas d'irrégularités significatives en plan ou en élévation, telles que retraits, porte-à-faux, discontinuités ou décalages de murs, ouvertures importantes dans les diaphragmes, etc. Les règles relatives aux détails, au support et à la continuité des murs sont présentées à la Section 1.5.4.

Les toitures peuvent être lourdes (béton armé, DP ou DA – Section 1.5.5) ou légères (ossature bois avec couverture métallique ondulée, LR – Section 1.5.6), en configuration monopente, à deux versants ou à croupe.

Les murs non orthogonaux ne sont pas autorisés. L'Annexe 3 propose des suggestions pour les prendre en compte.

Les plans rectangulaires ou en L sont autorisés, leurs dimensions maximales (mesurées à l'extérieur des murs) ne doivent pas excéder 18,2 m. En pratique, la largeur maximale d'un plan rectangulaire ou d'une aile dans un plan en L est limitée à environ 12 m (deux pièces de 4,5 m plus un couloir central) en raison des exigences d'évacuation ou d'autres contraintes architecturales. Le rapport maximal des côtés d'un plan rectangulaire ou de chaque aile d'un plan en L ne doit pas excéder 4.

Les plans plus complexes (formes en C, E, Z, H, etc.) ne sont pas autorisés. Ces configurations peuvent éventuellement être étudiées en utilisant la procédure de l'Annexe 3 mais, en règle générale, il convient de se référer aux exigences de l'IBC 2021.

Les exigences de configuration sont résumées dans le Tableau 1.4.1.3-1.

Tableau 1.4.1.3-1 Configuration structurelle horizontale et verticale requise par ces directives.

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
1	Taille maximale en plan	La dimension maximale du plan ne doit pas dépasser 18,2 m sur chaque axe	Les dimensions du plan sont mesurées à partir des faces extérieures des murs de maçonnerie les plus extérieurs.	Il convient de noter que les grandes surfaces carrées ne sont probablement pas envisageables pour les bâtiments résidentiels en raison de limitations architecturales.
2	Régularité verticale	Le plan du bâtiment, tel que défini par les murs d'enceinte, doit être le même à chaque niveau (en ignorant les avant-toits et les terrasses).	La procédure PSM ne prend pas en compte les variations de la zone de planification à différents niveaux.	
3a	Régularité du plan : Plans rectangulaires	Le rapport longueur/largeur global ne doit pas dépasser quatre. Un petit angle rentrant est autorisé, avec des dimensions en plan allant jusqu'à 15 % de la dimension en plan correspondante dans chaque direction.	Le rapport longueur/largeur du plan doit être le rapport entre la plus grande dimension du plan perpendiculaire à la charge sismique considérée et la plus petite dimension du plan parallèle à la charge sismique (à l'exclusion des avant-toits et des patios).	Dans la section 1.5.4.3, le rapport longueur/largeur sera ≥ 1 (longueur/largeur) en considérant les charges sismiques dans la direction transversale (dans la direction courte) et ≤ 1 (largeur/longueur) en considérant les charges sismiques dans la direction longitudinale (dans la direction longue).
3b	Régularité du plan : Plans en L	Le rapport longueur/largeur globale de la forme en L ne doit pas dépasser quatre. Le rapport longueur/largeur de chaque aile (y compris la partie qui se chevauche) ne doit pas dépasser trois. La largeur maximale de chaque	Le rapport longueur/largeur du plan doit être le rapport entre la plus grande dimension du plan et la plus petite dimension du plan (à l'exclusion des avant-toits et des patios).	Seuls les plans en L sont autorisés. Voir l'annexe 3 pour l'examen d'autres formes de plan, C, E, H, Z, etc.

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
		aile du plan en L ne doit pas dépasser 12,0 m. La largeur maximale de l'aile la plus large des deux ne doit pas être supérieure de plus de 25 % à la largeur de l'aile la plus étroite. Les grandes ouvertures au niveau du plancher ou du toit ne sont pas autorisées dans la zone de chevauchement des ailes.		
4	Murs orthogonaux	Les murs doivent être orthogonaux.	Noter que les murs non orthogonaux présenteront également une complexité de détails supplémentaires au niveau des connexions poutre-colonne, etc.	L'annexe 3 fournit des suggestions pour traiter les murs non orthogonaux.
3	Terrasse (galerie)	Les petites terrasses attenantes de plain-pied avec des toits légers ou lourds sont autorisées sans tenir compte de l'impact sur le PSM et la distribution requise. Les terrasses plus grandes sont autorisées, mais doivent être évaluées. Ce processus dépend du nombre de niveaux, du type de toit de terrasse et du toit/plancher du bâtiment. Si la terrasse et le bâtiment	Petites terrasses: La superficie de la terrasse ne doit pas dépasser moins de 10 % de la superficie du bâtiment ou 12 m². La dimension maximale du plan de la terrasse perpendiculaire à la façade du bâtiment est de 2,5 m. Les toitures-terrasses de petite taille peuvent être lourdes (DP ou DA) ou légères (TL). Elles doivent être entièrement situées sur une seule face des bâtiments rectangulaires et ne doivent pas dépasser cette face, ni dans une direction ni dans l'autre.	Les dimensions du plan de la terrasse sont mesurées de la même manière que le bâtiment, sur la face extérieure du mur ou de la colonne de support. Les avant-toits des terrasses ne doivent pas dépasser 30 cm. Les toitures-terrasses peuvent être décalées plus bas que l'élévation du toit léger adjacent ou du plancher et/ou être en pente par rapport au toit principal pour répondre aux besoins de drainage. Des détails spéciaux (solins, produits

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
		sont de plain-pied et ont le même type de toit, la terrasse peut être considérée comme faisant partie du bâtiment. Si les toits sont différents, ils sont évalués séparément et les exigences relatives aux murs mitoyens sont ajoutées. Pour les bâtiments de deux ou trois niveaux avec terrasses à toiture légère, la terrasse peut être évaluée de la même manière comme une structure distincte.	Les bâtiments en L peuvent comporter un petit patio par aile. Pour le dimensionnement et l'emplacement du patio, chaque aile est considérée comme un bâtiment rectangulaire distinct (les deux ailes peuvent inclure la zone de chevauchement).	d'étanchéité, etc.) peuvent être nécessaires pour empêcher l'infiltration d'eau, en particulier la pluie soufflée par le vent. Voir la section 1.5.10 pour les détails des terrasses et les exigences supplémentaires.
4	Avant-toits	Avant-toits lourds : Les largeurs ne dépassant pas 0,6 m sur n'importe quelle face du bâtiment sont autorisées. Dans ce cas la surface des avant-toits du bâtiment ne doit pas dépasser 30 % de la surface du plan sans avant-toit. Avant-toit léger : la largeur maximale dépend de la charpente, mais ne doit pas dépasser 0,6 m. Voir section 1.5.6.	Si la surface du plan des avant-toits lourds dépasse 30 % de la surface du plan du bâtiment, les valeurs WAP requises peuvent être invalides. Voir la section 1.5.6 pour plus de détails sur les limites géométriques des TL.	L'article 1.5.4.3 autorise des avant-toits lourds jusqu'à 30 % de la surface du toit sans avant-toit. Cela n'a pas beaucoup d'effet pour les bâtiments LTL puisque les avant-toits sont également légers et les valeurs PSM des niveaux supérieurs sont généralement contrôlées par l'exigence minimale.
5	Matériaux des murs, épaisseur et décalages hors plan	Les murs structurels doivent être dans un seul plan et respecter les normes minimales	Les murs structurels doivent être disposés dans un plan vertical continu, de la fondation au niveau supérieur où ils sont	

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
		d'épaisseur et de résistance des matériaux spécifiées dans la section 1.5.4.	requis. Les décalages de murs entraînant des murs discontinus ne sont pas autorisés. L'épaisseur des murs doit être ≥ 15 cm pour les bâtiments à un ou deux niveaux et ≥ 20 cm pour le rez-de-chaussée des bâtiments à trois niveaux. La résistance minimale à la compression de la maçonnerie f_m doit être supérieure à 6,9 MPa, sauf pour les bâtiments de trois niveaux dont le rez-de-chaussée doit être construit avec une résistance $f_m \geq 10$ MPa. Voir section 1.5.4.1.2.	
6	Longueur de mur, rapport hauteur/longueur et décalages dans le plan	Les murs doivent respecter les exigences minimales de longueur, de détails et de support spécifiées dans la section 1.5.4.2.	Le support mural, le rapport hauteur/longueur et les exigences de renforcement sont décrits dans la section 1.5.4.2. La longueur minimale du mur structurel pour la résistance aux charges verticales et aux efforts de cisaillement à n'importe quel niveau est de 1,2 m.	
7	Exigences en matière de pourcentage de surface murale	Le PSM doit répondre aux exigences minimales de la section 1.5.4.3.	Voir la section 1.5.4.3 pour la longueur minimale des murs à chaque niveau et la répartition sur le plan.	
8	Murs non structurels en maçonnerie	Les murs non structurels et les cloisons intérieures (CSM) doivent satisfaire aux exigences	Les cloisons intérieures doivent avoir une épaisseur minimale de 10 cm et ne doivent pas satisfaire aux exigences de continuité	

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
		de la section 1.5.4.10.	des murs porteurs. Voir la section 1.5.4.10 pour les exigences supplémentaires. Les murs non structurels ne sont pas autorisés sur le périmètre du bâtiment. Tous les murs doivent être en maçonnerie chaînée (MMC) ou en maçonnerie renforcée (MMR).	
9.	Murs de soubassement et de soutènement des fondations	Doivent être en MMC ou MMA sur RCF, ou en FMR	Consultez les sections 1.5.1 et 1.5.2 pour plus de détails.	
10	Dalles du rez-de-chaussée	Doit être une dalle sur sol	Des dalles surélevées au rez-de-chaussée peuvent être nécessaires en raison d'un vide sanitaire (en raison de conditions de sol meuble ou en zone inondable), un niveau partiel en dessous (en raison d'un site en pente) ou un sous-sol (en dessous du niveau du sol de tous les côtés). En règle générale, il existe une différence minimale de 0,3 m entre le niveau du sol fini et le niveau extérieur environnant. Des différences plus importantes peuvent être prises en compte à condition que les murs de fondation soient décrits comme des murs de soutènement (voir section 1.5.2). Il est à noter que cette différence (moyenne autour du bâtiment) s'ajoute à la hauteur du bâtiment.	Si le vide sanitaire est continu sur l'ensemble du plan du bâtiment, il peut être raisonnable de le considérer comme un niveau supplémentaire. Cela réduirait le nombre de niveaux supérieurs autorisés (deux maximum). Les valeurs PSMP requises doivent être révisées comme décrit à l'annexe 3.
11	Plancher surélevé -	Les dalles de plancher	Les dalles doivent être planes et continues	L'avant-toit de la dalle de plancher peut

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
	Dalles	surélevées doivent être DP ou DA	sur toute la surface. Il n'est pas permis d'avoir plusieurs dalles séparées à un même niveau. Les décalages verticaux des dalles de plancher et de toit ne sont pas autorisés. Les dimensions de l'ouverture ne doivent pas dépasser la plus petite des valeurs suivantes : 4,3 m (14,1 pieds) ou 50 % de la plus petite dimension de la dalle dans les deux sens et ne doivent pas traverser une ligne de mur (par exemple, elles doivent être placées dans une seule baie). Les ouvertures de dalle doivent être entourées d'une poutre en béton armé sur tous les côtés (voir section 1.5.5.6). Les dalles en porte-à-faux doivent être dotées d'une poutre continue sur leurs trois côtés. Ces poutres doivent se prolonger vers l'intérieur du bâtiment pour soutenir le porte-à-faux.(voir Section 1.5.5.5).	dépasser la limite du mur d'enceinte jusqu'à 0,6 m. Voir la section 1.5.5.5. Les avant-toits doivent être inclinés par rapport aux murs d'au moins 2%. L'ouverture ne doit pas chevaucher les murs transversaux requis à un espacement $\leq 4,5$ m.
12	Dalles de toiture lourdes	Les dalles de toiture lourdes doivent être en DP ou DA	Les dalles doivent être planes et continues sur toute la surface. Les décalages verticaux des dalles de toiture sont interdits. Il n'est pas permis d'avoir plusieurs dalles séparées à un même niveau.	Des avant-toits en béton armé jusqu'à 0,6 m peuvent être aménagés (voir point 4 de cette section). Il est recommandé d'incliner les avant-toits d'au moins 2 % vers l'extérieur pour le drainage.

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
			Les dalles peuvent être inclinées jusqu'à 1:12 pour le drainage. Les dalles lourdes peuvent drainer l'eau vers l'intérieur, à condition qu'un drainage pluvial adéquat soit assuré conformément au CNPH. Les avant-toits doivent avoir une pente minimale de 2 % ($\frac{1}{4}$: 12) pour permettre le drainage, le cas échéant. Les ouvertures ne sont pas autorisées.	Les ouvertures dans les dalles de toit lourdes ne sont pas autorisées car cela implique une cour intérieure avec des exigences de drainage particulières.
13	Toitures légères	Les systèmes de toiture légers doivent être constitués de bois et d'un tablier en métal ondulé.	Les systèmes de toiture mixtes lourds/légers ne sont pas autorisés. Les toitures légères doivent toujours drainer l'eau vers le périmètre du bâtiment. Les pignons en dents de scie, les pignons multiples et toute configuration entraînant des gouttières internes ne sont pas autorisés. Les gouttières de noue pour les plans en L sont autorisées.	L'approche simplifiée de la section 1.5.6, utilisée pour la conception des toitures légères, ne s'applique qu'aux toitures à une seule pente, à pignon ou à quatre versants. Des configurations plus complexes en dents de scie ou à pignons multiples peuvent être prises en compte en se référant à l'ASCE 7-16, chapitre 30, partie 2. Il est possible de construire des bâtiments à toiture légère d'un seul niveau adjacents à des bâtiments à deux ou trois niveaux.
14	Toiture des terrasses	Les toitures des terrasses peuvent être DP ou DA ou TL. Les toitures de terrasses DA ou DP ne sont autorisées que pour les bâtiments à toiture lourde d'un niveau ou les bâtiments à	Les toitures en dalles doivent avoir une pente d'au moins 2 % ($\frac{1}{4}$: 12) par rapport au bâtiment. Un rapport d'au moins 1:12 est recommandé. La toiture en pente doit être décalée verticalement (plus bas) que le niveau du	Les toitures lourdes des terrasses peuvent avoir des avant-toits jusqu'à 0,3 m.

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
		plusieurs niveaux et ne sont pas situés plus haut que la première dalle de plancher surélevée.	plafond du bâtiment jusqu'à 0,4 m, pour faciliter le drainage du toit. La section 1.5.10 comprend tous les détails nécessaires pour les petites terrasses..	
CONFIGURATION VERTICALE				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
1	Nombre de niveaux	Deux niveaux pour les MMA, trois pour les MMC.	Lorsque le rez-de-chaussée est une dalle suspendue (et non une dalle sur sol), le nombre maximal de niveaux doit être réduit d'un.	Les valeurs PSM requises doivent être déterminées à l'aide de l'annexe 3.
2	Hauteur totale	Hauteur moyenne globale du toit ≤ 11 m	La hauteur totale est mesurée à partir de l'élévation moyenne du sol entourant le bâtiment. L'élévation de la hauteur du bâtiment correspond à l'élévation moyenne du toit pour les bâtiments à toiture légère et au sommet du parapet du toit (le cas échéant) pour les bâtiments à toit lourd.Voir la figure 1.4.1-1.	La hauteur maximale prise en compte pour les charges de vent dans ces dispositions est de 11 m (36 pi). Sur les terrains plats, l'élévation moyenne du sol est généralement de 0,3 m sous le niveau du sol et l'élévation du sol finie (également le minimum recommandé).
3	Rapport hauteur/longueur du bâtiment	Le rapport hauteur/longueur ne doit pas dépasser trois.	Dans chaque direction du bâtiment, le rapport hauteur/longueur ne doit pas dépasser 3.	Ceci est généralement satisfait par : Rapport entre la hauteur moyenne du toit et la plus petite dimension du plan inférieur à 3.

CONFIGURATION EN PLAN				
No n.	Nom	Exigence principale	Description et exceptions	Notes
4	Hauteur de niveau	La hauteur maximale des niveaux ne doit pas dépasser 2,9 m (distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs)	Exception : les rez-de-chaussée peuvent avoir une hauteur de niveau maximale de 3,2 m (distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs) pour permettre un usage commercial. La hauteur minimale du sol au plafond est déterminée par les exigences architecturales en matière de hauteur libre sous plafond.	Pour les bâtiments à toiture légère, la hauteur du niveau est mesurée jusqu'au niveau supérieur de la poutre de plafond.
5	Hauteur des murs de toitures	La hauteur des murs de toitures ne doit pas dépasser 1,5 m	Un mur de toiture désigne ici tout mur porteur en maçonnerie dépassant la poutre de plafond supérieure, lorsque la toiture est légère. Il peut être de forme triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale, selon la configuration, la pente et l'emplacement du toit. La hauteur est mesurée depuis le sommet de la poutre du plafond jusqu'au sommet de la poutre du mur de toiture le plus élevé. La profondeur des éléments de charpente est exclue.	La hauteur du pignon, la disposition du toit et les dimensions du plan définissent la pente du toit.
6	Alignement des murs et porte-à-faux	Les murs doivent être continus sur tous les niveaux. Le porte-à-faux maximal autorisé est de 60 cm, voir section 1.5.3.5.	60 cm maximum selon la section 1.5.3.5 Les murs supportés par des porte-à-faux ne doivent pas être comptabilisés dans le PSM.	

1.4.2 CONFIGURATION ARCHITECTURALE

En plus des directives présentées dans la section précédente (1.5.1) liées à la structure, les directives suivantes doivent être appliquées pour une configuration architecturale correcte. Il faudra tenir compte également de toute autre réglementation basse et locale (urbanisme, Projet d'aménagement, d'embellissement et d'extension de ville PAEEV, décret national etc.)

1.4.2.1 Surface Habitable

- Surface habitable minimale: Chaque bâtiment résidentiel doit avoir au moins une pièce de surface habitable supérieure à 11 m².
- Surfaces minimales de pièces spécifiques: La surface habitable minimale est de 5 m² pour un bureau, 3 m² pour une salle de bain, 1.5 m² pour la douche, et 1m² pour la toilette. Les galeries doivent avoir une profondeur libre minimum de 1m20.
- Surfaces minimales des autres pièces: Les autres pièces du bâtiment doivent posséder une superficie habitable supérieure à 6.5 m² et une dimension horizontale minimale mesurée dans n'importe quelle direction de 2,5 m.

1.4.2.2 Hauteur de plafond

- Hauteur minimale: Les espaces habitables d'un bâtiment résidentiel doivent posséder une hauteur libre, mesurée entre la partie supérieure du plancher et le point le plus bas du plafond, égale ou supérieure à 2 200 mm.
- Cas particuliers: La hauteur du plafond d'un sous-sol non habité, corridor, salle de bain ou toilette ne doit jamais être inférieure à 2 000 mm.

1.4.2.3 Dimensions minimales des passages

- Dimensions minimales d'une porte extérieure: Au moins une porte donnant accès à l'extérieur doit posséder une largeur libre de passage de porte de 83 cm minimum et une hauteur minimale de 2,000 mm.
- Autres portes: Les dimensions minimales des autres portes du bâtiment sont 758 x 2 000 mm, à l'exception des portes de la salle de toilette et de la salle de bain qui peuvent être réduites à 685 x 2 000 mm. Toutefois, il est recommandé de conserver un passage de porte de 83 cm minimum pour l'ensemble des portes du bâtiment..
- La sortie doit permettre un accès direct, sans obstacle, à chaque pièce du bâtiment, que ce soit par un chemin horizontal ou vertical, sans passer par l'atelier ou le garage. La porte de sortie doit posséder une largeur libre de passage de porte de 83 cm minimum de 2 000 mm de hauteur et doit pouvoir être ouverte sans effort et sans clé de l'intérieur.
- Corridors: Les corridors ou autres voies de sortie doivent avoir une largeur minimale de 900 mm.
- Balcons, perrons et paliers: Les balcons, perrons ou paliers d'escaliers doivent être reliés solidement à la structure principale au droit des sorties et doivent avoir une dimension minimale de 900 mm dans le sens de la sortie et une largeur minimale égale à celle de la porte.
- Offices: Si la distance mesurée entre la porte de sortie et la porte donnant accès à l'office est supérieure à 6 m, une deuxième sortie doit être aménagée directement dans l'office.

1.4.2.4 Éclairage

- Éclairage naturel: Toute pièce habitable doit comporter une ouverture en façade permettant un éclairage naturel qui représente au moins 8% de sa surface de plancher.

- Salles de bain et salles de toilette: La surface d'ouverture en façade minimale des salles de bain et salles de toilette est de 0,3 m².
- Escaliers: Tous les escaliers intérieurs et extérieurs, ainsi que leurs paliers, doivent être éclairés naturellement et/ou artificiellement.

1.4.2.5 Ventilation naturelle

- Ouvertures: Toute pièce habitable doit comporter des portes, fenêtres ouvrantes, persiennes ou autres ouvertures permettant à l'air extérieur de circuler librement. La surface des ouvertures pouvant être contrôlées pour fins de ventilation doit être égale ou supérieure à 4% de la surface du plancher de la pièce à ventiler.
- Dégagement à la base des portes: Un dégagement de 20 à 25 mm dans la partie inférieure des portes intérieures doit être fourni pour permettre la libre circulation de l'air.
- Salles de bain et salles de toilette: La surface de ventilation minimale des salles de bain et salles de toilette est de 0,3m².

1.4.2.6 Eau Hygiène et assainissement

- Les bâtiments résidentiels doivent disposer au minimum d'une toilette, d'un lavabo, un bain ou une douche et un office avec évier.
- Les toilettes doivent être situées près d'un point d'eau pour faciliter le lavage des mains.
- Les toilettes doivent pouvoir être équipées d'une poubelle et d'un distributeur de papier hygiénique.
- Les toilettes doivent pouvoir se fermer de l'intérieur (avec un verrou, un loquet, etc.).
- Il est conseillé de prévoir au moins une toilette accessible aux personnes à mobilité réduite, avec assez de place pour les manœuvres (en particulier pour les fauteuils roulants) et des barres d'appui si besoin (section 1.4.2.7).
- Alimentation en eau potable: Tous les conduits d'eau potable doivent être branchés sur un service d'alimentation en eau potable public ou sur une autre source d'alimentation en eau potable sécurisée et approuvée.
- Assainissement: Une solution d'assainissement doit être mise en place. Les conduits sanitaires doivent être branchés sur un service public d'égouts ou une fosse privée approuvée. La fosse privée peut être préfabriquée ou construite sur place.
- Les normes et standards minimum pour les installations sont décrits dans le référentiel technique¹ de la DINEPA et le code national de plomberie haïtien.

1.4.2.7 Accessibilité universelle

L'accessibilité universelle repose sur la prémisse que toute société basée sur les principes fondamentaux de droit, de justice et d'équité, réalise que favoriser la pleine participation de l'ensemble de ses concitoyens, quelle que soit leur situation, doit relever non pas d'un choix mais bien d'un devoir.

Les dispositions qui suivent sont respectueuses de ce principe général et des dispositions des textes suivants:

- Convention des Nations Unies relative aux droits des personnes handicapées (sanctionnée par l'Assemblée Nationale le 12 mars 2009) ;
- Politique Nationale du Handicap (Secrétairerie d'État à l'Intégration des Personnes Handicapées de Haïti, septembre 2009) ;

¹ <https://dinepa.gouv.ht/lereferentieltechnique/geniecivilethydraulique.html>

- Loi relative à l'Intégration des Personnes Handicapées (Assemblée Nationale de la République d'Haïti, 30 décembre 2009).

Les logements destinés aux personnes à mobilité réduite doivent répondre aux spécifications de cet article :

- La largeur minimale des passages libres (couloirs, allées, ...) doit être au minimum de 0.90m pour faciliter le passage d'un fauteuil roulant. Pour faciliter les croisements, il est recommandé d'élargir les passages à 1.20m.
- Les portes doivent avoir des poignées béquilles (c'est-à-dire de forme allongée) au lieu de poignées arrondies pour en faciliter l'utilisation par des personnes avec handicap au niveau des bras.
- Il est suggéré d'avoir une main courante placée à 1m le long du parcours pour les personnes à mobilité réduite. Il est recommandé toutefois d'avoir une double main courante (0,70 m et 1,00 m) selon les normes.
- Les surfaces minimales de toutes les pièces doivent permettre la manœuvre complète d'un fauteuil roulant, avec un diamètre de rotation d'au moins 1,50 mètre pour assurer une mobilité aisée.
- L'accès principal du logement doit être assuré par une rampe d'accès et une main courante doit être installée à une hauteur de 1 mètre. La pente de la rampe doit être de 5 % maximum pour les accès usuels, et de 1:20 pour les longues distances, avec un palier horizontal tous les 9 m. La largeur minimale de la rampe doit être de 1,20 m, et sa surface doit être antidérapante.
- Les marches sont interdites à l'intérieur du logement afin de garantir une circulation sans obstacle pour les personnes à mobilité réduite. Si une marche est toutefois nécessaire, une rampe avec une pente maximale de 5% doit être installée.
- Lorsqu'un éclairage est prévu, il doit être supérieur à 200 lux, et les interrupteurs placés à 90 cm.

Les installations d'eau hygiènes et assainissements destinés aux personnes à mobilité réduite doivent répondre aux spécifications de cet article :

- Une surface minimale de 1,70 m × 2,20 m, avec une porte s'ouvrant vers l'extérieur.
- Une barre d'appui horizontale placée entre 0,75 m et 0,85 m du sol, complétée par une barre verticale.
- Un lavabo accessible installé à une hauteur $\leq$ 0,85 m, avec un dégagement libre sous lavabo d'au moins 0,70 m de hauteur et 0,60 m de profondeur.
- Un miroir dont la partie inférieure est placée à 1,00 m du sol.

Afin de garantir l'accessibilité du logement à l'ensemble des usagers, des dispositions complémentaires peuvent être prévues pour les personnes ayant une déficience visuelle, auditive ou cognitive.

Personnes ayant une déficience visuelle

- Cheminements dégagés et équipés de bandes podotactiles contrastées (0,30 m à 0,60 m) ; bandes d'éveil de vigilance ($\geq$ 0,60 m) à 0,50 m des obstacles.
- Contrastes visuels $\geq$ 70 % entre murs, sols, portes ; nez de marche contrastés sur 5 cm.
- Éclairage uniforme : 100–150 lux dans les circulations, $\geq$ 150 lux aux escaliers.
- Signalétique en braille et relief (1 à 5 mm) placée à 1,40–1,60 m du sol.

Personnes sourdes ou malentendantes

- Tous signaux sonores doivent être doublés d'un signal visuel (alarme lumineuse $\geq$ 75 cd).
- Systèmes d'affichage visuel recommandés (panneaux lumineux, écrans).

- Téléphones et dispositifs d'alerte compatibles avec appareils auditifs ; possibilité de recours à la messagerie texte.

Personnes ayant une déficience intellectuelle ou cognitive

- Signalétique simplifiée utilisant pictogrammes universels et textes courts.
- Codes couleur par zone ou étage ; fléchage placé à hauteur uniforme (1,50 m).
- Réduction des stimulations excessives (bruit, éclairage clignotant).

1.4.3 CONSIDÉRATIONS SUPPLÉMENTAIRES POUR LES CONSTRUCTIONS EN ZONES SUJETTES À INONDATION

Les systèmes structurels des bâtiments et des structures doivent être conçus, connectés et ancrés pour résister à la flottaison, à l'effondrement ou aux mouvements latéraux permanents causés par les forces et les contraintes associées aux inondations jusqu'au niveau d'inondation de conception.

Ces dispositions supplémentaires s'appuient principalement sur le Code résidentiel international (IRC) 2021, l'article R322 servant de référence principale. Cette section n'a pas pour but de fournir une méthodologie de conception complète pour la construction dans des zones sujettes aux inondations, mais plutôt de décrire les actions minimales qui peuvent être intégrées dans la conception pour améliorer les performances du bâtiment.

Pour des conseils plus détaillés, les concepteurs sont encouragés à consulter l'ASCE 24 et le texte intégral de l'IRC 2021.

Tableau 1.4.3-1 Exigences de configuration supplémentaires pour les maisons construites dans des zones sujettes aux inondations.

Exigence de configuration		CONCEPTION EN ZONE INONDABLE	
		Nulle-Faible / Faible	Moyen ¹
1	Exigences en élévation	Le rez-de-chaussée doit être surélevé au minimum de 300 mm au-dessus du niveau de crue de conception. Par conséquent, le niveau de conception pour le rez-de-chaussée est : <i>Nul - Faible</i> zone inondable : 300 mm <i>Faible</i> - zone inondable : 800 mm (Valable également pour les garages, abris d'auto, autres appendices et structures accessoires - qui doivent avoir une superficie maximale de 55 m²)	Le bas de la dalle au niveau du sol ou les poutres qui la supportent (le cas échéant) doivent être surélevés d'au moins 300 mm au-dessus du niveau de crue de conception. Par conséquent, le niveau de conception pour le fond du béton est d'au moins 1 300 mm.
2	Sous-sol et espaces souterrains	Non autorisé	

3	Zone fermée en dessous de l'élévation requise	Autorisé uniquement pour le stationnement des véhicules, l'accès au bâtiment ou l'entreposage ; Autorisé uniquement avec ces exigences minimales pour la zone des ouvertures et exigences: - La superficie nette totale des ouvertures ne doit pas être inférieure à 645 mm² pour chaque pied carré (0,093 m²) de zone fermée (la zone fermée étant mesurée à l'extérieur des murs d'enceinte). - Chaque côté d'ouverture ne doit pas mesurer moins de 76 mm. - La présence de persiennes, de lames, d'écrans et de plaques frontales ou d'autres couvercles et dispositifs doivent permettre l'écoulement automatique des eaux de crue dans et hors des zones fermées et doivent être prises en compte dans la détermination de la zone ouverte nette. - Les murs des espaces clos doivent avoir des ouvertures installées de telle sorte qu'il y ait au moins deux ouvertures sur des côtés différents de chaque espace clos. Si un bâtiment comporte plus d'une zone fermée, chaque zone doit avoir des ouvertures. - Le bas de chaque ouverture ne doit pas être à plus de 300 mm au-dessus du niveau immédiatement sous chaque ouverture.	Autorisé uniquement pour le stationnement des véhicules, l'accès au bâtiment ou l'entreposage ; Autorisé avec ces exigences minima pour les murs et les cloisons : - Ils ne font pas partie du support structurel du bâtiment ou de la structure. - Ils sont conçus pour se détacher ou s'effondrer sans provoquer d'effondrement, de déplacement ou d'autres dommages structurels à la partie surélevée du bâtiment ou au système de fondations de support. - Les ouvertures dans les murs en dessous du niveau requis doivent être conformes aux mêmes dispositions spécifiées pour les zones de conception à faible crue. - Interdit dans les zones situées sous les escaliers et les rampes.
4	Fondations	Les murs de fondation peuvent être utilisés pour surélever le bâtiment.	L'utilisation de remblais pour le support structurel est interdite. Le bâtiment doit être soutenu par des pieux ou des colonnes de conception basée sur ASCE 24.
5	Escaliers en dessous de	-	- Conçu et construit avec des contremarches et des protections ouvertes ou partiellement ouvertes.

	l'élévation requise	- Lorsqu'ils font partie du moyen d'évacuation, ils sont conçus et construits pour résister aux charges de crue et minimiser le transfert des charges de crue vers le bâtiment ou la structure, y compris les fondations.
6	Protection des systèmes mécaniques, de plomberie et électriques.	Systèmes, équipements et composants électriques ; chauffage, ventilation, climatisation ; appareils de plomberie et accessoires de plomberie; systèmes de conduits ; et les autres équipements de service doivent être situés à ou au-dessus de l'élévation requise au point 1.
7	Protection des systèmes d'approvisionnement en eau et d'égouts sanitaires.	Les systèmes d'approvisionnement en eau doivent être conçus pour minimiser ou éliminer l'infiltration des eaux de crue dans les systèmes. Les systèmes d'égouts sanitaires doivent être conçus pour minimiser ou éliminer l'infiltration des eaux de crue dans les systèmes et les rejets des systèmes dans les eaux de crue.

¹ Les zones soumises à l'action des vagues à grande vitesse ou à l'érosion induite par les vagues doivent être conçues conformément aux exigences de la zone de conception à plancher moyen.

1.4.4 CONSIDÉRATIONS RELATIVES À LA PROTECTION CONTRE LES INCENDIES

Cette partie n'a pas été revue dans le cadre de la mise à jour du CNBH 2025. Par conséquent, les informations présentées ont été reprises sans modification de l'édition 2012 du CNBH. Pour plus d'informations, il est recommandé aux utilisateurs de consulter les normes IBC 2021 et IRC 2021.

1.4.4.1 Distance entre bâtiments: La distance séparant deux bâtiments résidentiels dont les murs offrent une résistance au feu d'une durée minimale d'une heure lorsque exposés de l'intérieur ou de l'extérieur peut être inférieure à 1,5 m. C'est entre autres le cas des bâtiments avec murs de béton ou de maçonnerie. Les ouvertures ne doivent pas être permises dans un mur lorsque la distance de protection incendie est inférieure à 1 m.

L'écart minimal doit être de l'ordre de $H/100$, où H est la hauteur du plus grand bâtiment, pour éviter que ces derniers s'entrechoquent et s'autodétruisent lors d'un séisme.

1.4.4.2 Cas particuliers: Si le degré de résistance au feu des murs est inférieur à une heure, la distance entre les murs doit être supérieure à 1,5 m. L'écart entre les bâtiments de propriété différente doit respecter une distance minimale de 1,50 m.

1.4.4.3 Unités de logement multiples: Les unités de logement multiples doivent être séparées par des murs et/ou planchers dont le degré minimal de résistance au feu est d'une heure.

1.4.5 CONSIDÉRATIONS RELATIVES AU CONFORT ET A L'EFFICACITÉ ÉNERGÉTIQUE

Le **Code régional de l'efficacité énergétique des bâtiments de la CARICOM (CREEBC) de 2018** est un code modèle qui régleme les exigences minimales en matière de conservation de l'énergie pour les nouveaux bâtiments. Il peut constituer une ressource utile pour une application en Haïti.

L'efficacité énergétique est une considération essentielle dans la conception de maisons pour les climats chauds. La réduction de la consommation d'énergie peut entraîner des économies significatives et un confort accru, tandis que le maintien d'une température et d'une humidité intérieures confortables améliore la qualité de vie des occupants.

Les stratégies de conception passive et les mesures rentables peuvent améliorer considérablement l'efficacité énergétique, rendant les maisons plus fraîches, plus lumineuses et plus confortables. Les méthodes de refroidissement naturel, telles que l'orientation stratégique du bâtiment, l'ombrage et l'optimisation de la ventilation naturelle, sont essentielles pour y parvenir. De plus, une conception d'éclairage efficace et l'accès à la lumière du jour améliorent encore le confort intérieur.

Bien que l'intégration de ces stratégies économes en énergie ne soit pas obligatoire, elle est fortement recommandée dans la mesure du possible. Vous trouverez ci-dessous des considérations pratiques et peu coûteuses pour améliorer la performance énergétique des maisons dans les climats chauds :

Orientation du bâtiment : Le positionnement de la maison avec ses côtés plus longs orientés au nord et au sud minimise l'exposition directe au soleil sur les murs est et ouest, qui reçoivent la lumière du soleil la plus intense.

On cherchera à orienter le volume du bâtiment à construire de telle sorte qu'il ait sa plus grande dimension avec des ouvertures face au vent.

Tant qu'il est possible, on peut localiser les chambres à coucher en face du soleil levant et éviter de les positionner sur la façade Ouest du soleil couchant pour faciliter le refroidissement dans l'après-midi des murs en blocs. Par contre, pour les maisons construites en montagne et soumises à un fort taux d'humidité, on cherchera plutôt à positionner, le plus que possible, les chambres à coucher face au soleil couchant afin d'en bénéficier de la chaleur tardive des derniers rayons du soleil. De plus, limiter la taille des ouvertures sur les façades est et ouest permet de réduire davantage les apports de chaleur solaire.

Ombres: L'ombrage naturel peut être incorporé avec des arbres stratégiquement plantés. Les arbres peuvent bloquer la lumière directe du soleil, réduire le gain de chaleur et refroidir l'environnement par l'évapotranspiration.

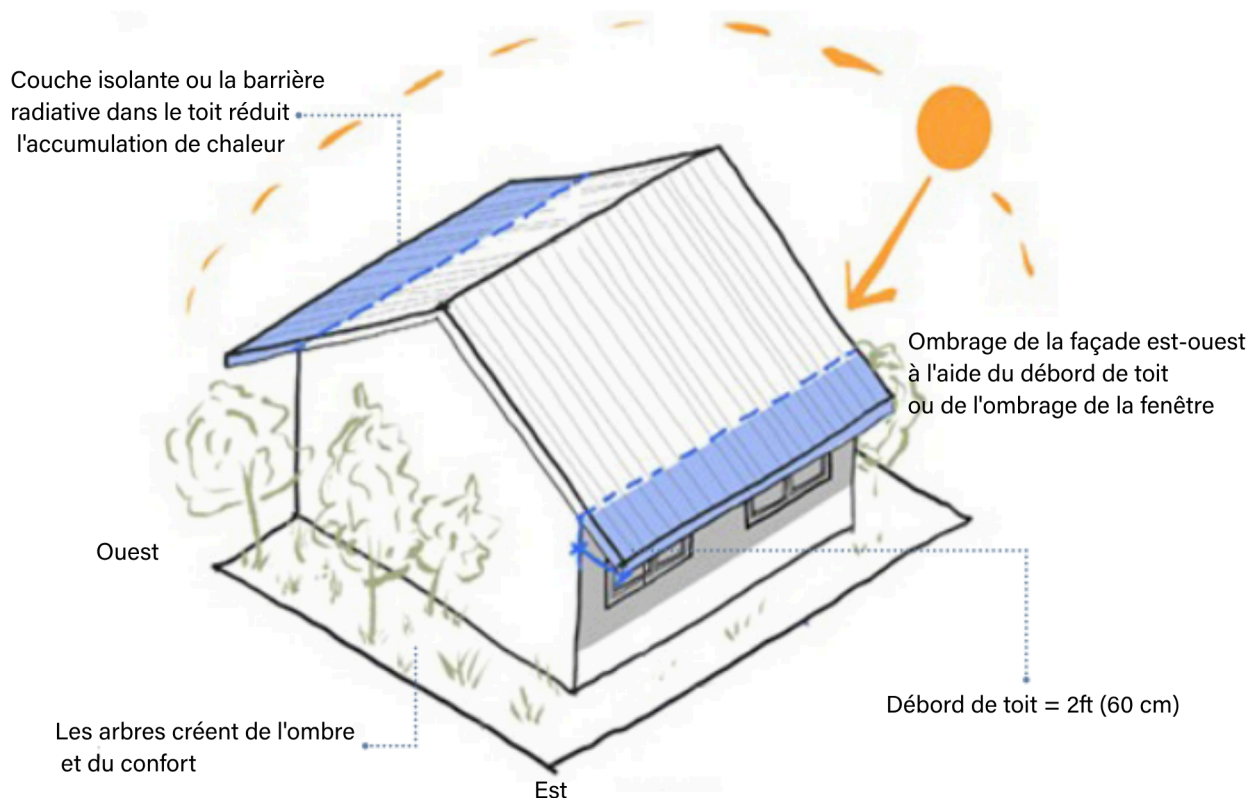


Figure 1.4.5-1 Considération sur l'orientation et l'ombrage du bâtiment

Finitions réfléchissantes des murs et du toit : Des peintures de couleur claire ou blanches sur les murs et les toits peuvent être utilisées pour réfléchir le rayonnement solaire, réduisant ainsi la température intérieure. L'isolation du toit peut être améliorée grâce à l'installation d'un faux plafond intérieur.

Les peintures de teinte claire sont vivement recommandées pour application sur les murs intérieurs, afin d'en faciliter la clarté surtout des espaces peu ou pas éclairés.

Ventilation et circulation de l'air : Les ouvertures murales (fenêtres et portes) doivent être alignées pour capter les vents dominants pour une ventilation naturelle. Si ces ouvertures sont placées sur des murs opposés, ou à défaut sur des murs perpendiculaires, cela permet à l'air de circuler librement dans la maison et optimise la ventilation transversale.

Des ventilateurs de plafond ou des ventilateurs muraux peuvent être installés pour améliorer la circulation de l'air.

La surface totale des fenêtres ouvrantes doit être au moins égale à 10 % de la surface au sol de la pièce. La section ouvrable ne doit pas avoir une largeur inférieure à 50 cm.

Pour optimiser la ventilation et l'éclairage naturels des espaces, les portes-fenêtres et fenêtres hautes, (dépassant 100 cm) et les impostes ajourées sont vivement recommandées.

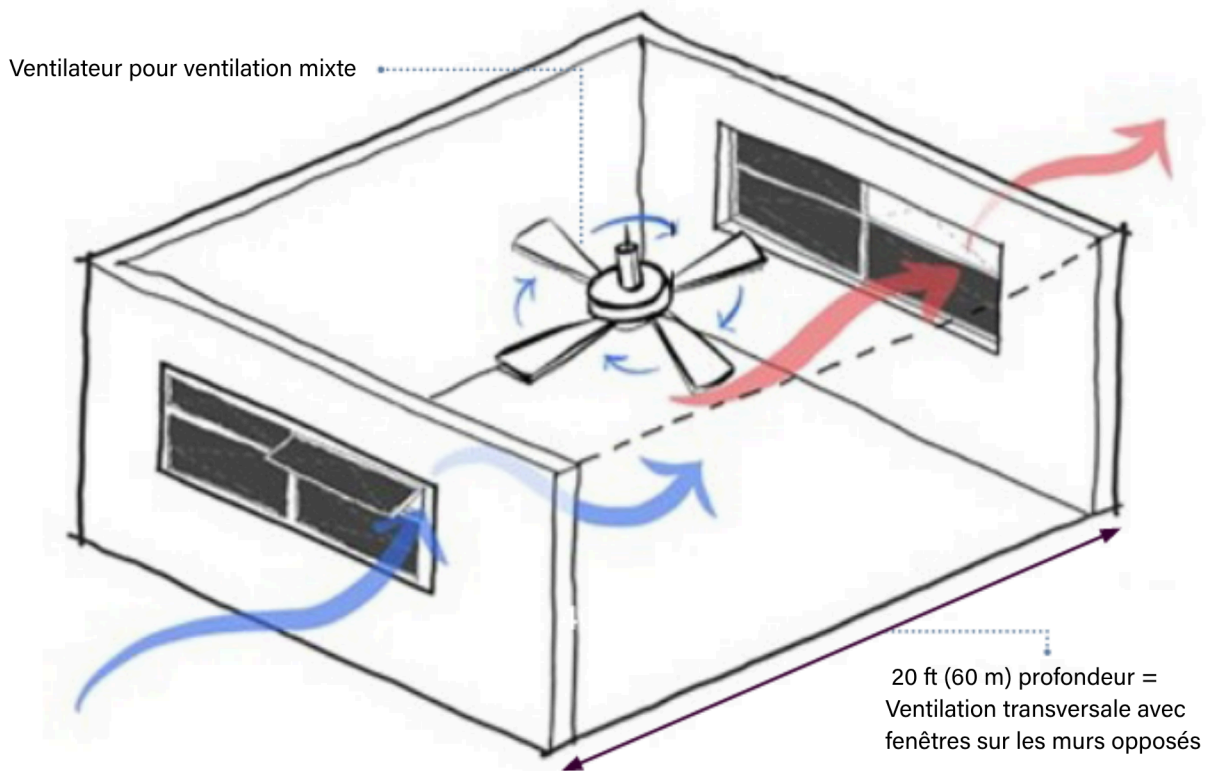


Figure 1.4.5-2 Considérations pour la ventilation

Masse thermique et isolation : L'enduisage mural peut être utilisé pour minimiser le gain de chaleur et aider à gérer l'humidité. L'isolation de la toiture peut être renforcée par l'installation d'un plafond intérieur.

Appareils économes en énergie et énergie solaire : Dans la conception, lorsque cela est possible, des panneaux solaires peuvent être intégrés pour alimenter l'éclairage ou pour alimenter les appareils électroménagers à faible consommation d'énergie électrique, réduisant ou éliminant ainsi la dépendance au réseau. Ceux-ci peuvent être installés soit sur le toit du bâtiment, soit comme toiture d'un espace utile (de récréation), soit au sol, idéalement orientés sud, avec un angle d'inclinaison de 15-20 degrés par rapport à l'horizontale.

L'utilisation d'un éclairage économe en énergie (par exemple, des ampoules LED) réduit la consommation d'énergie et la production de chaleur à l'intérieur.

Récupération de l'eau de pluie et efficacité de l'eau : Des systèmes de collecte d'eau de pluie peuvent être installés pour collecter et stocker l'eau de pluie à des fins non potables comme l'irrigation, le nettoyage et la chasse d'eau des toilettes. Cela peut réduire la dépendance aux systèmes d'eau municipaux.

Les réservoirs de stockage en PVC sont recommandés car ils résistent aux températures élevées, à la rouille et sont légers. Un réservoir d'une capacité de 1 200 litres peut fournir de l'eau à 4 personnes pendant 15 jours. Des tuyaux en PVC de 3/4 à 1 po (2 à 2,5 cm) de diamètre distribuent l'eau du réservoir à la maison.

Des filtres peuvent être installés sur le système de tuyauteries d'alimentation pour améliorer la qualité de l'eau récupérée des toits.

Les appareils et accessoires économes en eau, tels que les robinets à faible débit et les toilettes à double chasse, contribuent à économiser l'eau.

1.4.6 PROTECTION DES OUVERTURES

Les fenêtres vitrées, les portes et les lucarnes doivent être protégées des débris transportés par le vent. Des panneaux structuraux en bois peuvent être utilisés à cet effet. Ils doivent avoir une épaisseur minimale de 1/2 de pouce (12 mm) et une portée ne dépassant pas 8 pieds (2 438 mm).

Les panneaux doivent être pré-découpés et fixés à l'encadrement entourant l'ouverture vitrée. Les panneaux doivent être suffisamment grands pour permettre un chevauchement minimum de 10 cm sur tout le périmètre de l'ouverture.

Les panneaux doivent être pré-perçés selon les besoins de la méthode d'ancrage et doivent être fixés avec le matériel de fixation fourni. Les fixations doivent être conçues pour résister aux charges des composants et du revêtement déterminées conformément au tableau 1.4.6-1 ci-dessous :

Tableau 1.4.6-1 (extrait du tableau 301.2.1.2 de l'IRC 2021 modifié Disposition des fixations de la protection contre les débris transportés par le vent pour les panneaux structuraux en bois ^{a, b, c, d}

Type de fixation	Espacement des fixations (mm)		
	Portée du panneau <= 1,2 m	1,2 m <Portée du panneau <= 2 m	2m <Portée du panneau <= 2,44m
Ancrage à base de vis à bois n°8 avec longueur d'encastrement de 50 mm ou similaire	400	250	200
Ancrage à base de vis à bois n° 10 avec longueur d'encastrement de 50 mm ou similaire	400	300	225
Ancrage à base de vis tire-fond 1/4" avec longueur d'encastrement de 50 mm ou similaire	400	400	400

Remarques:

- Ce tableau est basé sur une vitesse de vent ultime de conception de 180 mph et une hauteur moyenne de toit de 14,85 m (45 pieds).
- Les fixations doivent être installées aux extrémités opposées du panneau structural en bois. Les fixations doivent être situées à au moins 25 mm (1 po) du bord du panneau.
- Les ancrages doivent pénétrer à travers le revêtement mural extérieur avec une longueur d'ancrage d'au moins 50 mm (2 po) dans la charpente du bâtiment. Les fixations doivent être situées à au moins 63 mm (2 1/2") du bord du bloc de béton ou du béton.
- Les panneaux fixés à la maçonnerie ou à la maçonnerie/stuc doivent être fixés à l'aide d'ancrages résistants aux vibrations ayant une capacité de retrait ultime d'au moins 6,67 kN (1 500 pounds).

1.5 CONCEPTION STRUCTURELLE

1.5.1 FONDATIONS

Les murs et poteaux des bâtiments résidentiels doivent reposer sur une fondation continue qui tient compte de l'ensemble des charges à transmettre au sol, de la capacité portante des sols et des aléas hydro météorologiques et géologiques anticipés (séisme, cyclone, inondation).

Les maisons à un ou deux niveaux peuvent avoir une fondation en roche (voir section 1.5.1.2).

1.5.1.1 Semelles filantes en béton armé

Ces semelles doivent être continues sous tous les murs et reliées entre elles par les armatures.

Ancrage de la semelle: La profondeur de la semelle s'apprécie en fonction du type de sol :

- Pour les sols durs, la profondeur de l'excavation doit être d'au moins 625 mm sous le niveau du sol (en garantissant un minimum de deux rangées de blocs pour le mur de soubassement sous le chaînage horizontal inférieure ;
- Pour les sols mous, une profondeur d'excavation de 1 à 1,5 m sous le niveau naturel du sol est recommandée. Cette profondeur doit atteindre une couche de sol plus compacte et stable tout en réduisant les risques de tassement. Si le sol mou s'étend au-delà de 1,5 mètre, il faut compacter, remplacer le sol ou approfondir l'excavation pour atteindre une couche plus solide. Un remblai granulaire ou des couches de gravier compacté pour améliorer la capacité portante peuvent être également envisagés.
- Interpoler pour les sols intermédiaires.

Le sol autour de la maison doit être correctement nivelé pour assurer un drainage efficace et empêcher l'accumulation d'eau près des fondations. Le sol doit être incliné d'au moins 150 mm par rapport à la maison sur une distance de 3 000 mm.

Largeur, épaisseur et armatures des semelles : les spécifications pour les semelles en béton armé sont incluses dans le tableau 1.5.1.1-1 ci-dessous.

Tableau 1.5.1.1-1 Spécifications des semelles filantes en béton armé pour les bâtiments à toiture légère

Bâtiments à toiture légère						
Type de sol	Mou			Dur		
Type de bâtiment	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Renforcement	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Renforcement
Un seul niveau	450	250	3 x ½" longitudinal ⅜" » à 200 mm c/c transversal	450	250	3 x ½" longitudinal ⅜" » à 200 mm c/c transversal
Deux niveaux	1000	350	3 x ½" longitudinal ½" @ 300 mm c/c transversal	600	250	4 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c
Trois Niveaux ¹	Non fournies			900	300	5 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c

Tableau 1.5.1.1-2 Spécifications des semelles filantes en béton armé pour les bâtiments à toiture lourde

Bâtiments à toiture lourde						
Type de sol	Mou			Dur		
Type de bâtiment	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Renforcement	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Renforcement
Un seul niveau	700	250	4 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c	450	250	3 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c
Deux niveaux	1400	500	9 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c	700	250	4 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c
Trois niveaux ¹	Non fournies			1100	400	7 x ½" longitudinal ⅜" à 200 mm c/c

¹ Pour la construction de maisons à trois niveaux, une étude géotechnique détaillée est requise comme précisé à la section 0.9.3. Cette étude peut identifier des propriétés spécifiques du sol qui remplacent les hypothèses de base du tableau référencé. Dans de tels cas, les recommandations et les conclusions de l'étude détaillée du sol doivent être intégrées à la conception des fondations. Un ingénieur géotechnicien doit toujours être impliqué dans la conception des fondations des bâtiments de trois niveaux.

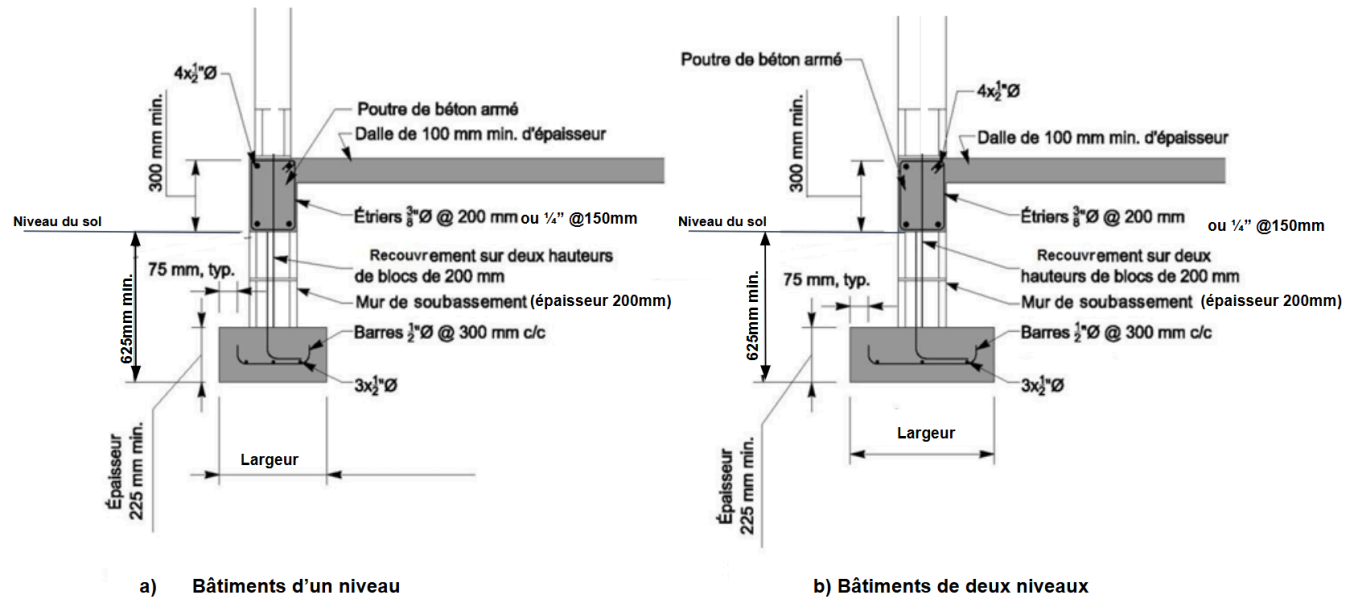


FIGURE 1.5.1.1-1 Semelles filantes

1.5.1.2 Fondation en maçonnerie chaînée de roche

Ces directives comportent des dispositions concernant ce type de fondations uniquement pour les maisons à un ou deux niveaux. Pour les bâtiments de trois niveaux, une étude détaillée du sol peut identifier les conditions du sol adaptées à ce type de fondation. Dans de tels cas, l'ingénieur géotechnicien réalisant l'étude devra évaluer la faisabilité de l'utilisation de fondations à maçonnerie de roche pour les maisons à trois niveaux.

Les dimensions des fondations varient en fonction du type de sol, comme détaillé dans le tableau 1.5.1.2-1. Les catégories de sols suivantes ont été prises en compte à des fins de conception :

- Sol mou – capacité portante = 50 kN/m²
- Sol intermédiaire – capacité portante minimale = 100 kN/m²
- Sol dur – capacité portante minimale = 140 kN/m²

La catégorie « Sol intermédiaire » a été incluse pour donner aux concepteurs une plus grande flexibilité dans l'examen des fondations rocheuses, qui sont largement utilisées dans le pays. La section 0.9 fournit plus de détails sur la détermination de ces caractéristiques à l'aide d'une approche simplifiée.

Tableau 1.5.1.2-1 Fondation en maçonnerie de roche

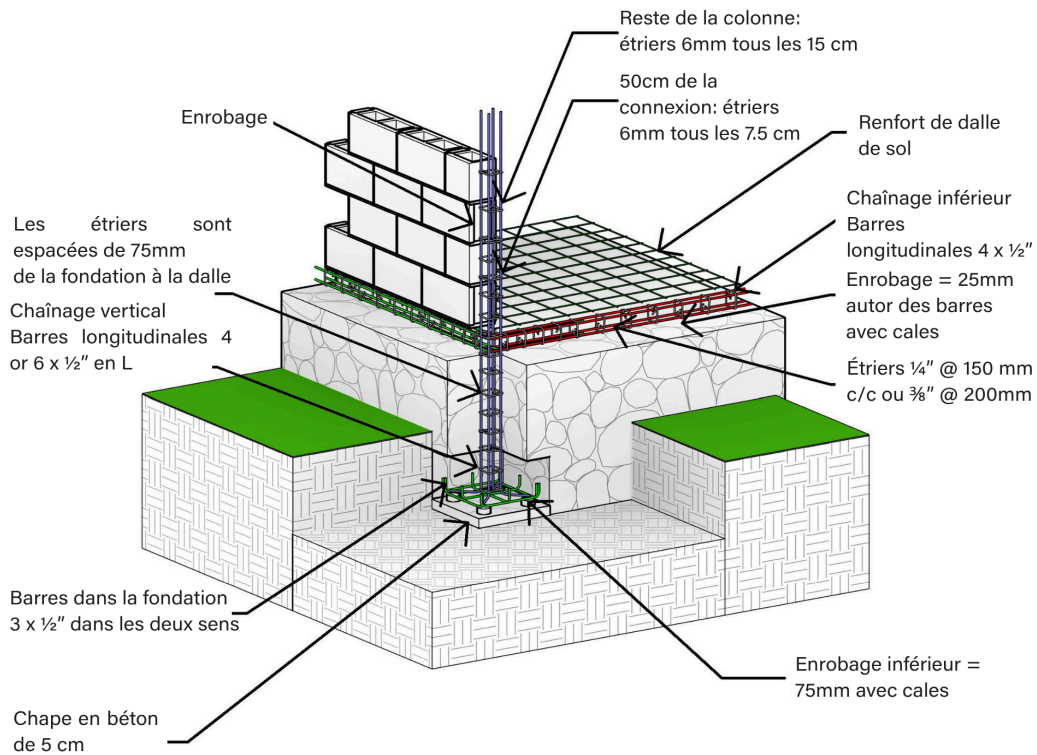
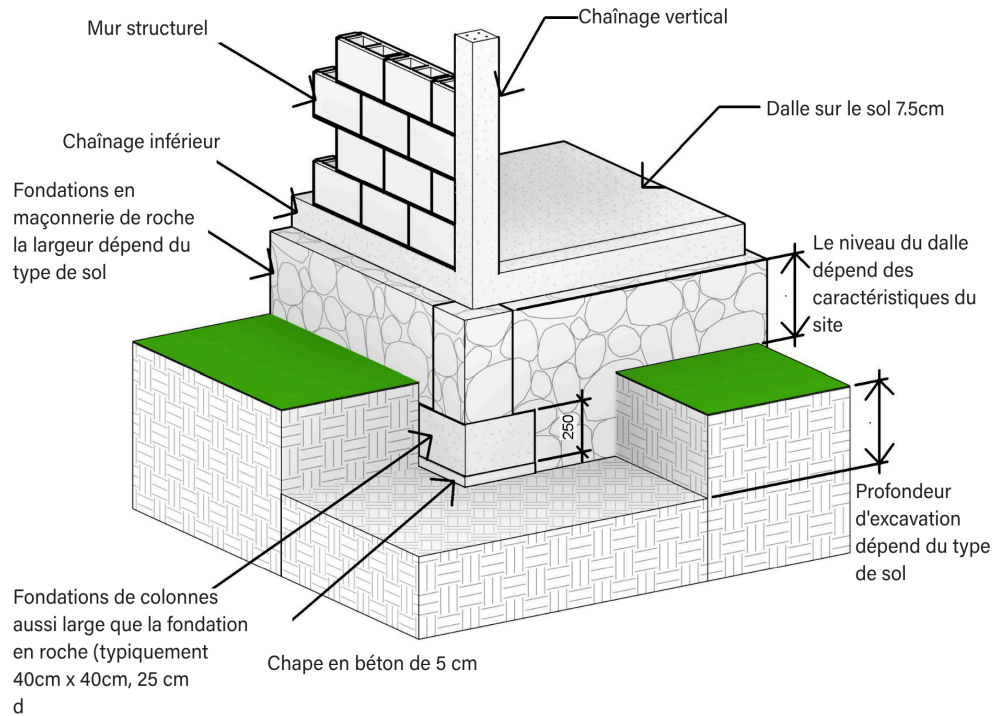
Bâtiments à toiture légère						
Type de sol	Mou		Intermédiaire		Dur	
	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur
Un seul niveau	50 cm	60 cm	40 cm	50 cm	40 cm	40 cm
Deux niveaux	Non autorisé		40 cm	60 cm	40 cm	50 cm
Bâtiments à toiture lourde						
Type de sol	Mou		Intermédiaire		Dur	
	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur
Un seul niveau	50 cm	90 cm	40 cm	50 cm	40 cm	40 cm
Deux niveaux	Non autorisé		40 cm	80 cm	40 cm	60 cm

Une chape en béton de propreté de 5 cm d'épaisseur doit être coulée au fond de l'excavation pour servir de base à la fondation rocheuse.

Les colonnes confinant les murs de la maison au-dessus doivent s'étendre jusqu'aux fondations et se terminer par une semelle en béton armé répondant aux spécifications suivantes :

- Dimensions : 40 cm × 40 cm × 25 cm de profondeur, posé sur une chape béton de 5 cm.
- Armatures : Deux couches orthogonales de barres de 3 × ½", assurant une couverture de béton minimale de 7,5 cm au fond et sur les côtés de la semelle.
- Renforcement des colonnes: Les barres longitudinales doivent être pliées dans la semelle avec une longueur d'ancrage minimale de 20 cm. Les étriers des colonnes doivent s'étendre jusqu'au niveau de la semelle, espacés de 75 mm de centre à centre.

Ces fondations seront construites avec de la roche calcaire ou de la roche de rivière liée au mortier, avec un mélange ciment-sable dans un rapport 1:3.



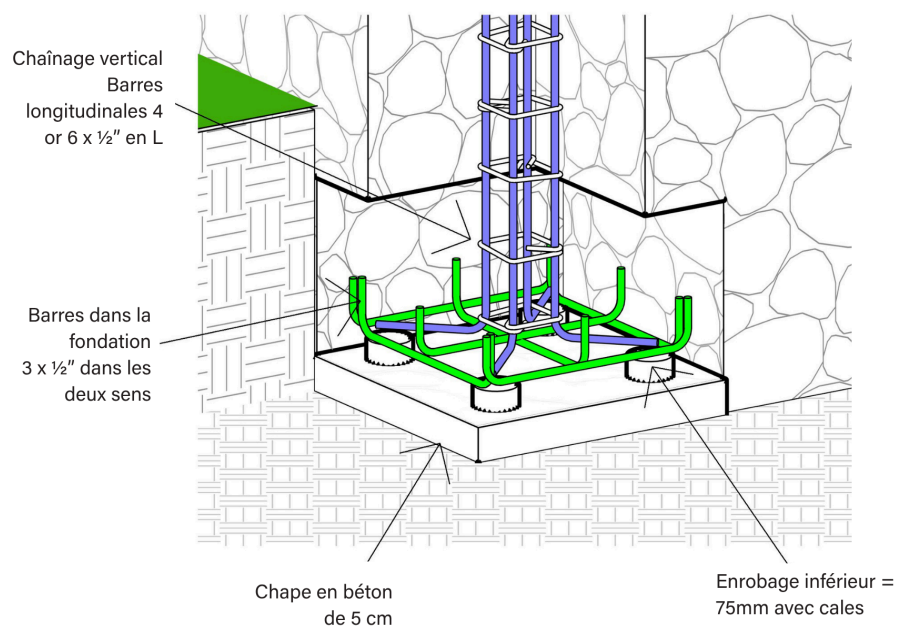


Figure 1.5.1.2-1,2&3 Maçonnerie en roche et connexion avec la colonne

1.5.1.3 Semelles isolées

Des semelles isolées sont utilisées pour soutenir des colonnes individuelles et doivent être intégrées dans le système de fondation global via le chaînage inférieur dans les deux sens. Ils doivent être encastrés à une profondeur minimale de 750 mm sous le niveau du sol, sur une couche de chape en béton de 5 cm d'épaisseur.

Le tableau 1.5.1.3-1 résume les dimensions et les capacités de charge des fondations à semelle isolées. Interpoler pour les sols intermédiaires

Tableau 1.5.1.3-1 Spécifications des semelles isolées

Type de sol	Dimensions			P _{maximu} m (kN)	Réf (1)	Réf (2)
	B (m)	L (m)	H (h)			
Mou	0,6	0,6	0,3	15	3 x ½" @ 225 mm	3 x ½" à 225 mm
	0,7	0,7	0,3	21	3 x ½" à 275 mm	3 x ½" à 275 mm
	0,8	0,8	0,3	27	4 x ½" à 217 mm	4 x ½" à 217 mm
	0,9	0,9	0,3	35	4 x ½" à 250 mm	4 x ½" à 250 mm
	1.0	1.0	0,3	43	5 x ½" à 213 mm	5 x ½" à 213 mm
	1.1	1.1	0,3	52	5 x ½" à 238 mm	5 x ½" à 238 mm
	1.2	1.2	0,3	62	6 x ½" à 210 mm	6 x ½" à 210 mm
Dur	0,6	0,6	0,3	33	3 x ½" à 225 mm	3 x ½" à 225 mm
	0,7	0,7	0,3	45	3 x ½" à 275 mm	3 x ½" à 275 mm
	0,8	0,8	0,3	59	4 x ½" à 217 mm	4 x ½" à 217 mm
	0,9	0,9	0,3	75	4 x ½" à 250 mm	4 x ½" à 250 mm
	1.0	1.0	0,3	93	5 x ½" à 213 mm	5 x ½" à 213 mm
	1.1	1.1	0,3	112	5 x ½" à 238 mm	5 x ½" à 238 mm
	1.2	1.2	0,3	134	6 x ½" à 210 mm	6 x ½" à 210 mm

L'utilisateur doit déterminer la charge axiale non pondérée (P_{max}) sur la base de la combinaison de charges déterminante de l'ASCE 7-16, section 2.3.

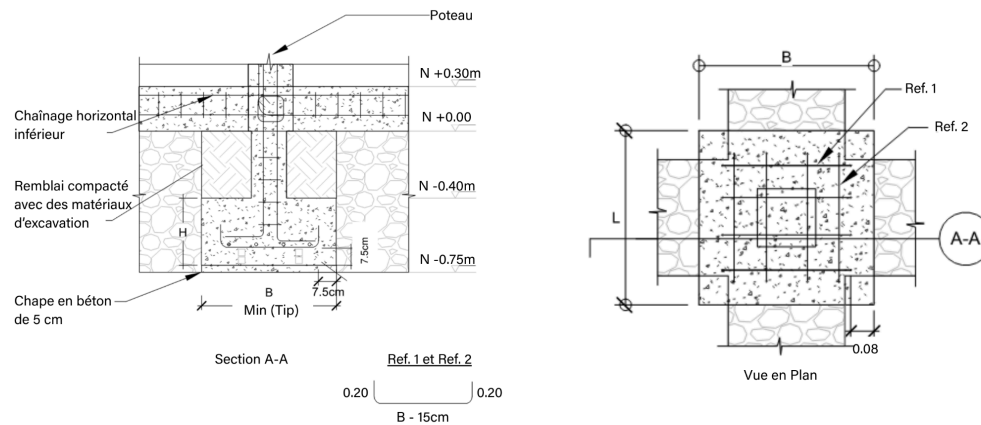


FIGURE 1.5.1.3-1 Semelles isolés

1.5.2 FONDATIONS DES MURS DE SOUTÈNEMENT

1.5.2.1 Murs de soutènement avec fondations en maçonnerie de roche

Les dispositions incluses dans cette section s'appliquent aux bâtiments à un ou deux niveaux. Les murs de fondation en maçonnerie de roche doivent être construits avec de la roche de carrière ou des roches angulaires de rivière liée au mortier. Le mortier est généralement composé d'un mélange ciment/sable dans un rapport 1:3.

La hauteur du sol retenue ne doit pas dépasser 1,5 mètre (5 pieds) selon les spécifications du tableau 1.5.2.1-1.

Tableau 1.5.2.1-1 Spécifications pour les murs de soutènement de fondations en maçonnerie de roche

Max. Hauteur du sol retenu (m) ¹	Min. Profondeur d'encastrement dans le mur ²	Min. Épaisseur de paroi en haut	Min. Épaisseur de paroi en bas ³	Spécifications des poutres de fondation	Spécifications de la poutre supérieure	Chape inférieure
0,9	0,4 m	0,4 m	0,6 m	Non requis - le mur peut reposer directement sur la chape en dessous	Largeur - 0,5 m Hauteur - 0,3 m Renfort longitudinal - 6 x ½" Liens - ¼" tous les 150 mm sur toute la poutre	5 cm sous la paroi rocheuse
1,5	0,4 m	0,5 m	0,5 m	Largeur - 0,5 m Hauteur - 0,3 m Renfort longitudinal - 6 x ½" Liens - ¼" tous les 150 mm sur toute la poutre	Largeur - 0,5 m Hauteur - 0,3 m Renfort longitudinal - 6 x ½" Liens - ¼" tous les 150 mm sur toute la poutre	5 cm sous la poutre inférieure

¹ Comprend la hauteur de la paroi rocheuse au-dessus du sol et la profondeur de la poutre supérieure.

² La profondeur d'encastrement se réfère uniquement au mur. Pour les murs de soutènement avec poutre de fondation, la profondeur de la poutre doit être ajoutée à la profondeur d'encastrement du mur. 5 centimètres supplémentaires seront comptabilisés en dessous comme niveau d'excavation, pour permettre la réalisation d'une chape en béton.

³ Mur: l'épaisseur est constante lorsqu'une poutre inférieure en béton armé est prévue. Pour les parois rocheuses reposant directement sur la chape et sans poutres inférieures en béton armé (autorisées pour un sol retenu maximum de 0,9 m), une forme trapézoïdale est adoptée pour la section de mur qui est plus épaisse à sa base (voir Figure 1.5.2.1-2).

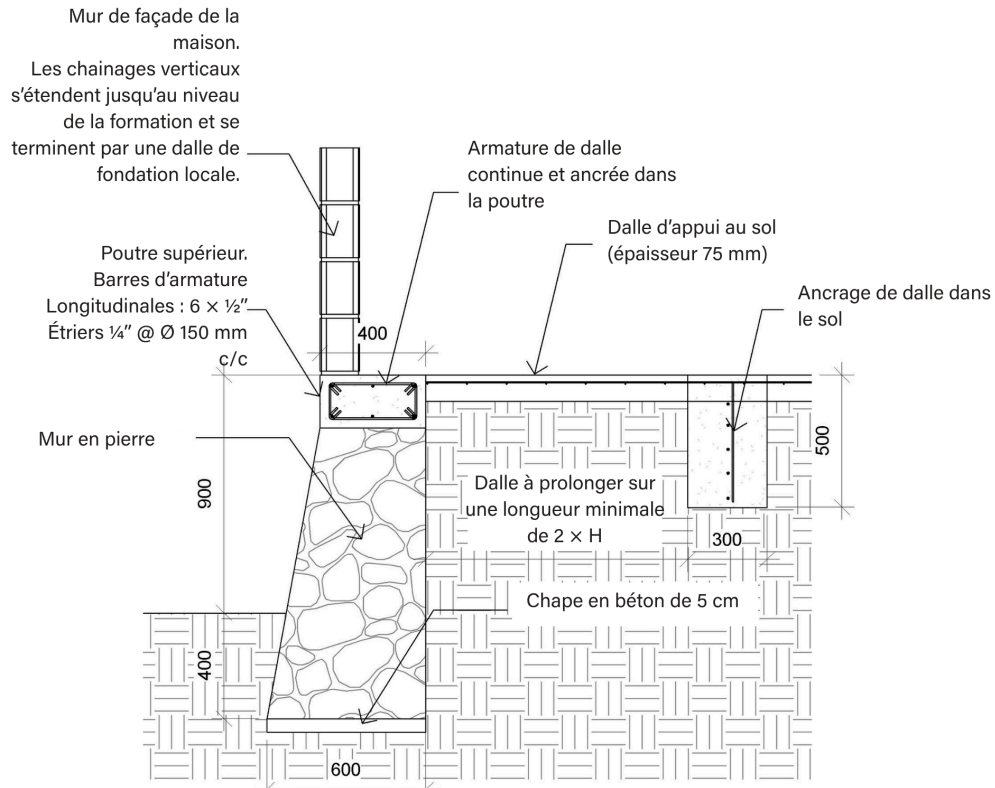


Figure 1.5.2.1-1 Mur de soutènement fondations trapézoïdale en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 0,9 m.(coupe).

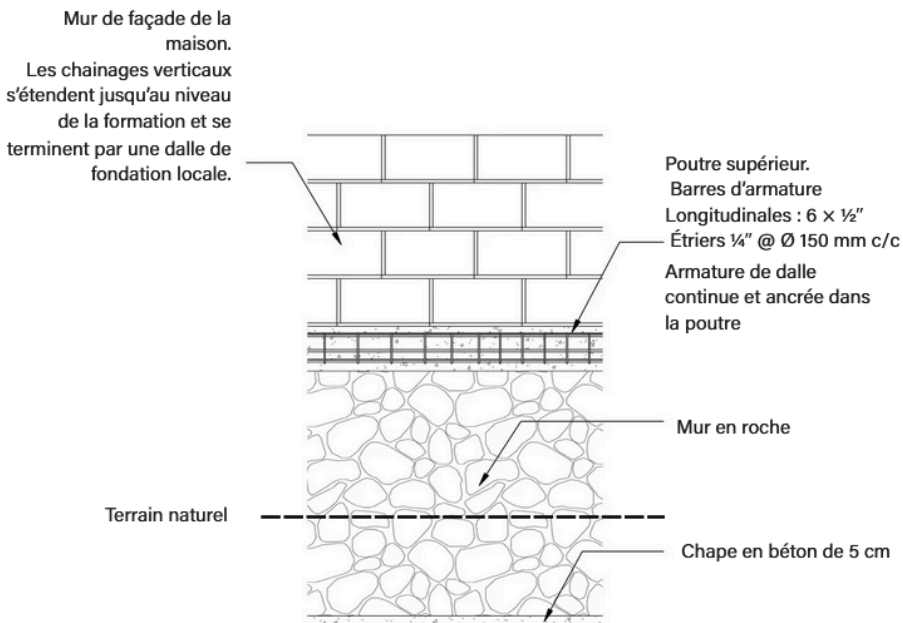


Figure 1.5.2.1-2 Mur de soutènement fondations trapézoïdale en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 0,9 m.(vue de face).

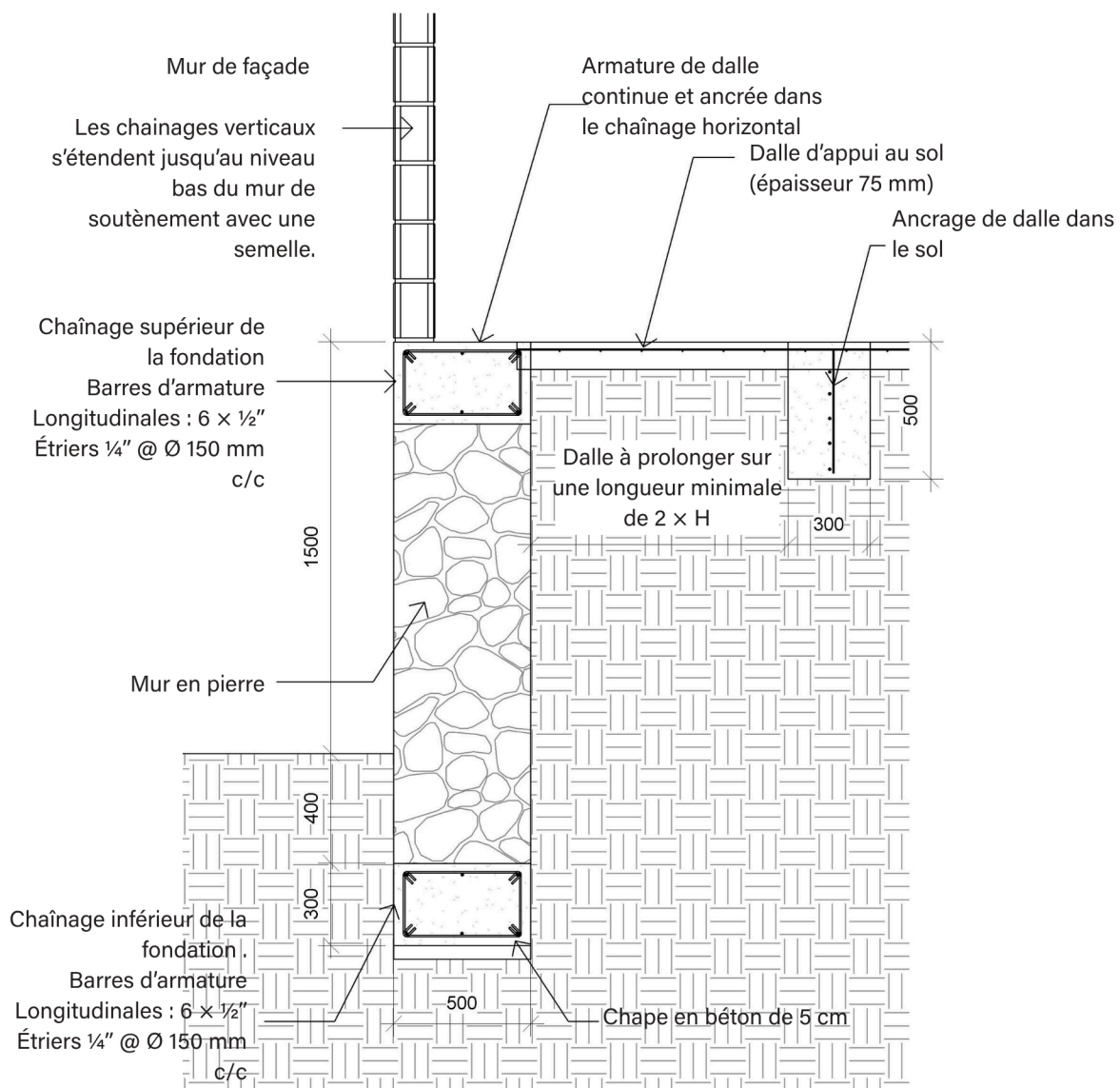


Figure 1.5.2.1-3 Mur de soutènement à fondations en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 1,5 m. Section rectangulaire sur fondation en poutre en béton armé (coupe).

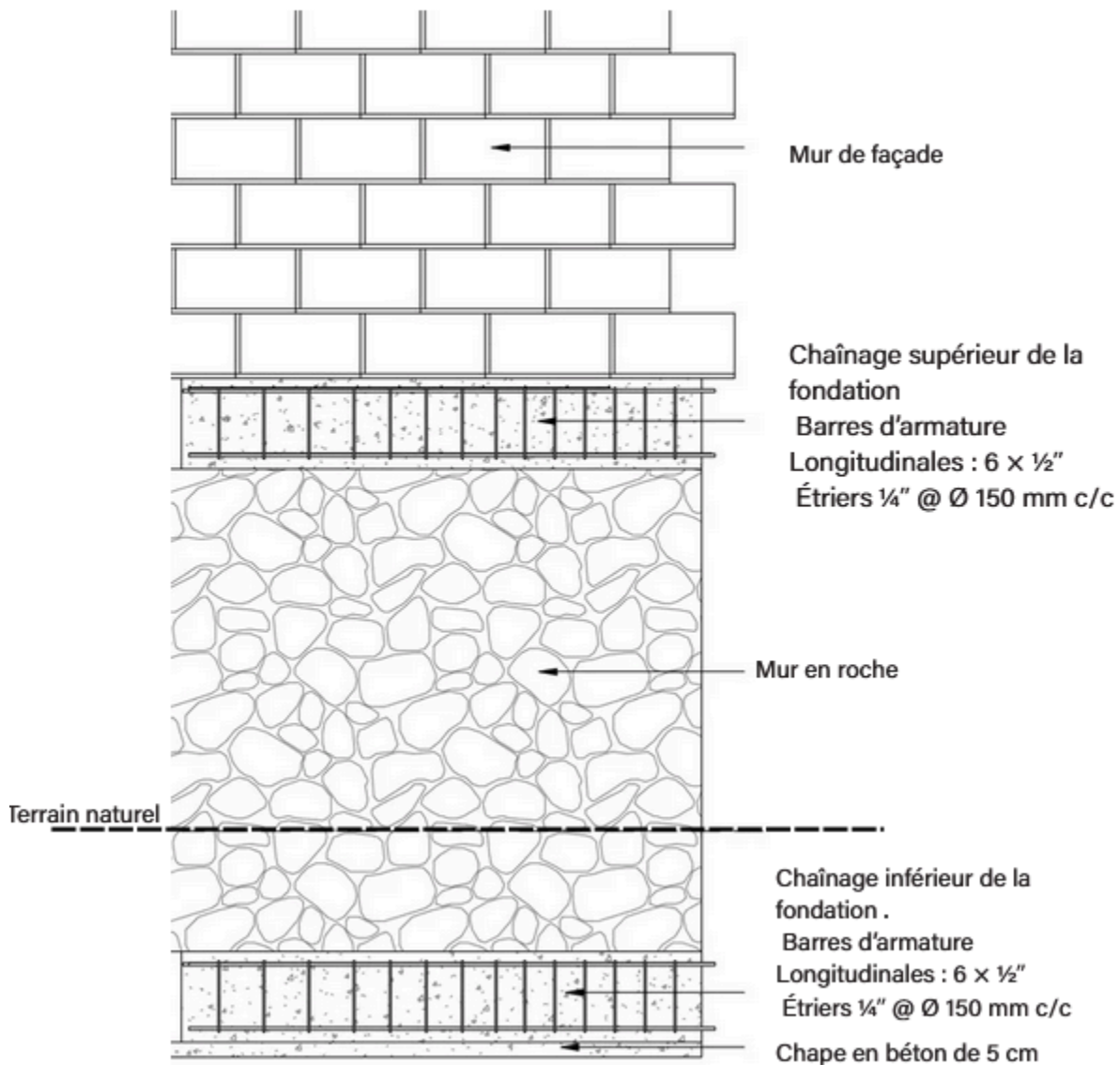


Figure 1.5.2.1-4 Mur de soutènement à fondations en maçonnerie de roche pour des hauteurs de sol jusqu'à 1,5 m. (vue de face).

Lorsque la hauteur du sol retenu est supérieure à 0,9 m, le mur peut être conçu avec une épaisseur constante et doit reposer sur une poutre de fondation. La poutre a une largeur de 0,5 mètre et une profondeur de 0,3 mètre, et doit être renforcée par six barres longitudinales de $\frac{1}{2}$ " et des étriers de $\frac{1}{4}$ " espacés de 150 mm centre à centre. La poutre est construite sur une chape en béton de 5 cm d'épaisseur pour niveler l'excavation.

Au sommet du mur, une poutre de ceinture en béton armé doit toujours être construite, quelle que soit la hauteur du sol retenu. Cette poutre correspond à l'épaisseur du mur au sommet, a une hauteur de 0,3 mètre et est renforcée par six barres longitudinales de $\frac{1}{2}$ " et des étriers de $\frac{1}{4}$ " espacés à 150 mm des

centres. Cette poutre est reliée au chaînage inférieur confinant le bas des murs de la maison (voir section 1.5.4.6) et à la dalle du rez-de-chaussée de la maison.

La dalle du rez-de-chaussée de la maison est positionnée au même niveau que le haut du béton de la poutre de ceinture. Pour éviter un renversement hors plan, la dalle doit être ancrée et reliée en continu à la poutre de soubassement avec des barres d'armatures de $\frac{3}{8}$ " espacées de 30 cm sur toute la longueur du mur de soutènement. De plus, la dalle du rez-de-chaussée doit s'étendre sur au moins $2 \times H$ à l'intérieur du plan de la maison (où H est la hauteur du mur de soutènement) et être ancrée dans le sol avec une butée en béton armé.

Les colonnes qui confinent les murs de la maison au-dessus doivent s'étendre jusqu'au niveau inférieur du mur en roche. Si une poutre de fondation en béton armé est présente, les colonnes doivent s'y ancrer (barres longitudinales pliées à l'intérieur du chaînage inférieur sur un minimum de 20 cm). Par contre, pour les murs en pierre reposant directement sur la chape béton, les tirants doivent se terminer par des semelles en béton armé répondant aux spécifications suivantes :

- Dimensions : 40 cm $\times$ 40 cm $\times$ 25 cm de profondeur, posé sur une chape béton de 5 cm.
- Armatures de la semelle : Deux couches orthogonales de barres de $3 \times \frac{1}{2}$ ", un enrobage de béton minimale de 7,5 cm au fond et sur les côtés de la semelle est nécessaire .
- Armatures des colonnes : Les barres longitudinales doivent être pliées dans la semelle avec une longueur d'ancrage minimale de 20 cm. Les étriers des colonnes doivent s'étendre jusqu'au niveau de la semelle, espacés de 75 mm de centre à centre.

Le mur de soutènement en pierre doit être renforcé par des murs en pierre croisés à un intervalle ne dépassant pas 4,5 mètres. Ces murs transversaux sont généralement alignés avec le bord des murs porteurs de la maison.

1.5.2.2 Murs de fondation en maçonnerie renforcée

Les murs de fondation en maçonnerie renforcée peuvent être utilisés pour les maisons à un, deux ou trois niveaux en maçonnerie chaînée et pour des hauteurs de mur de soutènement allant jusqu'à 1,5 mètre. (Pour la conception des fondations d'un bâtiment à trois niveaux, une étude détaillée doit être effectuée comme spécifié à la section 0.9.3).

Ces murs sont construits à l'aide de blocs de maçonnerie de 20 cm d'épaisseur, renforcés intérieurement par des barres verticales de $\frac{1}{2}$ " espacées de 40 cm d'axe en axe et noyées dans un coulis de remplissage à l'intérieur des alvéoles des blocs

À la base, les murs doivent être encastrés dans le sol sur une hauteur minimale de deux rangées de blocs (40 cm) et reposer sur une semelle filante continue (voir Section 1.5.1). Les barres de renforcement verticales du mur doivent être ancrées dans cette semelle.

Au sommet, les murs sont confinés par une poutre de ceinture, détaillée conformément à la Section 1.5.4.6, qui est interconnectée avec le chaînage horizontal inférieur des murs de la maison. La dalle du rez-de-chaussée de la maison est positionnée au même niveau que le béton de la poutre de ceinture. Afin d'éviter un basculement hors du plan, la dalle doit être ancrée et continuellement connectée à la poutre de ceinture à l'aide d'un renforcement composé de barres de $\frac{3}{8}$ " espacées de 30 cm sur toute la longueur du mur de soutènement.

De plus, les poteaux confinant les murs de la maison doivent s'étendre jusqu'au niveau de la fondation du mur de soutènement et y être solidement ancrés.

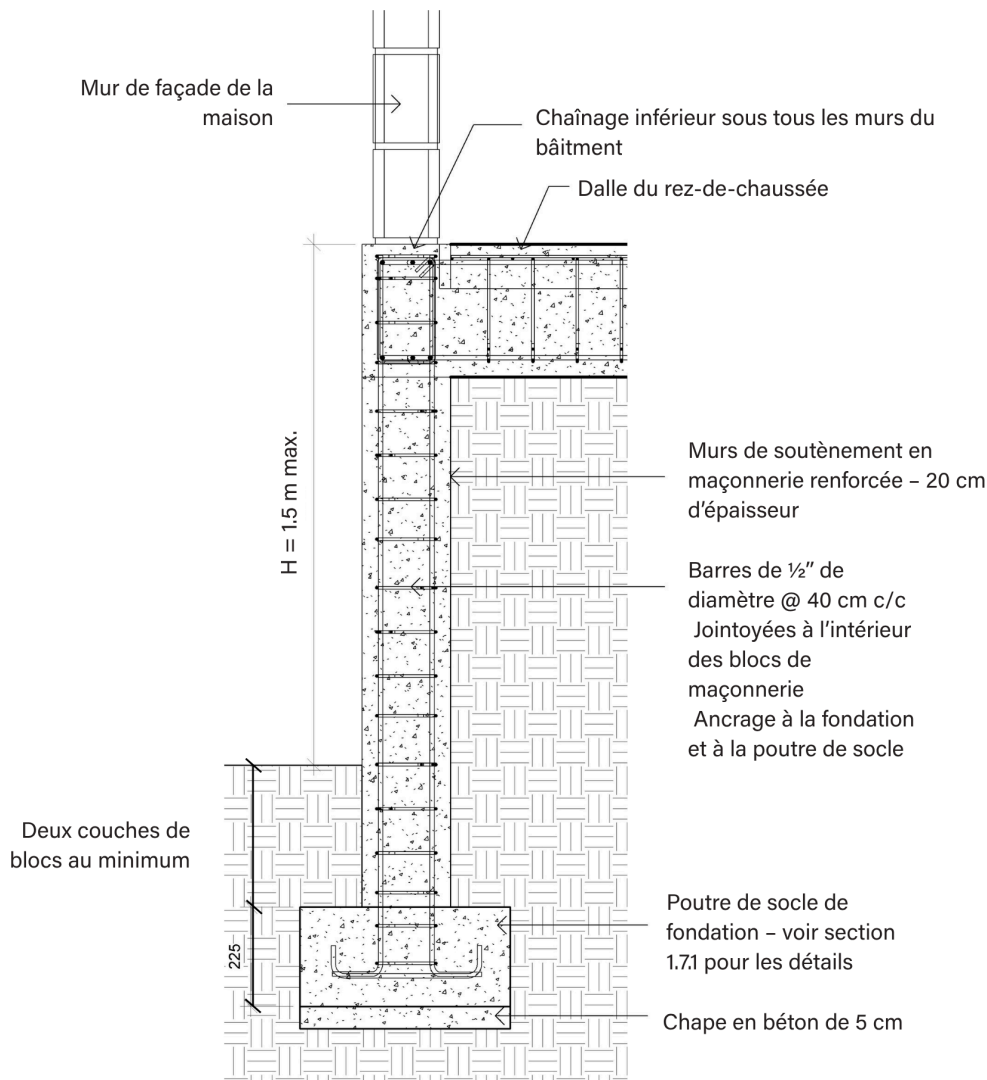


Figure 1.5.2.2-1 Mur de soutènement de fondation en maçonnerie renforcée

Le mur de soutènement en maçonnerie armée doit être renforcé par des murs transversaux en maçonnerie armée, espacés d'au plus 4,5 mètres. Ces murs transversaux sont généralement alignés sur le bord des murs porteurs de la maison.

Si cette solution de mur de soutènement est utilisée dans des zones inondables de faible à moyenne intensité, la dalle du rez-de-chaussée doit être une dalle suspendue (voir Section 1.5.5), en portée entre des murets situés sous les poutres de ceinture à chaque alignement de murs..

1.5.3 DALLE EN BÉTON ARMÉ SUR SOL

La dalle de fondation doit avoir une épaisseur minimale de 75 mm et être placée à une hauteur minimale de 300 mm au-dessus du niveau du sol.

(Remarque : La section 1.5.3 contient des dispositions spécifiques pour la construction en zones inondables, notamment les niveaux recommandés pour les dalles du rez-de-chaussée lorsqu'elle est surélevée pour atténuer les risques d'inondation, la dalle doit être conçue comme une dalle suspendue.)

Pour les maisons construites sur des terrains plats, un simple renforcement avec un treillis métallique en acier de 3 mm de diamètre et de maille 150 mm ou un quadrillage en acier ¼ " espacé de 150 mm, peut être utilisé pour réduire le retrait et la fissuration. Il est recommandé d'ancrer ce treillis dans le chaînage inférieur. Le treillis doit être positionné à 25 mm du sommet de la dalle, et une attention particulière doit être portée pour éviter son déplacement lors du coulage du béton.

Pour les maisons construites sur des terrains en pente, des barres d'armature de ¾", espacées de 30 cm, doivent être installées sur toute la longueur du mur de soutènement (voir images 1.5.2-1, -2 et -3). Ces barres doivent être ancrées au chaînage inférieur qui solidarise le sommet du mur de soutènement, ainsi qu'aux chaînages inférieurs situés sous les murs de la maison.

La surface du sol à l'intérieur des murs de fondation doit être débarrassée de toute végétation, de la couche arable et des sols inappropriés.

La dalle doit reposer sur une couche de matériau granulaire bien compacté d'au moins 200 mm et d'au plus 700 mm d'épaisseur, comprenant une couche de 50 mm de sable de surface placée directement sous la dalle, comme illustré à la figure 1.5.3-1. Le remblai doit être compacté par couches de 100 mm.

Si l'épaisseur du matériau de remblai dépasse 700 mm, la dalle en béton doit être réalisée comme une dalle suspendue (**sous-section 1.9.2**), afin d'éviter les fissurations dues à un remblai insuffisamment compacté. Le matériau de remblai doit être entièrement exempt de terre organique.

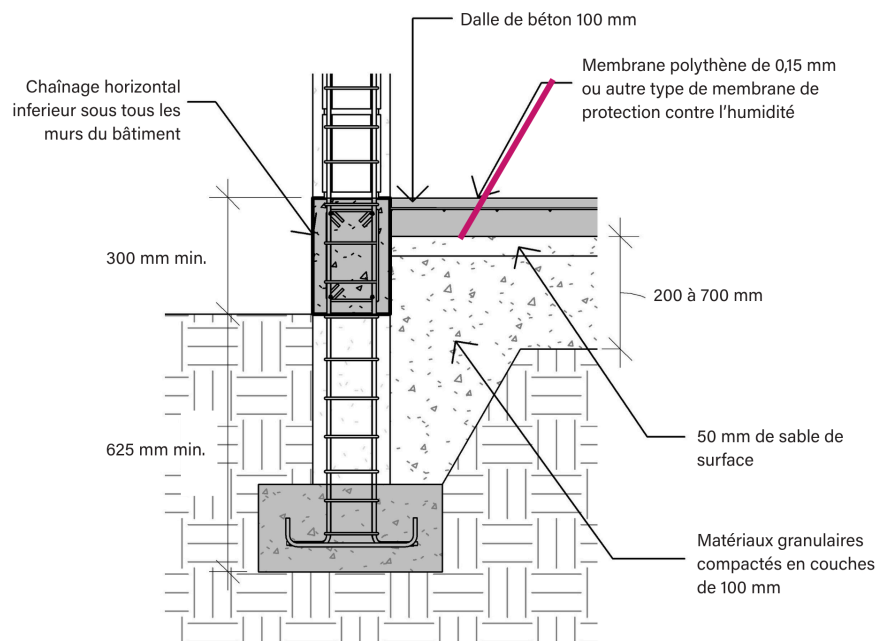


FIGURE 1.5.3-1 Fondation d'une dalle sur sol

Une membrane protectrice peut être placée directement sous la dalle pour empêcher l'eau ou l'humidité de pénétrer dans la dalle ou le mur de fondation. Des feuilles de polyéthylène d'au moins 0,15 mm d'épaisseur peuvent être posées sur le sable compacté en prenant soin de ne pas les perforer. La longueur de chevauchement des feuilles individuelles ne doit pas être inférieure à 150 mm. Alternativement, la membrane imperméable peut être constituée d'une couche d'asphalte ou d'une chape en béton. Une membrane protectrice n'est pas requise sous les garages, les allées, les patios et les dalles à ciel ouvert.

1.5.3.1 Dalles de rez-de-chaussée en paliers

Sur des sites en pente, la dalle du système de fondation peut nécessiter une configuration en paliers pour s'adapter aux variations de niveau. Dans ces cas, le chaînage horizontal inférieur doit également être aménagé en paliers et renforcé comme illustré à la Figure 1.5.3.1-1. La dalle portante doit être renforcée conformément aux spécifications des sections précédentes, suivre la configuration en paliers du chaînage horizontal inférieur et y être ancrée à l'aide de barres de $\frac{3}{8}$ " espacées de 30 cm d'axe en axe. Le remblai compacté sous la dalle portante peut être façonné pour épouser le changement de niveau tout en garantissant une épaisseur minimale de 100 mm.

Les murets soutenant le chaînage horizontal inférieur remplissent la fonction de murs de soutènement et doivent être conformes aux spécifications décrites dans la Section 1.5.2, qu'ils soient réalisés en pierre ou en maçonnerie armée.

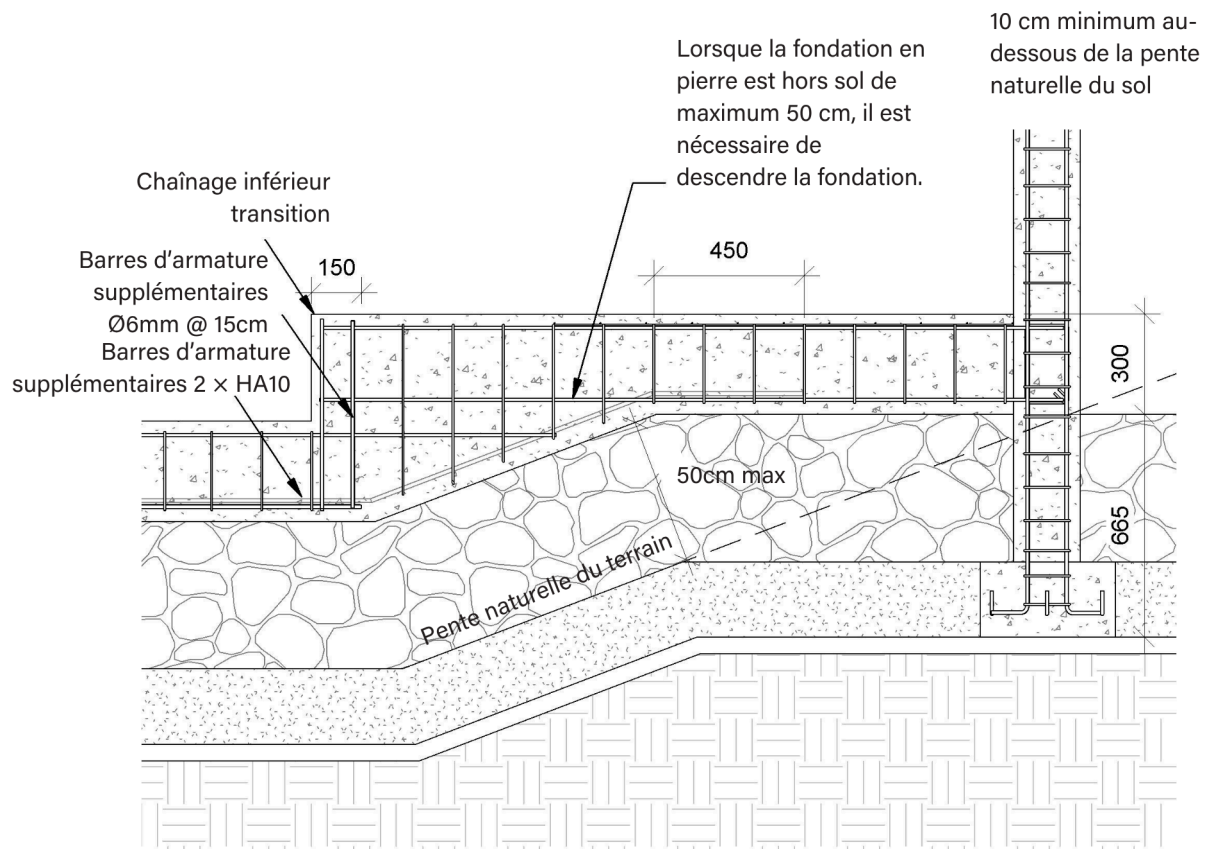


FIGURE 1.5.3.1-1 Dalle sur et fondation au sol avec palier

1.5.4 MURS EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

Les murs en maçonnerie chaînée structurels sont constitués d'unités de maçonnerie (voir section 1.5.4) reliées par des joints de mortier (voir section 1.5.3) et renforcées par des éléments de confinement en béton, tels que des chaînages horizontaux inférieur ou supérieur (poutre de couronnement) des chaînages verticaux (colonnes) et des bandes sismiques (chaînage horizontal intermédiaire), qui

améliorent leur résistance et leur ductilité dans le plan. Ces éléments sont également appelés *éléments de confinement* (Section 1.5.4.2).

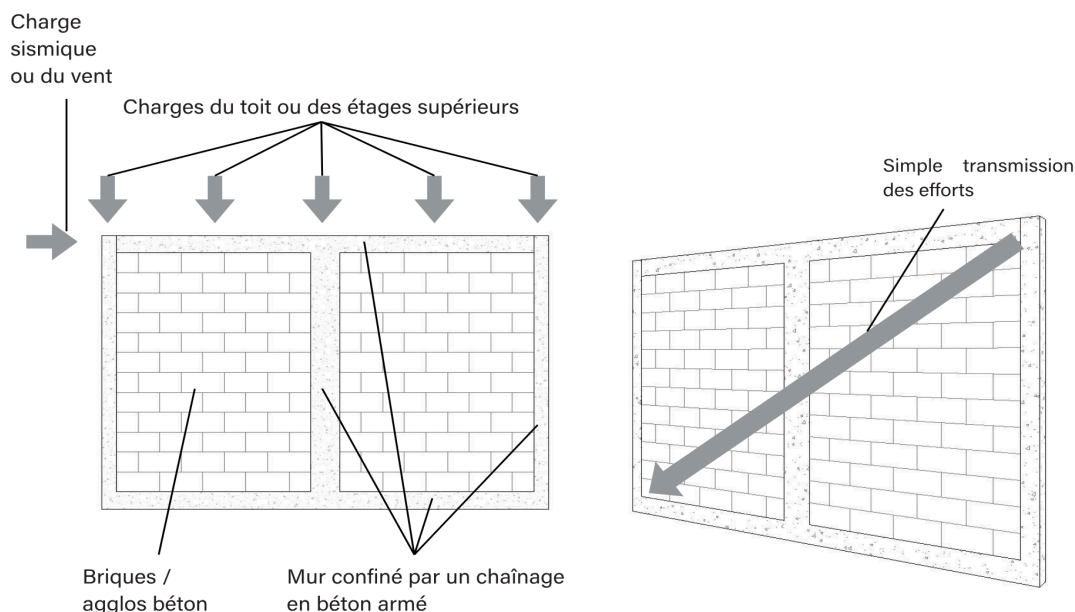


FIGURE 1.5.4-1 Principe de la maçonnerie chaînée

Les bâtiments en maçonnerie chaînée peuvent contenir ces types de murs :

1- Murs structuraux ou de cisaillement en maçonnerie chaînée: ce sont des éléments structuraux qui assurent la stabilité du bâtiment en résistant à la fois aux charges verticales (charges permanentes et d'exploitation) et aux forces latérales (vent, charge sismique, pression des terres et de l'eau).

Les murs de cisaillement doivent s'étendre de manière continue depuis la fondation jusqu'au sommet du niveau dans lequel ils se trouvent (la figure 1.5.4-5 illustre les règles de continuité). Ils doivent être disposés aussi symétriquement que possible dans le plan du bâtiment pour fournir une résistance équilibrée aux forces latérales, voir la section 1.5.4.3.

Afin d'être prise en compte pour la stabilité latérale du bâtiment (Pourcentage de Surface de Mur PSM), la longueur continue minimale d'un Mur de cisaillement en maçonnerie chaînée doit être 1,2 mètre (4 pieds). Les murs d'une longueur inférieure à 1,2 m sont désignés comme *non structurel pour le cisaillement* (c'est-à-dire ne doit pas être pris en compte dans le calcul PSM spécifié à la section 1.5.4.3), mais ces murs peuvent supporter des charges verticales et doit être construit conformément à la section 1.5.4.2 en utilisant la même taille de bloc que celle utilisée pour les murs de cisaillement.

2- Extensions de murs en maçonnerie : Les courtes longueurs ($\leq 0,6$ m) de mur de maçonnerie peuvent être laissées non renforcées si elles sont adjacentes à un élément de confinement à 4 barres (colonne) aux coins du bâtiment ou aux intersections de murs. Ceux-ci sont généralement utilisés pour décaler l'ouverture d'une porte depuis le coin d'une pièce. (Le bord d'ouverture n'a pas besoin d'être renforcé, sauf si cela est nécessaire à pour installer le matériel, etc.)

3- Cloisons de séparation : Les murs de maçonnerie utilisés principalement pour diviser les espaces intérieurs ne doivent pas être utilisés pour supporter des charges verticales ou latérales. Ceux-ci sont

autorisés uniquement à l'intérieur du bâtiment (pas sur son périmètre) et peuvent être construits à l'aide de blocs de 10 cm conformément à la section 1.5.4.11.

1.5.4.1 Exigences relatives aux murs de cisaillement en maçonnerie chaînée

1.5.4.1.1 Épaisseur et facteur de surface nette

L'épaisseur nominale minimale des blocs de maçonnerie en béton utilisés pour les murs en maçonnerie chaînée dans les bâtiments d'un ou deux niveaux est de 15 cm. Pour les bâtiments de trois niveaux, l'épaisseur nominale minimale au rez-de-chaussée est de 20 cm, et 15 cm peuvent être utilisés aux niveaux supérieurs. Des blocs comportant deux alvéoles ou plus et présentant des épaisseurs d'âme différentes peuvent être utilisés. Des blocs de 20 cm peuvent également être employés dans les bâtiments d'un ou deux niveaux afin de réduire la surface murale requise. Les dimensions retenues pour le calcul des valeurs R_n et C_n du tableau **Tableau 1.5.4.1-1-1** sont fournies dans le **Tableau 1.5.4.1-1-2**, avec les tolérances minimales acceptables.

Tableau 1.5.4.1.1-1 Dimensions supposées des blocs et exigences minimales (1)(4)

Dimension	Bloc nominal de 15 cm	Bloc nominal de 20 cm
Largeur nominale, W	15 cm	20 cm
Longueur nominale, L	40 cm	40 cm
Surface horizontale nominale, $A_{nom} = W \times L$	600 cm ²	800 cm ²
Hauteur nominale, H	20 cm	20 cm
Largeur réelle	14 cm supposé, +/- 3,2 mm	19 cm supposé, +/- 3,2 mm
Longueur réelle	39 cm supposé, +/- 3,2 mm	39 cm supposé, +/- 3,2 mm
Hauteur réelle	19 cm supposé, +/- 3,2 mm	19 cm supposé, +/- 3,2 mm
Configurations de cellules autorisées	2x1 ou 3x1	2x1, 3x1, ou 2x2 (moins courant)
Âme longitudinale Épaisseur	25mm supposé et minimum	25 mm (2) (5) supposé et minimum
Âme transversal Épaisseur (3) (minimum entre les âmes longitudinales)	25 mm supposé 19 mm minimum	25 mm supposé 19 mm minimum

Notes :

1. Les blocs fournis dont les dimensions réelles varient en dehors de la plage autorisée doivent être rejetés et remplacés. Des tolérances de $\pm 3,2$ mm ($\frac{1}{8}$ ") sur les dimensions globales sont issues de l'ASTM C90 ; des valeurs alternatives peuvent être proposées par l'ingénieur. L'ingénieur peut évaluer l'acceptabilité de l'écart en calculant le rapport de surface nette (R_n), le facteur de surface

nette (C_N) et en comparant la valeur requise et la valeur fournie du Pourcentage de surface de Mur (PSM).

2. Deux épaisseurs d'âme de face sont prévues, 25 mm et 30 mm. Les valeurs de R_N et de C_N sont fournies pour les deux cas dans le tableau 1.7.4-X. L'âme longitudinale centrale n'existe que dans la configuration à 2x2 alvéoles.
3. En Haïti, les blocs présentent généralement une épaisseur d'âme transversale de 25 mm, valeur retenue pour le calcul des surfaces nettes. La limite inférieure de 19 mm provient de la norme ASTM C90-16 Specification for Loadbearing Concrete Masonry Units. Cette valeur est suffisante pour satisfaire à la surface d'âme normalisée minimale de 6,5 in²/ft² (45 140 mm²/m²), afin de réduire le risque de fissuration des âmes. La norme ASTM C140 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units fournit des informations sur la manière de mesurer les dimensions des blocs de maçonnerie en béton, y compris la surface d'âme normalisée.
4. Les valeurs d'épaisseur d'âme indiquées représentent des minima acceptables. Les blocs fournis dont les dimensions réelles sont inférieures à la valeur retenue doivent être rejetés et remplacés. À défaut, l'ingénieur peut évaluer l'acceptabilité de l'écart en calculant a minima le rapport de surface nette (R_N), le facteur de surface nette (C_N) et la comparaison entre le PSM requis et celui fourni.

L'alignement des âmes (parois transversales) et le remplissage complet des joints de mortier augmentent la surface nette des unités de maçonnerie disponible pour résister aux efforts de cisaillement. Cela réduit la longueur de mur nécessaire pour atteindre le pourcentage de surface de mur requis, tel que décrit à la Section 1.5.4.3. L'alignement correct est différent pour la maçonnerie à blocs à 2 alvéoles et à 3 alvéoles.

La Figure 1.5.4.1.1-1a montre le chevauchement correct de 50 % (une alvéole) pour l'alignement des âmes entre les assises adjacentes d'une maçonnerie courante de blocs à 2 alvéoles. La Figure 1.5.4.1.1-1b montre le chevauchement correct d'environ 33 % (une alvéole) pour l'alignement des âmes entre les assises adjacentes d'une maçonnerie courante de blocs à 3 alvéoles. La Figure 1.5.4.1.1-1c montre un alignement incorrect de 50 % pour la maçonnerie de blocs à 3 alvéoles.

Les Figures 1.5.4.1.1-1a et 1.1b montrent les blocs à alvéoles remplies de mortier optionnelles (maximum 1:3) qui sont autorisées pour augmenter la surface pleine du mur. L'armature n'est pas requise dans ces alvéoles.

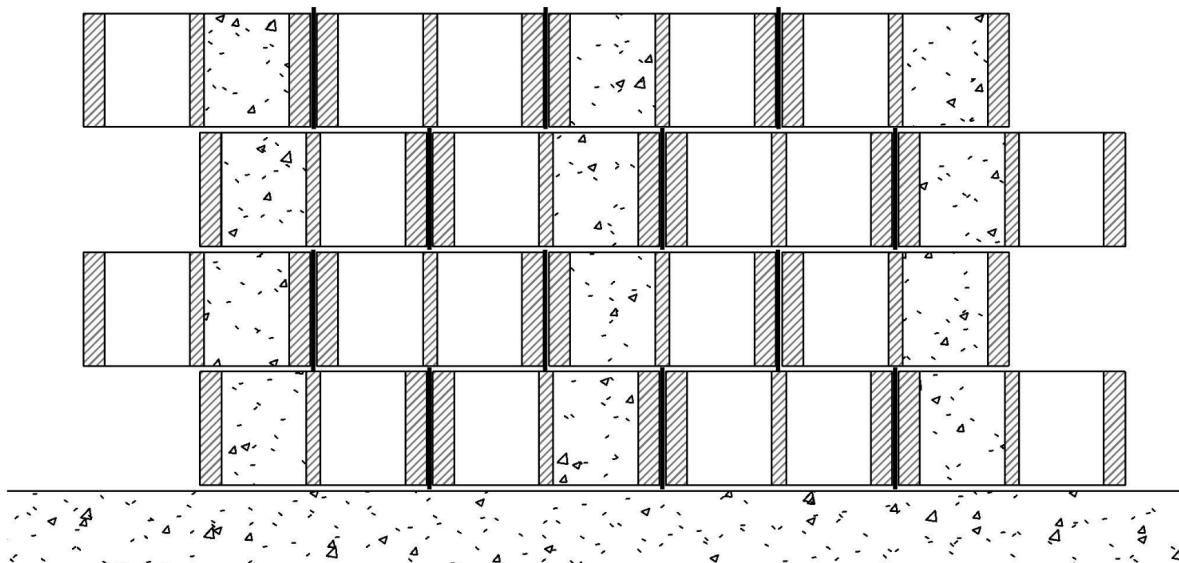


Figure 1.5.4.1.1- 1a Plan de pose des blocs de maçonnerie à lits alternés avec décalage de 50 % pour bloc de 20 cm à 2 alvéoles (CORRECT).

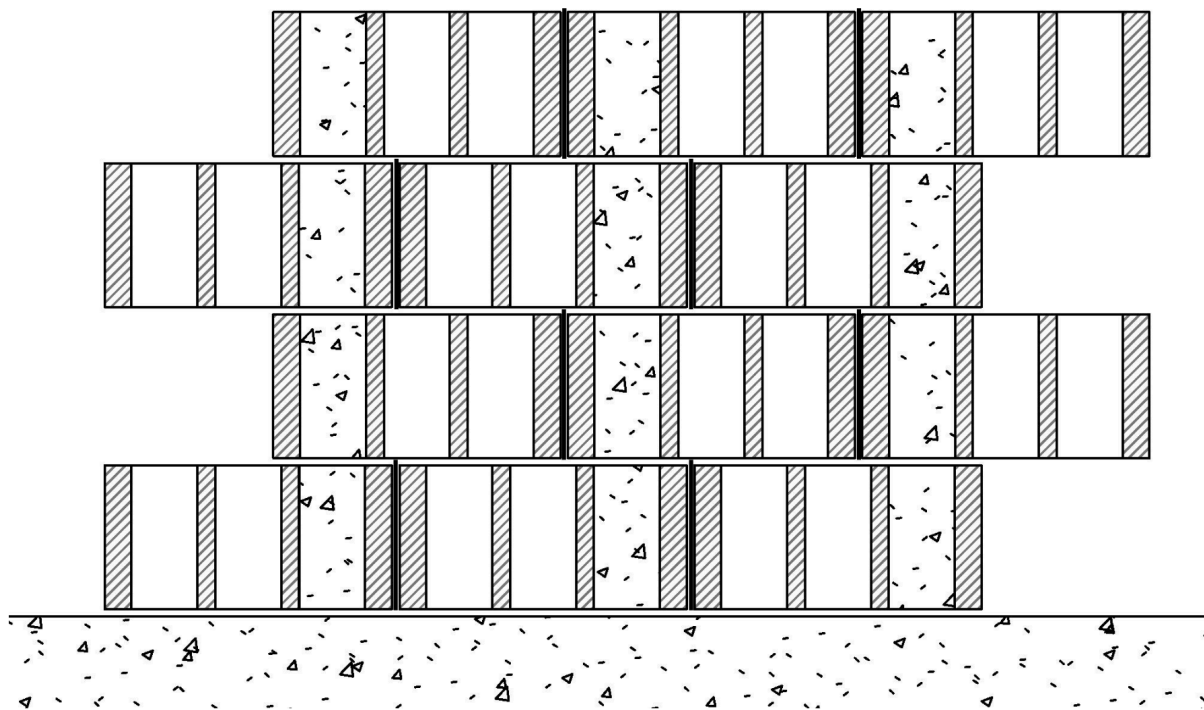


Figure 1.5.4.1.1- 1b Plan de pose des blocs de maçonnerie à lits alternés avec décalage de 33 % pour bloc de 15 cm à 3 alvéoles (CORRECT).

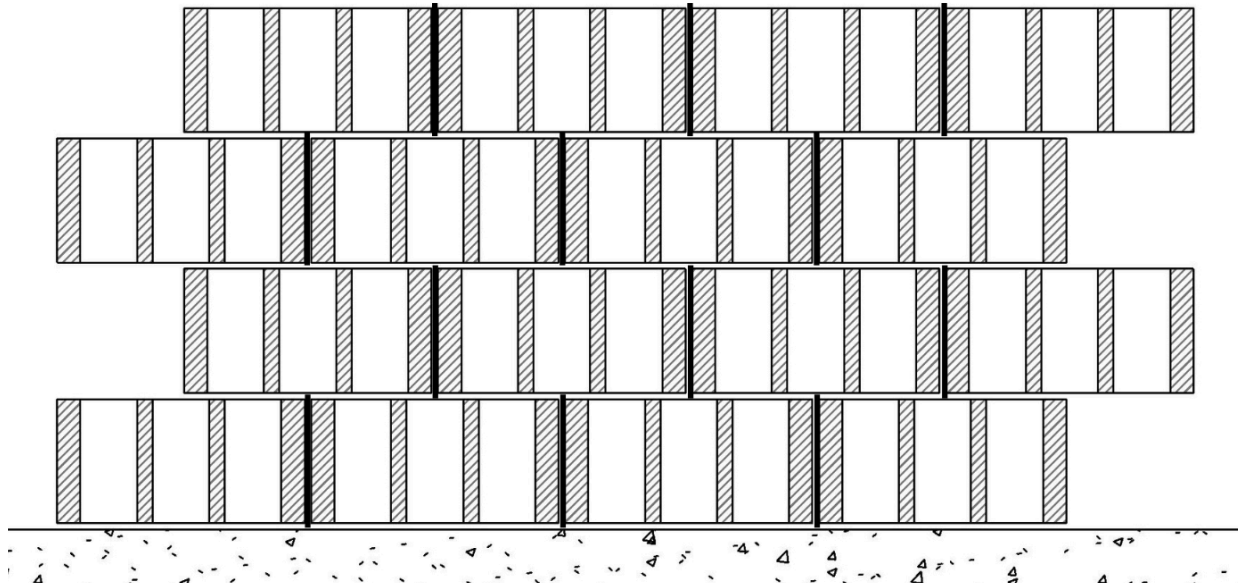


Figure 1.5.4.1- 1c Plan de pose des blocs de maçonnerie à lits alternés avec décalage de 50 % pour bloc de 15 cm à 3 alvéoles (INCORRECT).

Un renforcement vertical peut être requis dans les alvéoles remplies de coulis pour les murs pignons supportés (Section 1.5.4.9.3), les prolongements de renforcements des fenêtres (Section 1.5.4.2) ou les ancrages de toiture par feuillards (Section 1.5.6.9.7). Dans ces cas, le chaînage vertical relie une poutre de fondation en partie inférieure à une poutre en partie supérieure. La Figure 1.5.4.1.1-2 montre une coupe de mur en maçonnerie avec alignement correct des parois et des alvéoles pour un bloc à 2 alvéoles, dont une est remplie de coulis avec un renforcement.

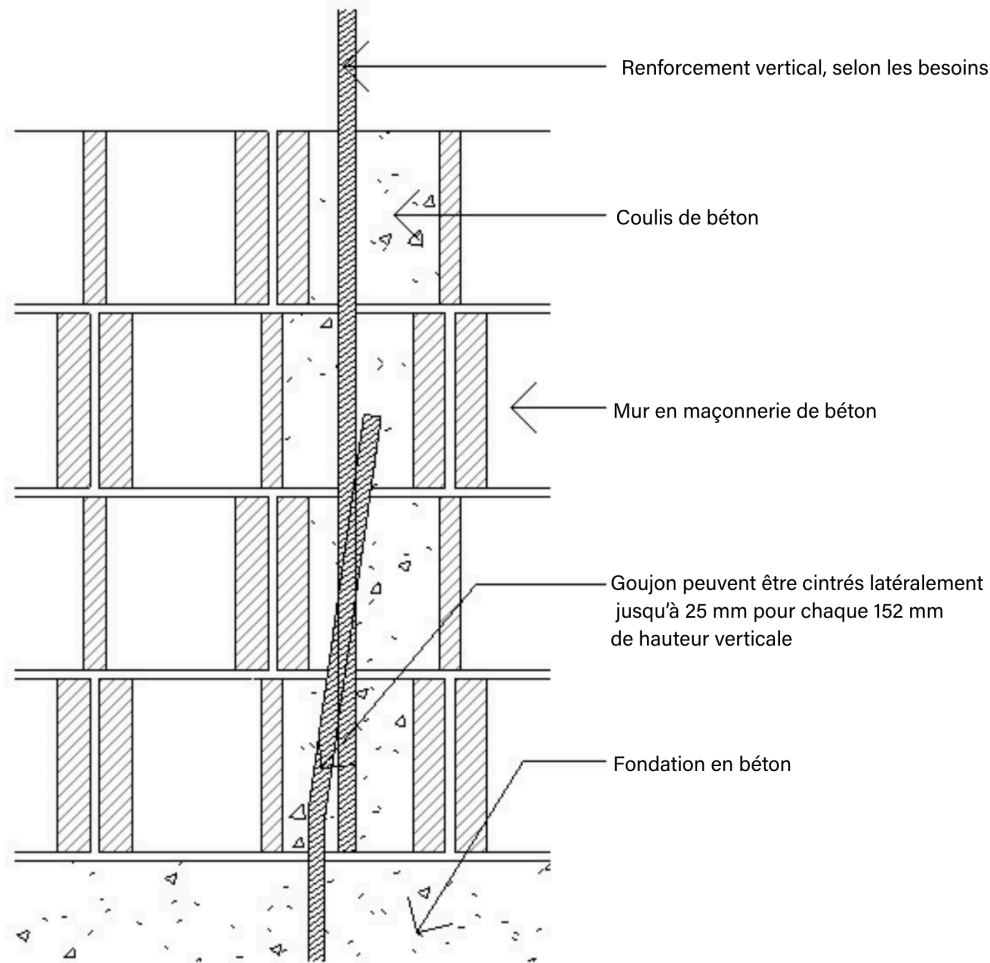


Figure 1.5.4.1.1- 2 Section de mur en maçonnerie montrant l'alignement des âmes et des alvéoles pour des blocs à 2 alvéoles avec chevauchement de 50 %, une alvéole remplie de coulis de béton avec renforcement).

Un remplissage complet des joints de mortier est requis. Combiné aux exigences de recouvrement (50 % pour les blocs à deux alvéoles et ~33 % pour les blocs à trois alvéoles), cela maximise la surface nette disponible pour résister aux efforts de cisaillement. Si le remplissage complet n'est pas assuré (condition corrective), une plus grande longueur de mur sera alors nécessaire dans le bâtiment. La Figure 1.5.4.1.1-3 illustre la différence entre un joint de mortier limité aux parois extérieures et un remplissage complet au mortier. À noter que ces directives ne s'appliquent pas aux murs en briques ; la figure est donnée à titre informatif uniquement.

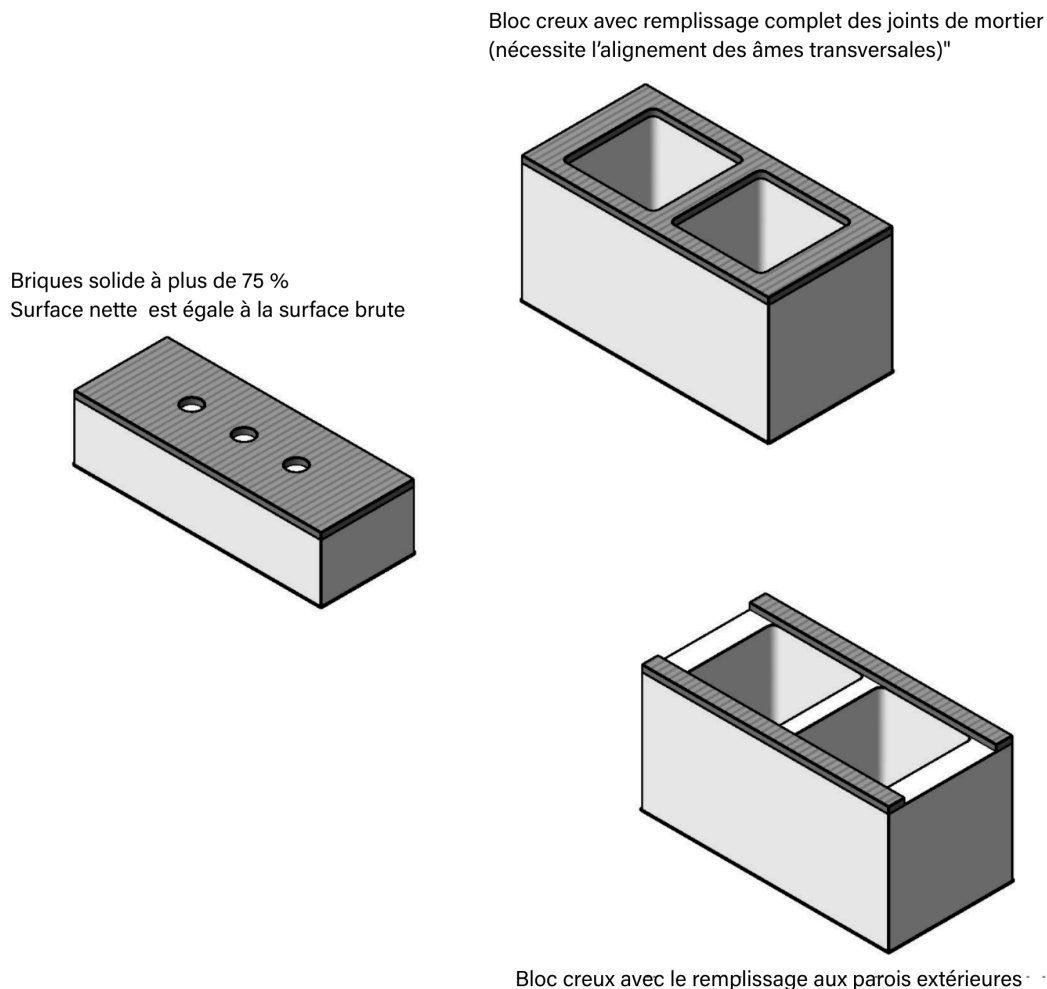


Figure 1.5.4.1.1- 3 Bloc de maçonnerie illustrant la différence entre le remplissage complet des joints (obligatoire) et le remplissage limité aux parois extérieures.

Le rapport de surface nette à surface nominale (R_N = surface nette / surface nominale) est un paramètre important pour déterminer le nombre et la longueur des murs requis via le pourcentage de surface de mur de la Section 1.5.4.3. Les valeurs de R_N sont fournies dans le Tableau 1.5.4.1.1-2 pour une gamme de dimensions de blocs couramment disponibles et pour différentes hypothèses concernant le remplissage des joints de mortier.

Le Tableau 1.5.4.1.1-2 résume le rapport de surface nette des blocs en utilisant les dimensions du Tableau 1.5.4.1.1-1, pour les types et configurations de blocs suivants :

- Largeurs nominales de 15 cm ou 20 cm (largeurs réelles de 14 cm ou 19 cm)
- Blocs à 2, 3 et 4 alvéoles avec au moins 25 % de recouvrement entre rangs alternés (minimum pour un appareillage courant)
- Épaisseur des parements extérieurs de 25 mm ou 30 mm. Un parement plus épais contribue directement à la surface nette et réduit la longueur de mur nécessaire dans le bâtiment
- Que les parois transversales soient entièrement remplies de mortier ou non. Un remplissage complet est requis mais n'est pas toujours effectué.

- Remplissage optionnel des alvéoles (aucun, ou une sur trois). Non autorisé dans les murs supportant une toiture légère

Le facteur C_N est utilisé dans le calcul du pourcentage de surface de mur de la Section 1.5.4.3. Le facteur C_N référence toutes les valeurs de surface nette à 1,0 pour le cas de base : bloc de 15 cm, 3 alvéoles, parement de 25 mm, sans remplissage de coulis, joints entièrement remplis.

$$C_N = (R_N / 0.438) \times (W / 15\text{cm})$$

Les surfaces nominales du Tableau 1.5.4.1.1-1 peuvent être utilisées pour déterminer les surfaces nettes réelles à vérifier ou pour ajustement dans l'Annexe 3. Les valeurs de surface nette et le ratio CN doivent être comparés aux valeurs mesurées des blocs fournis pour la construction afin de vérifier leur acceptabilité.

Les blocs disponibles peuvent présenter des surfaces nettes supérieures à celles indiquées dans le tableau. Par exemple, les unités respectant les exigences dimensionnelles de la norme ASTM C90-16 (Spécification standard pour unités de maçonnerie en béton porteuses) auront des parements plus épais, par exemple un minimum de 32 mm (1,25") pour les blocs de largeur nominale 20 cm. De plus, les valeurs R_N du Tableau 1.5.4.1.1-2 supposent que les largeurs des blocs sont de 14 cm et 19 cm pour des unités nominales de 15 cm et 20 cm. Les valeurs réelles peuvent être supérieures.

Cela peut être utilisé pour réduire la longueur de mur requise. Cependant, R_N ne doit pas dépasser 0,63 sauf si les éléments verticaux de limite sont réévalués pour les sollicitations de flexion résultant de la résistance au cisaillement plus élevée.

Tableau 1.5.4.1.1- 2 Rapport de surface nette des blocs (R_N) et facteur de surface nette C_N

Largeur nominale du bloc, W (cm)		15	15	15	20	20	20
Longueur nominale du bloc L (cm)		40	40	40	40	40	40
Alvéoles remplies de béton		Non	Non	1 sur 3 (3)	Non	Non	1 sur 3 (3)
Parois transversales alignées avec mortier		Non (1)	Oui (2)	Oui	Non (1)	Oui (2)	Oui
Dispositions alvéoles	Epaisseur paroi extérieure (4) (cm)	Rapport de surface nette des blocs(5) (6) ($R_N = A_{\text{net}} / A_{\text{nominal}}$)					
2 alvéoles (2x1)	2.5	0.325	0.438	0.595	0.244	0.375	0.559
	3.0	0.390	0.490	0.630	0.293	0.414	0.585
3 alvéoles (3x1)	2.5	0.325	0.438	0.583	0.244	0.375	0.544
	3.0	0.390	0.490	0.619	0.293	0.414	0.571
4 cell (2x2)	2.5	N/A	N/A	N/A	0.244	0.473	N/A

Dispositions alvéoles	Epaisseur paroi extérieure (4) (cm)	Facteur de surface nette (5) (6) $C_N = (R_N \times W) / (0.438 \times 15\text{cm})$					
2 alvéoles (2x1)	2.5	0.74	1.00	1.36	0.74	1.14	1.70
	3.0	0.89	1.12	1.44	0.89	1.26	1.78
3 alvéoles (3x1)	2.5	0.74	1.00	1.33	0.74	1.14	1.66
	3.0	0.89	1.12	1.41	0.89	1.26	1.74
4 alvéoles (2x2)	2.5	N/A	N/A	N/A	0.74	1.44	N/A

Notes :

1. Si seules les faces extérieures sont maçonneries, alors les parois transversales ne contribuent pas à la résistance au cisaillement — solution non recommandée. Cela rend la surface nette des blocs de 15 cm et de 20 cm identique.
2. Pour les blocs à deux alvéoles, le recouvrement des blocs entre lits alternés doit être d'un demi-bloc (50 %), afin que les trois parois transversales s'alignent et contribuent à la résistance au cisaillement. Cela permet également de laisser un espace pour le coulage de béton dans les alvéoles lorsque cela est permis. Pour les blocs à trois alvéoles, le recouvrement doit être d'un tiers de bloc (33 %), de façon à ce que la première ou la troisième alvéole s'aligne. Cependant, cela laisse certaines âmes transversales mal alignées, de sorte que seulement 3 sur 4 sont prises en compte dans la résistance au cisaillement. Ainsi, la surface nette des blocs à deux et trois alvéoles est la même. Cette hypothèse peut être révisée par l'ingénieur si un bon alignement des âmes est démontré.
3. Il est permis d'augmenter la surface murale en coulant du béton dans une alvéole sur trois (1:3), pour les configurations 2x1 et 3x1 (mais pas pour la configuration 2x2), voir Section 1.7.4.3. Les valeurs de R_N pour le coulage d'une alvéole sur trois sont fournies ; R_N doit être recalculé si un coulage moindre est prévu. Le coulage n'est pas autorisé dans les murs supportant une toiture légère en raison de l'augmentation des sollicitations hors plan sur les chaînages périphériques.
4. Les rapports de surface nette (R_N) et facteurs (C_N) sont fournis en supposant une épaisseur d'âme de face de 2,5 cm ou 3,0 cm. L'utilisation d'âmes de face plus épaisses réduit la surface murale requise.
5. Les dimensions des blocs fournis varieront inévitablement de celles spécifiées par l'ingénieur. S'il est suspecté que la surface nette des blocs fournis puisse être significativement inférieure à ces valeurs, un rapport de surface nette plus faible doit être utilisé dans la conception.
6. Les surfaces nettes calculées n'incluent pas la contribution des rayons de congé, etc. Cela augmente la surface nette et la marge d'environ 1 % à 2 % selon le nombre d'alvéoles. Les rayons des angles des alvéoles peuvent être supposés égaux à 16 mm ($\frac{5}{8}$ ") si une évaluation complémentaire est effectuée. La surface nette des blocs fournis peut également être déterminée selon la norme ASTM C140 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units.
7. Les alvéoles des blocs à quatre cellules sont trop petites pour être correctement coulées en béton, cette option est donc non applicable (N/A).

8. La surface nette des blocs avec un coulage 1:3 des alvéoles est égale à la surface nette non coulée plus la surface de l'alvéole coulée ($\frac{2}{3}$ d'une alvéole pour les blocs à deux cellules et une alvéole pour les blocs à trois cellules).
9. Les surfaces nettes réelles (cm²) peuvent être déterminées en utilisant le rapport RN de ce tableau, multiplié par la surface nominale d'une unité de 15 cm x 40 cm = 600 cm² et de 20 cm x 40 cm = 800 cm². À noter que les valeurs de RN ont été déterminées à partir des dimensions réelles du tableau 1.5.4.1.1-1 et excluent le joint horizontal supposé de 1 cm (par ex. 14 cm x 39 cm pour un bloc nominal de 15 cm x 40 cm).

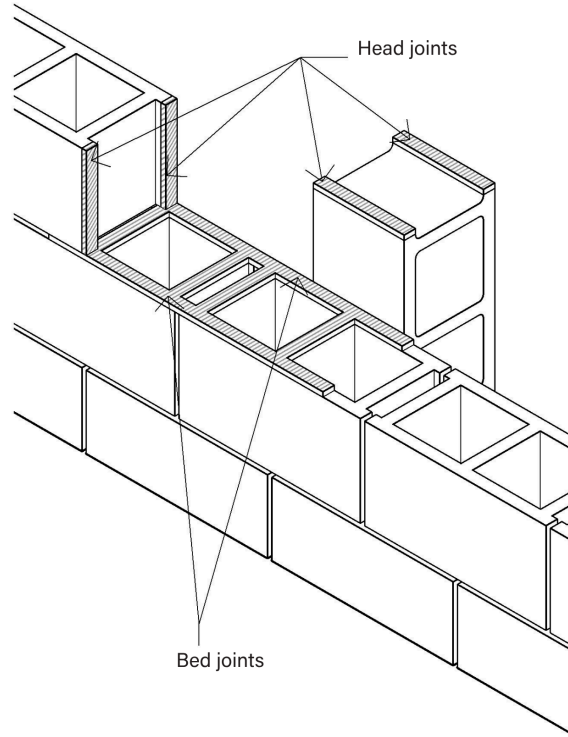


Figure 1.5.4.1.1- 3 Remplir complètement les joints de mortiers (parois extérieures et transversales, joints verticaux) pour augmenter la surface nette.

1.5.4.1.2 Résistance minimum à la compression de la maçonnerie, $f'm$

La résistance à la compression minimale de la maçonnerie ($f'm$) est influencée par la résistance à la compression minimale des unités (ou blocs, f'_{unit}), du mortier (f'_{mortar}) et du coulis ($f'g$) lorsqu'ils sont présents. Pour des valeurs de $f'm \leq 14$ MPa, la résistance à la compression de la maçonnerie est approximativement égale à la résistance du bloc (f'_{unit}), à condition que la résistance du mortier et du coulis soit au moins équivalente à celle du bloc.

La résistance à la compression minimale spécifiée de la maçonnerie ($f'm$) peut être déterminée en utilisant la méthode de la résistance de l'unité avec les combinaisons du Tableau 1.5.4.1.2-1 Résistance à la Compression Minimale de la Maçonnerie, $f'm$. Ces conceptions de mélanges de mortier et de coulis correspondent à celles de la section 1.5.3. La méthode du prisme peut également être utilisée, voir TMS 602 Section 1.5.

Les différentes valeurs de f_m sont utilisées pour déterminer le pourcentage de surface murale requis dans le bâtiment, voir l'annexe 3 . Une interpolation linéaire est permise entre les valeurs des quatre premières lignes.

Les informations sur le coulis sont utilisées lorsque certaines alvéoles sont remplies de coulis pour augmenter la surface de cisaillement au lieu de nécessiter des blocs plus résistants, voir la section 1.5.4.2 et l'Annexe 3.

Tableau 1.5.4.1.2- 1 Résistance minimum à la compression de la maçonnerie, f_m

Résistance Minimale à la Compression de la Maçonnerie, f_m (MPa)	Mélange du mortier et résistance à la compression, $f_{mortier}$ (MPa)	Mélange du coulis et résistance à la compression f_g (MPa)	Résistance minimum à la compression des blocs, f_{unit} (MPa)	Remarque
Unité de maçonnerie non remplie avec coulis de béton				
6.9	1 part ciment 4.5 parts sable Eau selon besoin 7.5 MPa	-	6.9	Minimum, excepté pour 3 niveaux, Valeur de référence pour les murs
10.0	1 part ciment 4.0 parts sable Eau selon besoin 10.0 MPa	-	10.0	Nécessite vérification de f_{unit} . Minimum pour le RdC d'un immeuble de 3 niveaux avec blocs de 20cm
12.5	1 part ciment 3.5 parts sable Eau selon besoin 12.5 MPa	-	12.5	Nécessite vérification de f_{unit}
14.0	1 part ciment 3.5 parts sable Eau selon besoin 12.5 MPa	-	14.0	Nécessite vérification de f_{unit}
Unité de maçonnerie remplie avec coulis de béton (maximum 1 alvéoles sur 3)				
6.9	1 part ciment 4.5 parts sable Eau selon besoin 7.5 MPa	1 part ciment 4.5 parts sable Eau selon besoin 7.5 MPa		Permis tel que décrit dans section 1.5.4.3 et Annexe 3.
10.0	1 part ciment 4.0 parts sable Eau selon besoin 10.0 MPa	1 part ciment 4.0 parts sable Eau selon besoin 10.0 MPa	10.0	Nécessite vérification de f_{unit} . Permis tel que décrit dans section 1.5.4.3 et Annexe3.

Dans la procédure de pourcentage de surface de mur (PSM) de la Section 1.5.4.3, l'avantage lié à l'utilisation d'une maçonnerie avec une résistance minimale à la compression supérieure à $f'm = 6,9$ MPa est exprimé au moyen du facteur C_B .

$$C_B = \sqrt{(f'm / 6.9 \text{ MPa})}$$

Par exemple, si $f'm = 10$ MPa, alors $C_B = 1,20$.

Les valeurs de C_B pour différentes valeurs de $f'm$ sont données dans le Tableau 1.5.4.1.2-2.

Tableau 1.5.4.1.2- 2 – Facteur d'ajustement pour la résistance minimale à la compression de la maçonnerie, C_B

Résistance Minimale à la Compression de la Maçonnerie, $f'm$ (MPa)	Facteur d'ajustement de la résistance de la maçonnerie C_B $C_B = \sqrt{(f'm / 6.9 \text{ MPa})}$
6.9	1.00
10.0	1.20
12.5	1.35
14.0	1.42

1.5.4.1.3 Construction

Le mur de blocs structurel doit être construit avant de couler les chaînages.

Les blocs doivent être confinés à leurs extrémités avec les chaînages verticaux. Les extrémités du murs doivent être dentelées au droit des chaînages verticaux tel qu'illustré dans la Figure 1.5.4.1.3-1. Les blocs doivent être posés en quinconce en laissant un espace une rangée sur deux entre la colonne et le mur. Le béton est ensuite coulé jusqu'à la face latérale des blocs, qui sert de coffrage, pour garantir que le béton remplit correctement l'espace laissé libre entre les blocs et l'armature. Alternativement, le décalage peut être réalisé en retirant l'âme du demi-bloc adjacent au chaînage vertical, ce qui permet de le remplir de béton lors du coulage de la colonne.

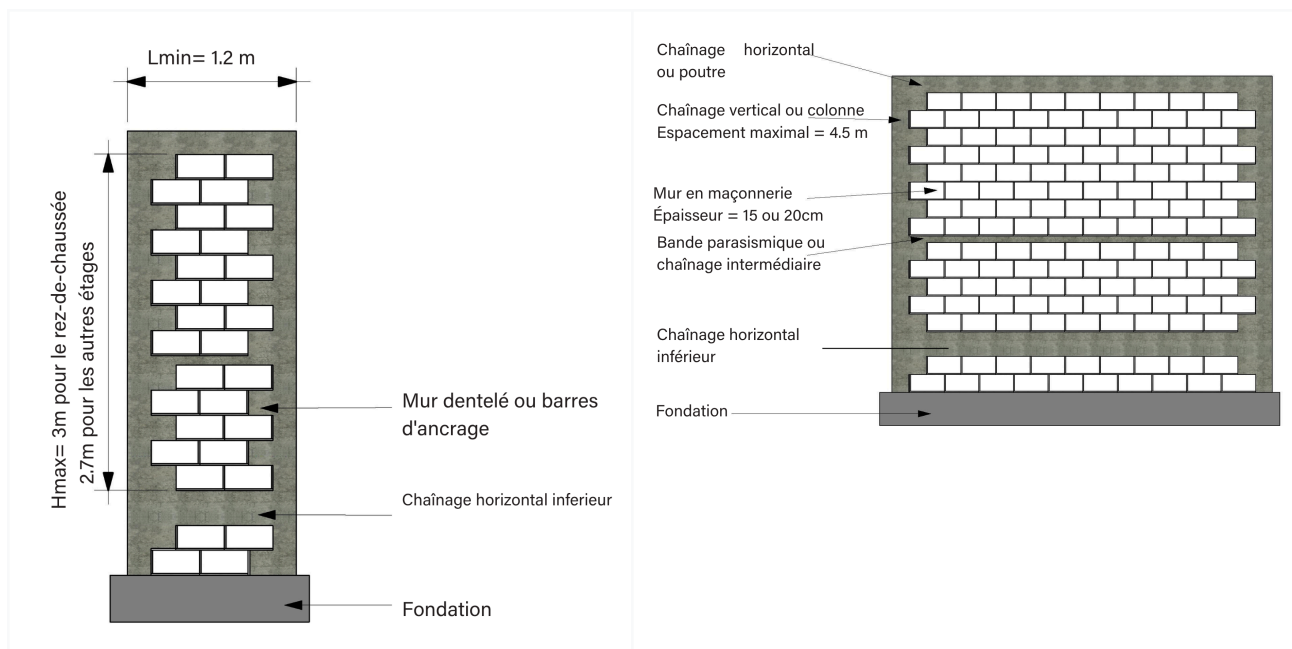


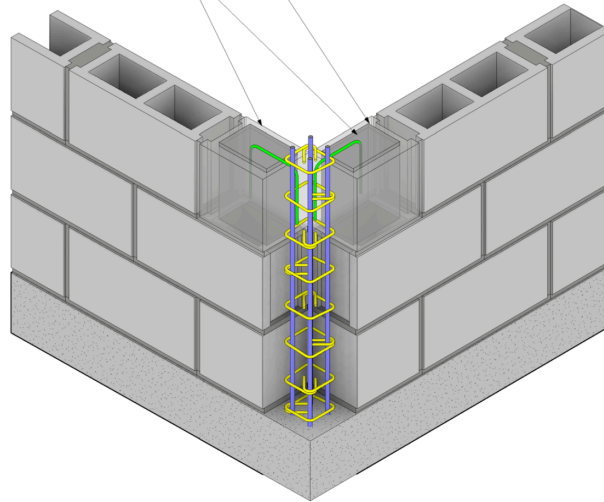
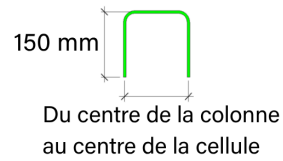
Figure 1.5.4.3-1 Élévation typique d'un mur en maçonnerie confinée

Comme alternative, les murs de maçonnerie peuvent être ancrés aux chaînages adjacents à l'aide de barres de $\frac{1}{4}$ de pouce (6 mm de diamètre) s'étendant de la colonne à travers le joint de mortier et accrochées au premier bloc (barre en forme de U), qui doit être rempli avec un coulis de béton sur toute la hauteur du mur. Ces barres doivent être placées tous les trois rangs, comme le montre la figure 1.5.4-4. L'épaisseur des joints de mortier doit être comprise entre 12 et 20 mm à l'endroit où se trouvent ces barres.

Lorsque des barres sont incorporées dans les joints de mortier, l'épaisseur du joint doit être comprise entre 15 mm et 20 mm

Des arrêts de coulis doivent être placés dans les blocs immédiatement en dessous, et les alvéoles doivent être remplies de mortier pour fixer la barre

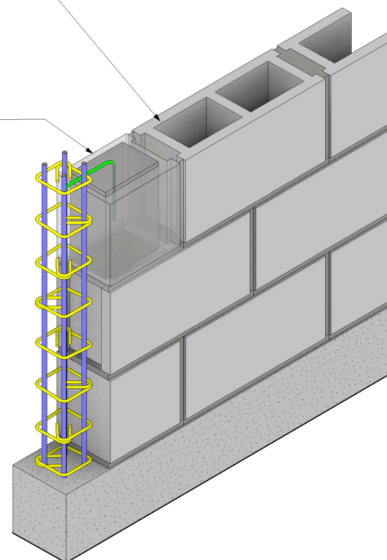
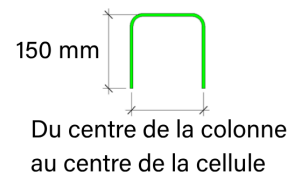
Aux coins, une barre de 6 mm. Toutes les 3 rangées d'agglomérés dans le lit de mortier



Lorsque des barres sont incorporées dans les joints de mortier, l'épaisseur du joint doit être comprise entre 15 mm et 20 mm

Des arrêts de coulis doivent être placés dans les blocs immédiatement en dessous, et les alvéoles doivent être remplies de mortier pour fixer la barre

Lorsque la colonne se trouve au bout d'un mur, barre de 6 mm, toutes les 3 rangées d'agglomérés dans le lit de mortier



A l'intersection des murs en T,
Utiliser des barres 6 mm, comme
indiqué toutes les 3 rangées
d'agflo dans le lit de mortier

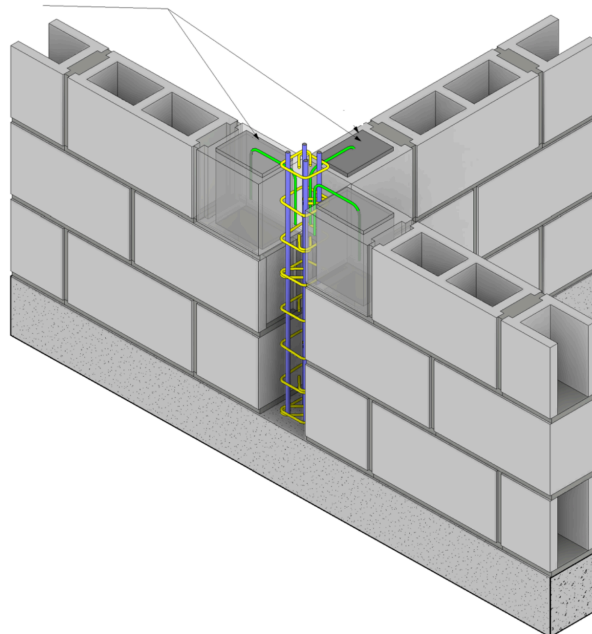


Figure 1.5.4.3.1- 1,2,3 Connexions des murs aux colonnes avec goujon

1.5.4.1.4 Continuité verticale support vertical

Les murs porteurs en maçonnerie chaînée (MMC) qui contribuent à la résistance latérale doivent avoir un support vertical à chaque extrémité depuis la fondation jusqu'au sommet du niveau le plus élevé dans lequel ils se produisent. Le support vertical à chaque extrémité peut être fourni dans l'une des conditions suivantes :

1. Les murs continus (par défaut)

Un mur de même longueur et emplacement est aligné directement en dessous et s'étend jusqu'au niveau des fondations. Les chaînages verticaux sont continus depuis le niveau inférieur jusqu'au mur considéré, Figure 1.5.4.1.4-1.

Les ouvertures, si présentes, sont situées de chaque côté du mur continu.

La longueur minimale du mur est de 1,2 m.

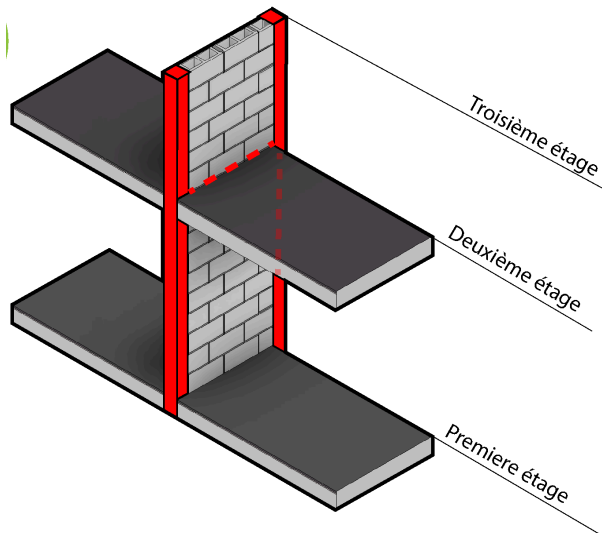


Figure 1.5.4.1.4-1 Continuité du mur supporté

2. Chevauchement parallèle

L'extrémité du mur est partiellement soutenue par un mur situé dans le même plan en dessous. Le chevauchement doit représenter au moins 25 % de la longueur du mur supporté. Figure 1.5.4.1.4-2.

Les deux éléments de délimitation définissant les bords de chevauchement doivent être continus et s'étendre vers le haut et vers le bas dans le mur mitoyen.

La poutre soutenant le mur au-dessus doit satisfaire aux exigences de la section 1.5.4.2 relatives aux linteaux pour les grandes ouvertures. Cela limite la largeur de l'ouverture à 2,2 m.

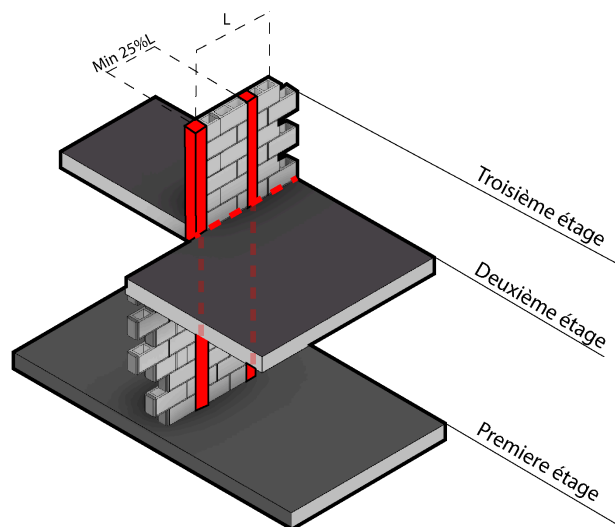


Figure 1.5.4.1.4-2 Support de mur à chevauchement parallèle

3. Support de colonne uniquement

Une ou les deux extrémités du mur sont soutenues par une colonne isolée ou une colonne avec un mur d'un seul côté.

Les poteaux et poutres de support doivent être conçus séparément selon les exigences de l'ASCE 7 et de l'ACI 318. Les poteaux doivent être conçus pour résister aux efforts de cisaillement sismique et aux sollicitations de renversement correspondant à la résistance au cisaillement prévue du ou des murs supportés au-dessus.

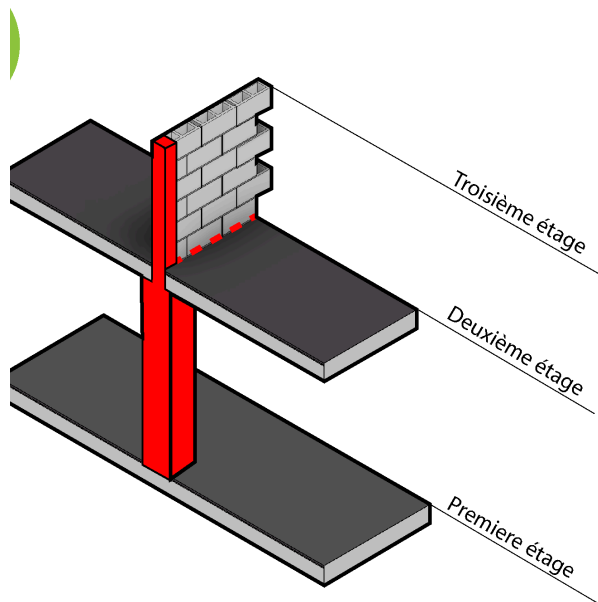


Figure 1.5.4.1.4-3. Support isolé pour le mur d'une colonne

4. Chevauchement perpendiculaire

L'extrémité du mur est soutenue par un chaînage vertical qui est encastré dans un mur dans la direction perpendiculaire ou parallèle.

Le mur supporté doit s'étendre sur au moins 25 % de la longueur du mur dans deux directions au-delà du chaînage vertical dans deux directions perpendiculaires, comme illustré.

La poutre soutenant le mur au-dessus doit satisfaire aux exigences de la section 1.5.4.2 relatives aux linteaux pour les grandes ouvertures. Cela limite la largeur de l'ouverture à 2,2 m.

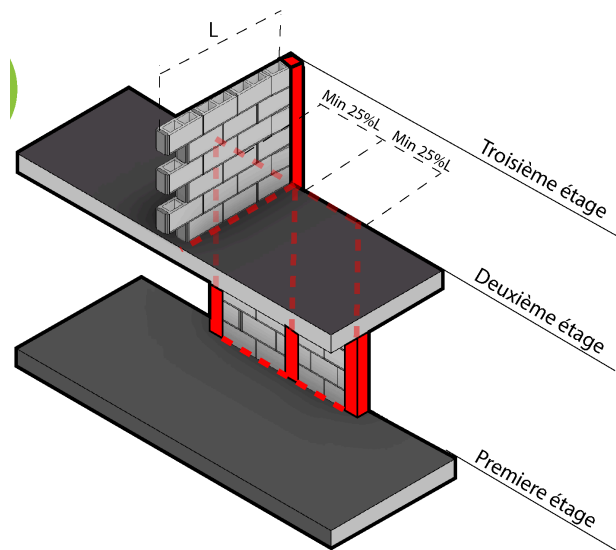


Figure 1.5.4.1.4-4 Support de mur à chevauchement perpendiculaire.

Remarque : Extensions de murs en maçonnerie jusqu'à 60 cm ne peuvent pas servir de support mural pour les conditions (1) à (4) décrites ci-dessus.

Les murs dont une ou les deux extrémités ne sont pas soutenues, c'est-à-dire ne remplissant aucune des conditions (1) à (4) ci-dessus, ne peuvent pas être utilisés comme mur cisaillement et ne contribuent pas à la résistance latérale. Voir la figure 1.5.4-5. Ces murs peuvent être détaillés comme cloisons de séparation (Section 1.5.4.10).

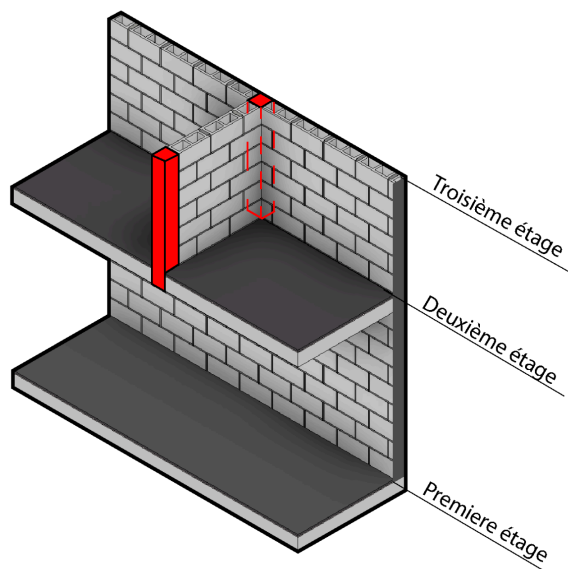


Figure 1.5.4.1.4-5 Mur de partition non supporté. Ce mur ne contribue pas à la résistance latérale.

1.5.4.2 Éléments de confinement, localisation et dimensions

Pour un mur de cisaillement donné, les éléments de confinement sont divisés en :

- Chaînages verticaux :
 - Colonnes - avec 4 ou 6 barres longitudinales (généralement adjacentes aux portes ou aux intersections des murs)
 - Renforcement à 2 barres (généralement adjacents aux fenêtres ou à toute autre ouverture à hauteur partielle)
- Chaînages horizontaux :
 - Chaînage horizontal inférieur (Poutre de ceinture basse ou de libage)
 - Chaînage horizontal supérieur (Poutre de couronnement ou de ceinture)
 - Chaînage horizontal intermédiaire (Bande sismique à mi-hauteur)
 - Linteaux au-dessus des ouvertures

L'emplacement de ces éléments doit répondre aux exigences suivantes :

- Un Chaînage horizontal inférieur (Poutre de ceinture basse), un chaînage horizontal supérieur (Poutre de couronnement ou de ceinture) et un chaînage horizontal intermédiaire (Bande sismique à mi-hauteur) doivent être présents sur tous les murs. Les chaînages supérieurs doivent former des anneaux fermés en plan de sorte qu'il n'y ait pas d'extrémités déconnectées.

Les spécifications standard des chaînages bas et hauts sont données dans les Sections 1.5.4.6 et 1.5.4.7.

- Des chaînages verticaux (colonnes) à 4 ou 6 barres doivent être placées aux coins du bâtiment, aux intersections des murs et à côté des portes ou autres ouvertures pleine hauteur (Exception : les extensions de murs en maçonnerie (MWE) jusqu'à 0,6 m peuvent être laissées non confinées et non renforcées entre une colonne de liaison et une porte adjacente ou une ouverture pleine hauteur).

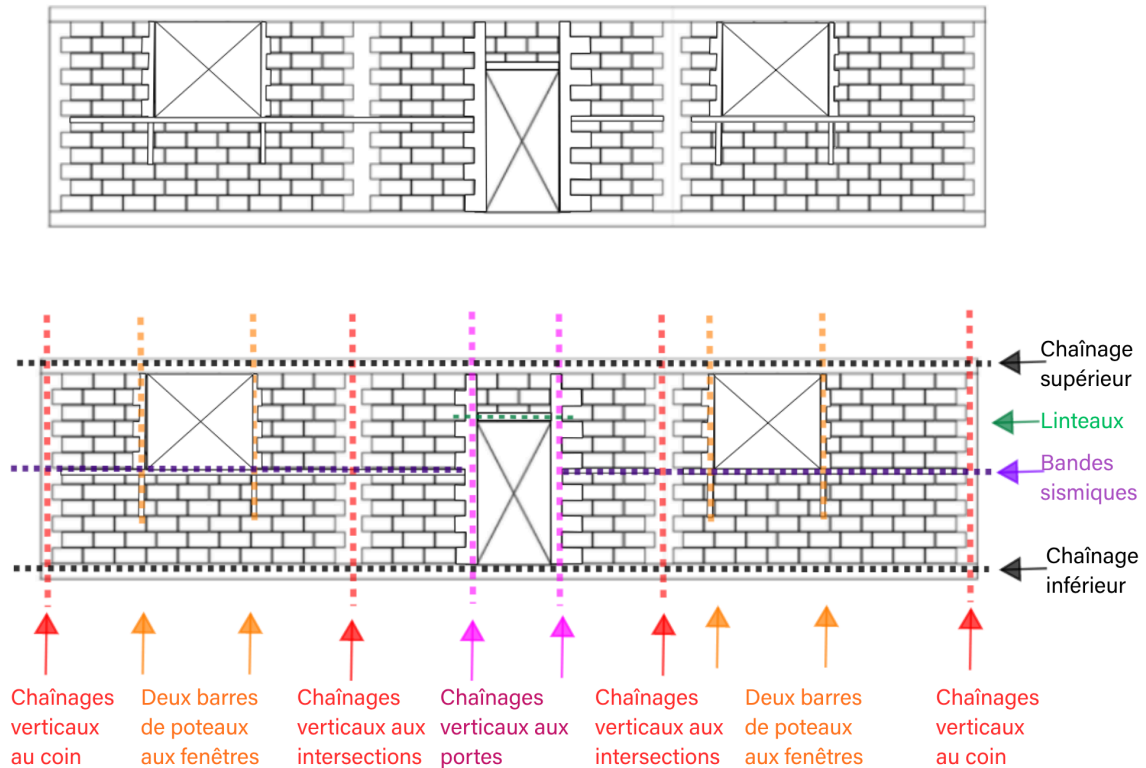


Figure 1.5.4.2-1 Exemple d'emplacement des éléments de confinement des murs

- Renforcements aux ouvertures dépendent des dimensions et de l'emplacement de l'ouverture :
 - **Très petites ouvertures** : dimensions inférieures ou égales à 20cm x 20cm. Elles peuvent être intégrées dans un panneau mural sans nécessiter d'éléments de confinement. Leur présence peut être ignorée lors du calcul de la capacité portante et de la résistance aux forces latérales du mur. Toutefois, une seule ouverture de ce type est autorisée par panneau mural.
 - **Petites ouvertures** : dimensions inférieures ou égales à 0,6m x 0,6m. Elles peuvent être intégrées dans un panneau mural sans nécessiter d'éléments de confinement. Ces ouvertures ont un impact sur la longueur effective du mur de cisaillement qui contribue au système de résistance latérale. La longueur de l'ouverture doit être déduite lors du calcul de la longueur effective de mur de contreventement contribuant au PSM. Si la longueur de mur restante de part et d'autre de l'ouverture est inférieure à 0,60 m, elle doit être exclue du calcul de la longueur effective de mur de contreventement. La longueur totale réduite du mur doit être au minimum de 1,20 m.

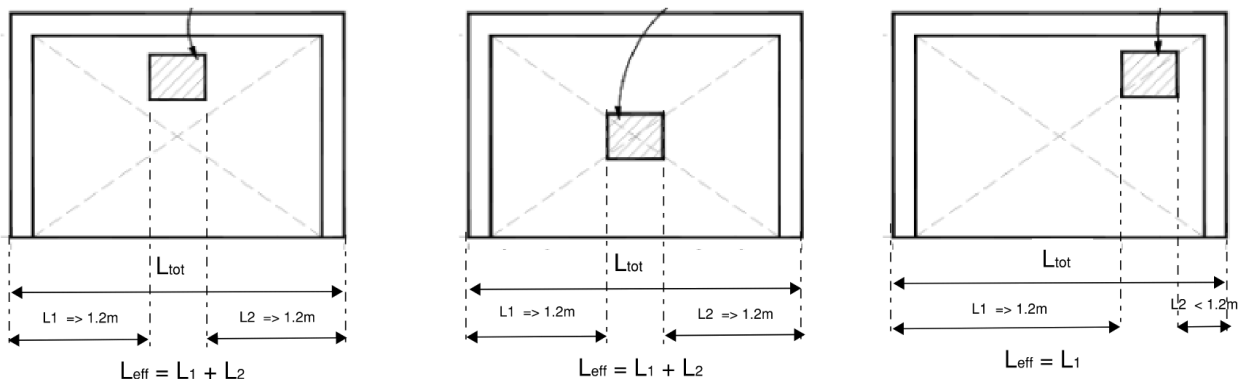


Figure 1.5.4.2-2 Exemple de la façon dont les petites ouvertures affectent la longueur effective du mur pour la résistance au cisaillement.

- **Ouvertures moyennes** : la largeur (W) est de $0,6 \text{ m} < W \leq 0,9 \text{ m}$; la hauteur (H) peut varier. Elles doivent comporter des chaînages horizontaux et verticaux tout autour de leur périmètre (voir ci-dessous pour les spécifications).
- **Grandes ouvertures** : la largeur (W) est de $0,9 \text{ m} < W \leq 2,2 \text{ m}$; la hauteur (H) peut varier. Elles doivent comporter des éléments de délimitation horizontaux et verticaux tout autour de leur périmètre (voir ci-dessous pour les spécifications).

Éléments de confinement horizontaux pour ouvertures moyennes et grandes :

Une bande sismique (chaînage horizontal intermédiaire) est requise sous les fenêtres, comme décrit à la section 1.5.4.7

Au-dessus des fenêtres et des portes, il faut prévoir un linteau de même épaisseur que le mur et d'une profondeur/renfort égal à :

- Pour les ouvertures moyennes : profondeur de 200 mm, renforcées par 2 barres longitudinales de $\frac{1}{2}$ " pliées à l'intérieur des éléments de délimitation verticaux et des étriers, espacées de $\frac{1}{4}$ " à entraxe de 100 mm tout le long du linteau.
- Pour les grandes ouvertures : profondeur de 200 mm, renforcées par 4 barres longitudinales de $\frac{1}{2}$ " et des étriers de $\frac{1}{4}$ " à 100 mm c/c pour les premiers 500 mm plus près des extrémités des ouvertures et 150 mm dans la partie médiane de la travée du linteau.

Alternativement, si l'ouverture s'étend jusqu'au niveau supérieur, les dimensions et le renforcement du chaînage supérieur doivent dépasser ceux requis pour le linteau.

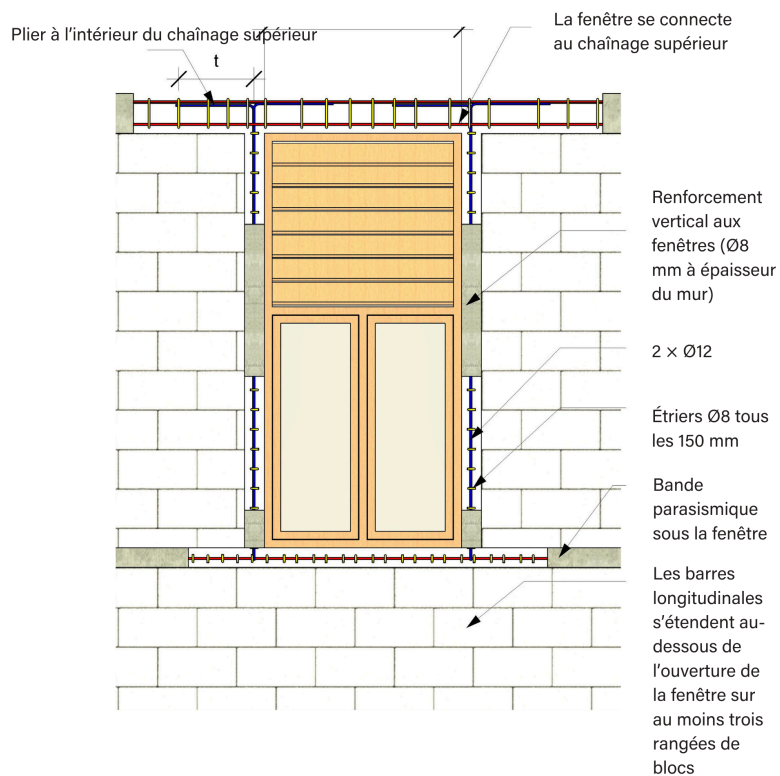
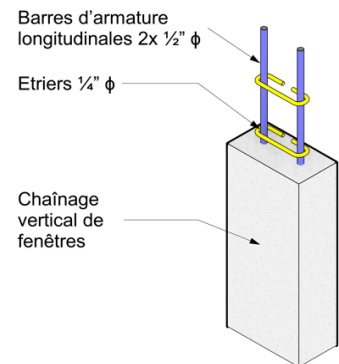
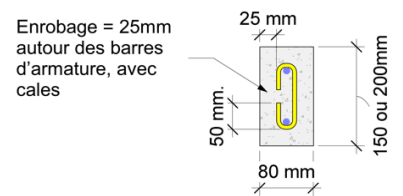
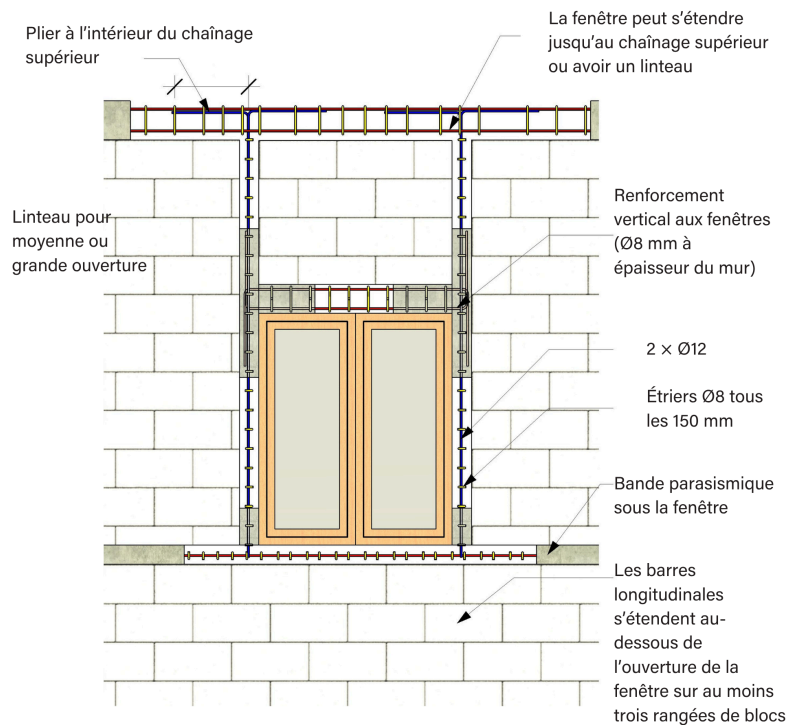


Figure 1.5.4.2-3,4&5 Éléments de délimitation pour fenêtres moyennes ou grandes avec linéau et sans linéau

Éléments de délimitation verticaux pour ouvertures moyennes et grandes :

Si l'ouverture (fenêtre) a une hauteur $\leq 1,5$ m, elle doit être confinée verticalement sur les deux bords avec un chaînage à deux barres (sauf si un chaînage à 4 barres est requis à peu près au même endroit dans le niveau supérieur et descend au niveau inférieur).

Il est préférable que les barres longitudinales de l'élément de confinement vertical de la fenêtre soient raccordées par recouvrement avec des attentes provenant du chaînage supérieur ou de la fondation en dessous. Une alternative acceptable consiste à prolonger les barres longitudinales de l'élément de confinement vertical sous l'ouverture de la fenêtre et à les sceller en place par coulis sur au moins trois assises de blocs (les barres peuvent être pliées et scellées ensemble par coulis). Au sommet de l'ouverture de la fenêtre, les barres longitudinales doivent être coulées dans le chaînage supérieur au niveau de l'étage suivant. (Figure 1.5.4.2-4).

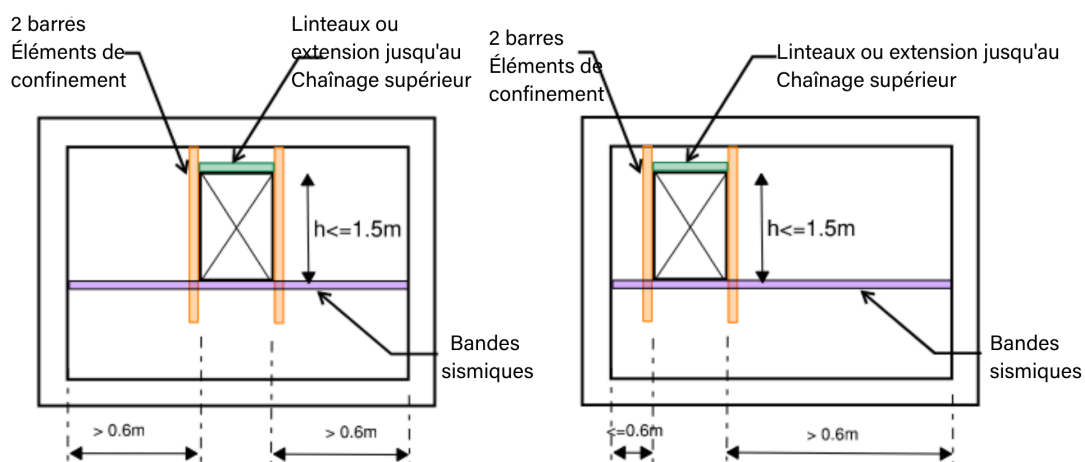


FIGURE 1.5.4.2-4 Éléments de délimitation pour fenêtres moyennes ou grandes d'une hauteur inférieure ou égale à 1,5 m.

Si l'ouverture a une hauteur $> 1,5$ m (fenêtres ou portes profondes) et est à moins de 60 cm depuis un coin de bâtiment ou une intersection de murs, ce côté de l'ouverture peut être laissé libre. (Extension de mur en maçonnerie).

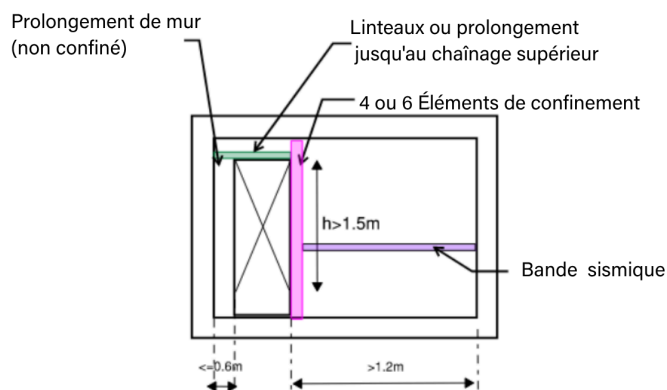


Figure 1.5.4.2-5 : Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à moins de 60 cm d'un angle de bâtiment ou d'une intersection de murs

Si l'ouverture a une hauteur $>1,5$ m (fenêtres ou portes profondes) et est placée à une distance inférieure à 120 cm d'un coin de bâtiment ou une intersection de murs, il peut être confiné verticalement avec un renforcement à 2 barres ancré aux chaînages horizontaux supérieure et inférieure.

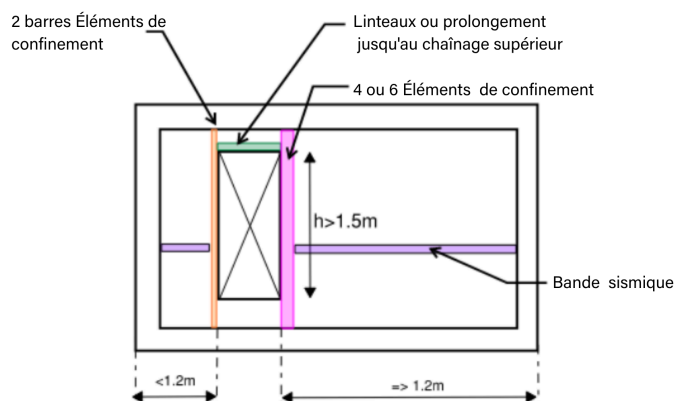


Figure 1.5.4.2-6 : Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à moins de 120 cm d'un angle de bâtiment ou d'une intersection de murs

Si l'ouverture a une hauteur $> 1,5$ m (fenêtres ou portes profondes) et est placée à 120 cm ou plus d'un coin de bâtiment ou d'une intersection de murs, des chaînages horizontaux (colonnes) à 4 ou 6 barres (dans le cas de bâtiments de 3 niveaux) doivent être fournies sur les deux bords et reliées aux chaînages supérieurs et inférieurs (jusqu'aux fondations pour les ouvertures du rez-de-chaussée).

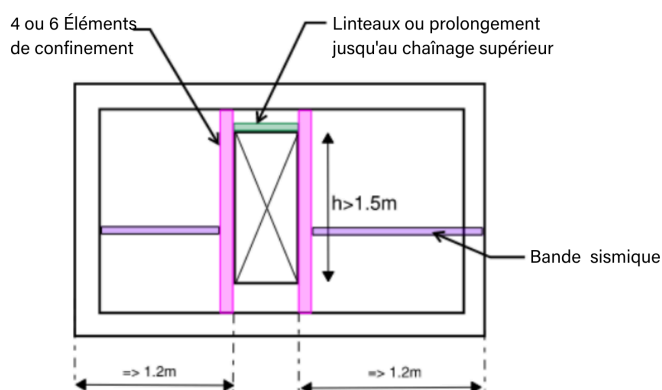


Figure 1.5.4.2-7 Éléments de délimitation pour les ouvertures hautes situées à plus de 120 cm de tout angle de bâtiment ou intersection de murs

Tableau 1.5.4.2-1 - Conditions récapitulatives pour les éléments de délimitation aux ouvertures

Type d'ouvertures	Dimensions Maximales	Affecte la capacité portante	Affecte la capacité de cisaillement	Éléments de confinement horizontal requis	Éléments de confinement vertical requis
Très petite	20 cm x 20 cm	NON	NON	NON	NON
Petite	60 cm x 60 cm	NON	OUI	NON	NON
Moyenne	Largeur (L) $60 \text{ cm} < L \leq 90 \text{ cm}$ La hauteur (H) varie	OUI	OUI	OUI Haut - Linteau ou chaînage supérieur Bas- Bande sismique ou chaînage inférieure	OUI Toutes les valeurs H sont situées $\leq 60 \text{ cm}$ d'un élément de confinement renforcé par 4 barres. Aucun élément de confinement requis $H \leq 1,5\text{m}$ - renforcement 2 barres $H > 1,5\text{m}$ et placé à plus de 120 cm des murs - colonne 4 ou 6 barres l'intersection/angle des murs - renforcement 4 ou 6 barres de renforcement
Grande	Largeur (L) $0,9 \text{ m} < L \leq 2,2 \text{ m}$ La hauteur (H) varie	OUI	OUI	OUI Haut - Linteau profond ou chaînage supérieur Bas- Bande sismique ou chaînage inférieure	OUI $H \leq 1,5\text{m}$ - renforcement 2 barres $H > 1,5\text{m}$ et placé à plus de 60cm de l'intersection/angle des murs - colonne 4 ou 6 barres $H > 1,5\text{m}$ et placé à moins de 60cm de l'intersection/angle des murs - renforcement 2 barres de ce côté

1.5.4.3 Pourcentage de Surface de Mur

1.5.4.3.1 Aperçu

Chaque niveau du bâtiment doit comporter des murs structuraux (ou de cisaillement) en maçonnerie chaînée suffisants et bien répartis dans chaque direction orthogonale (x et y) pour résister aux forces latérales appliquées (vent et sismique). L'exigence minimale est qu'au moins un mur de 1,2 m de longueur soit prévu tous les 4,5 m dans le bâtiment.

Une bonne répartition des murs de cisaillement en maçonnerie chaînée est particulièrement importante aux niveaux supportant des toitures légères, car le système de chaînage supérieur constitue un diaphragme flexible qui distribue les charges sismiques aux murs résistants sur la base de leur surface tributaire.

Aux niveaux supportant une dalle de plancher ou de toit lourde, la répartition des murs doit également refléter la surface tributaire, mais en privilégiant davantage le périmètre du bâtiment que l'intérieur. Cela est essentiel pour limiter la réponse torsionnelle sismique du bâtiment, en particulier pour les bâtiments ayant un rapport longueur/largeur élevé. Le rapport maximal autorisé est de 4, et des murs périphériques supplémentaires sont requis si le rapport dépasse 3.

L'acceptabilité des murs proposés est évaluée à l'aide de la procédure du Pourcentage de Surface de Mur (PSM) résumée ici et décrite plus en détail à l'Annexe III. Le PSM est défini comme le rapport entre la surface nominale des murs $\sum A_{wi}$ (Longueur $\times$ Épaisseur) dans une direction orthogonale donnée, dans une zone de plan de référence donnée, et cette même surface de plan. La surface de plan de référence est généralement la surface de plancher du bâtiment, mais le PSM peut également être calculé pour chaque ligne de murs (ligne de grille) du bâtiment, en utilisant la surface tributaire à ces murs.

Le PSM mesure la densité des murs structurellement utiles pour résister aux charges latérales dans un plan de bâtiment. Les bâtiments avec de petites pièces et des murs rapprochés comportant peu d'ouvertures auront un PSM plus élevé que les bâtiments avec des murs espacés et de grandes ouvertures. De même, l'utilisation des blocs 20 cm au lieu de 15 cm d'épaisseur, ou l'augmentation du ratio de surface nette des blocs (RN) ou de la résistance à la compression minimale de la maçonnerie (f'_m) augmentera le PSM.

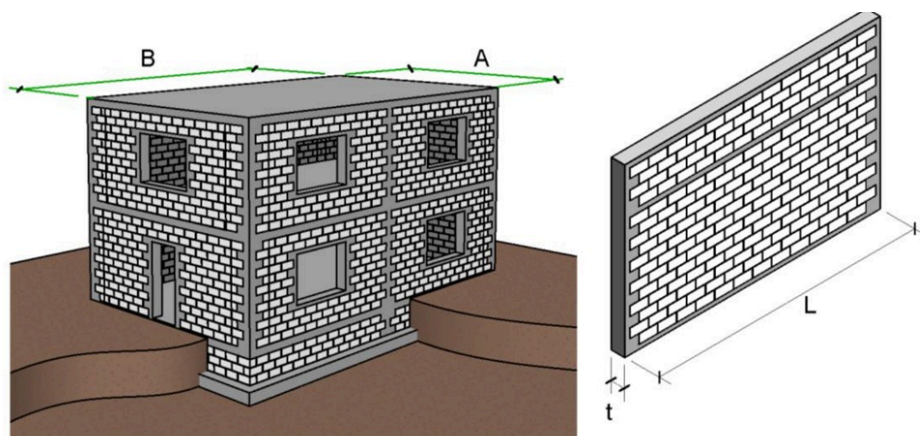


Figure 1.5.4.3.1-1 Variables géométriques considérées dans le calcul du PSM par étage.

1.5.4.3.2 Pourcentage Surface de Mur requis (PSM)

Le Pourcentage de Surface de Mur requis (PSM) dans un bâtiment est fonction de la sismicité du site (zone sismique, S_{DS}), du type de système de toiture (légère ou lourde), et du niveau considéré (par exemple rez-de-chaussée d'un bâtiment à deux niveaux).

Le PSM requis est défini par rapport à un mur de référence présentant les caractéristiques suivantes à chaque niveau :

1. Maçonnerie en blocs de béton non remplis de coulis, épaisseur nominale 15 cm, rapport de surface nette $R_N = 0,438$ (configuration typique à 3 alvéoles), joints de mortier entièrement remplis ;
2. Résistance de la maçonnerie $f'_m = 6,9$ MPa ;
3. Contribution en cisaillement plan des éléments de bord (chaînages horizontaux et verticaux) en béton armé négligée, chaque mur étant supposé constitué de mur de référence sur toute sa longueur ;
4. Contribution de la bande sismique de mi-hauteur incluse (augmentation de capacité de 33 %) ;
5. Résistance augmentée de 10 % au niveau 1 d'un bâtiment à deux niveaux, et au niveau 2 d'un bâtiment à trois niveaux ; résistance augmentée de +14 % au niveau 1 d'un bâtiment à trois niveaux.

La résistance du mur de référence (kN/m) est déterminée conformément au TMS 402-16 *Building Code Requirements for Masonry Structures* (Section 9.3.4.1.2.1), norme de référence de l'IBC 2021. Si la résistance du mur construit est supérieure à celle du mur de référence (par ex. bloc plus épais ou plus résistant), l'amélioration est exprimée en multiplicateurs du mur de référence (par ex. un bloc de 10 MPa équivaut à 120 % d'un bloc de 6,9 MPa). Cette amélioration est interprétée comme une augmentation d'épaisseur et non de longueur.

Les efforts tranchants sismiques du niveau ont été pré-calculés selon les dispositions de l'ASCE 7-16 pour des bâtiments d'un à trois niveaux, sur une gamme de valeurs S_{DS} , avec toiture légère ou lourde. Ces efforts tranchants (kN) sont ensuite convertis en valeurs de PSM requis à l'aide de la résistance du mur de référence (kN/m) et d'hypothèses simplificatrices (voir Annexe 3).

Le PSM requis constitue ainsi un indicateur de référence cohérent des sollicitations sismiques, comparable à la force tranchante de base (kN) définie dans l'ASCE 7-16, mais avec un lien plus direct et intuitif à une caractéristique physique du bâtiment.

Les valeurs de PSM du Tableau 1.5.4.3.2-1 sont exprimées en fonction d'un bloc de 15 cm, 3 alvéoles, $f'_m = 6,9$ MPa pour chaque niveau. Des majorations sont appliquées au PSM fourni pour tenir compte de blocs de meilleure performance (par ex. 20 cm, $f'_m = 10$ MPa). Ces ajustements sont obligatoires dans certains cas, comme au rez-de-chaussée d'un bâtiment de trois niveaux, où un bloc de 20 cm, $f'_m = 10$ MPa est exigé.

Les valeurs de PSM requis du Tableau 1.5.4.3.2-1 sont applicables aux bâtiments répondant aux prescriptions de la Section 1.4.1.2 et à l'ensemble des conditions suivantes :

1. La surface des avant-toits de toiture lourde ne dépasse pas 30 % de la surface en plan du bâtiment ;
2. Le retrait d'angle admissible ne doit pas dépasser les dimensions maximales (voir Tableau 1.4.1-2) ;
3. Les galeries/terrasses admissibles ne dépassent pas les dimensions maximales (voir Tableau 1.4.1-2) ;

4. Le poids de la dalle ne dépasse pas significativement celui d'une dalle alvéolée de 20 cm ;
5. Les murs de maçonnerie respectent les prescriptions des Sections 1.5.4 et 1.5.4.1.

The required Wall Area Percent in a building is a function of the building site seismicity (seismic zone, S_{DS}), type of roof system (lightweight or heavy), and the story under consideration (e.g. ground floor of a two-story building). WAP required is expressed in terms of an area of reference wall that has the following characteristics at each level:

1. Constructed using ungrouted concrete masonry units, 15cm nominal thickness, net area ratio $R_N = 0.438$ (typical 3-cell configuration), and fully bedded mortar joints.
2. Masonry strength $f'_m = 6.9$ MPa.
3. The additional in-plane shear strength contributed by the reinforced-concrete boundary elements is neglected, each wall is assumed to be constructed of reference wall for the whole length.
4. The contribution of the mid-height seismic band is included (increases capacity by 33%).
5. The strength of the wall is increased by 10% for level 1-of-2 or 2-of-3 and 14% for 2-of-3 to account for axial load in the walls.

Tableau 1.5.4.3.2- 1 Pourcentage de Surface de Mur requis ⁽²⁾

Zone sismique		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Sds Maximum (G)		0.99	1.40	1.80	2.24
PSM Minimum (surlignage en vert ci-dessous)		1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
Toiture légère					
Type de bâtiment	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1-niveau	1er (RdC)	1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
2-niveaux	2ème (étage 1)	1.0%	1.3%	1.7%	2.1%
	1er (RdC)	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
3-niveaux	3ème (étage 2)	1.0%	1.4%	1.8%	2.3%
	2ème (étage 1)	2.6%	3.7%	4.8%	5.9%
	1er (RdC)	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
Toiture lourde					
Type de bâtiment	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1-niveau	1er (RdC)	1.3%	1.9%	2.4%	3.1%
2-niveaux	2ème (étage 1)	1.8%	2.6%	3.3%	4.1%
	1er (RdC)	2.7%	3.8%	4.9%	6.2%
3-niveaux	3ème (étage 2)	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
	2ème (étage 1)	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
	1er (RdC)	4.0%	5.7%	7.4%	9.2%
	PSM minimum gouverne (voir Annexe 3 pour plus d'information)				
	Supérieur à 6%, congestion possible des murs sans mesures additionnelles.				

Notes:

1. Les valeurs de S_{DS} correspondent aux valeurs maximales pour chaque zone sismique. Une interpolation linéaire est autorisée pour les valeurs réelles de S_{DS} du site, ou bien le PSM requis peut être recalculé en utilisant l'Annexe 3I.
2. Les valeurs de PSM s'appliquent uniquement aux bâtiments en maçonnerie chaînée (MMC) et ne sont pas applicables aux bâtiments en maçonnerie renforcée (MMR).
3. Pour les bâtiments à trois niveaux, le PSM exige l'utilisation de blocs de maçonnerie de 10 MPa, épaisseur 20 cm, 2 ou 3 alvéoles au niveau 1 (voir Section 1.5.4). Des blocs de 6,9 MPa, épaisseur 15 cm peuvent être utilisés aux niveaux 2 et 3, bien qu'il soit parfois plus simple d'utiliser un seul type de bloc pour l'ensemble du bâtiment. Si des murs de 15 cm sont employés aux niveaux supérieurs, la continuité de la surface extérieure de la façade doit être maintenue sur toute la hauteur du bâtiment.

1.5.4.3.3 Pourcentage de Surface de Mur fourni

Pour déterminer si un niveau donné dispose d'une surface de mur suffisante et bien répartie, le PSM fourni est calculé à partir de la surface de plancher du bâtiment et doit excéder la valeur de PSM requis indiquée au Tableau 1.5.4.3.2-1.

Le PSM fourni est calculé deux fois pour chaque niveau du bâtiment, une fois dans chaque direction. Par exemple, un bâtiment de trois niveaux aura trois valeurs de PSM requis (une par niveau) et six valeurs de PSM fourni (3 niveaux $\times$ 2 directions). Le calcul est également effectué séparément pour chaque axe de la trame, conformément à la Section 1.5.4.3.4.

La disposition des murs en maçonnerie chaînée (MMC) pour un plan architectural donné relève du concepteur, mais la procédure suivante est proposée à titre de méthode générale, en utilisant le plan architectural du bâtiment :

1. Déterminer la sismicité du site selon l'emplacement du bâtiment, S_{DS} .
2. Déterminer la surface de plancher du bâtiment.
3. Identifier les axes de trame de murs dans le bâtiment. Cela inclut les axes de murs extérieurs et les axes intérieurs espacés d'au maximum 4,5 m.
4. Identifier les murs en maçonnerie chaînée structurels (MMC) potentiels le long de chaque axe, dans les deux directions et à tous les niveaux (voir Section 1.5.4.3.4 pour l'identification des murs en maçonnerie chaînée structurels).
 - a. Coordonner l'implantation des chaînages d'un niveau à l'autre. L'efficacité est améliorée si les chaînages sont alignés entre les niveaux.
 - b. Vérifier les exigences de support des murs selon la Section 1.5.4.1.4.
 - c. Des murs rapprochés peuvent être regroupés sur un seul axe à condition que l'espacement résultant ne dépasse pas 4,5 m. Cela permet de simplifier l'étape 5.
5. Déterminer la surface de plancher tributaire de chaque axe de trame (voir Figure 1.5.4.3.3-1). Répéter pour les deux directions (axe de trame i et j) et pour tous les niveaux. La somme des surfaces tributaires dans chaque direction, à un niveau donné, doit être égale à la surface totale de plancher.

6. Déterminer la longueur totale de mur en mètre le long de chaque axe (axe de trame i) et répéter dans la direction perpendiculaire (axe de trame j). Convertir en surface de mur de référence ($A_{m_{ref}}$) par axe de trame ($A_{m_{ref\ i}}$ et $A_{m_{ref\ j}}$) en multipliant les longueurs totales par l'épaisseur du mur de référence (0,15 m).
7. Pour chaque axe de trame, déterminer le facteur d'ajustement (facteurs C) pour une épaisseur de bloc différente ($e > 0,15$ m), un rapport de surface nette ($R_N \neq 0,438$) ou une résistance minimale de la maçonnerie supérieure ($f'm > 6,9$ MPa) en multipliant par les facteurs d'ajustement suivants :

- a. Facteur de surface nette C_N :
du Tableau 1.5.4.1.1-2 ou
 $C_N = (R_N / 0.438) \times (W / 0.15\text{cm})$

Exemple: Pour des blocs de 0.20m avec $R_N = 0.375$.

$$C_N = (0.375 / 0.438) \times (0.2\text{m}/0.15\text{cm}) = 1.14$$

Noter que $C_N = 1.14$ est nécessaire pour le 1er niveau d'un bâtiment à 3 niveaux.

- b. Résistance minimum à la compression de la maçonnerie, $f'm$ au dessus de 6.9MPa:
 C_B du Tableau 1.5.4.1.2-2 ou
 $C_B = \sqrt{(f'm / 6.9\text{ MPa})}$

Par exemple, si $f'm = 10$ MPa, alors $C_B = 1.20$.

Noter que $C_B = 1.20$ (bloc de 20 cm avec $f'm = 10$ MPa) est nécessaire pour le 1er niveau d'un bâtiment à 3 niveaux.

8. Déterminer la surface de mur ajustée ($A_{m_{aj}}$ pour tous les axes de trame i et j en multipliant pas les facteurs C applicables :

$$A_{m_{aj-i}} = A_{m_{ref-i}} \times C_{B-i} \times C_{N-i} \quad \text{et}$$

$$A_{m_{aj-j}} = A_{m_{ref-j}} \times C_{B-j} \times C_{N-j}$$

Additionner également $A_{m_{aj}}$ sur les lignes de grille i et j pour obtenir le mur ajusté total ($A_{m_{aj}}$) dans chaque direction.

9. Divisez les surfaces murales ajustées par ligne de grille ($A_{m_{aj-i}}$ et $A_{m_{aj-j}}$) par la surface de plancher tributaire à chaque ligne de grille pour déterminer la PSM fournie par ligne de grille.
Déterminez de la même manière le PSM fourni pour l'ensemble du niveau de plancher dans chaque direction.
10. Le PSM fourni pour chaque étage et dans les deux directions doit dépasser les valeurs de PSM requis correspondantes indiquées dans le Tableau 1.5.4.3.2-2.
11. Le PSM fourni pour chaque ligne de grille doit respecter les limites établies en multipliant les pourcentages du Tableau 1.5.4.3.3-1 par les valeurs de PSM requis du Tableau 1.5.4.3.2-1.
12. Si le PSM fourni est insuffisant, des longueurs de mur supplémentaires doivent être prévues. À défaut, on peut utiliser des blocs plus épais (par ex. 20 cm au lieu de 15 cm), plus résistants (par ex. 10 MPa au lieu de 6,9 MPa), ou à surface nette supérieure (par un bloc différent ou un

remplissage au coulis), sur un ou plusieurs murs de l'axe, ou sur tout le niveau/direction.

13. Si le PSM fourni est significativement supérieur aux valeurs requises, certaines longueurs de mur peuvent être supprimées. Lorsque les murs en maçonnerie chaînée structurels ne sont pas nécessaires comme murs porteurs, ils peuvent être remplacés par des cloisons de 10 cm aux emplacements intérieurs uniquement.
14. Des dommages accrus peuvent survenir si le niveau évalué est rendu beaucoup moins rigide ou plus faible que le niveau supérieur. Ceci est traité par les exigences de régularité verticale du Tableau 12.3-2 de l'ASCE 7-16 et de la Section 12.3.3. Le PSM fourni ne doit pas être inférieur aux pourcentages suivants du PSM fourni au niveau supérieur :
 - a. **Zones sismiques A et B : 65 %:**
 - S'applique uniquement au rez-de-chaussée des bâtiments à trois niveaux.
 - b. **Zones sismiques C et D : 80 %**
 - S'applique aux deux niveaux inférieurs des bâtiments à trois niveaux et au rez-de-chaussée des bâtiments à deux niveaux avec une toiture lourde.

Tableau 1.5.4.3.3-1 Pourcentage de surface de mur fourni par ligne de trame : exigences minimales

Rapport longueur / largeur du bâtiment	Axe de trame	PSM fourni Minimum	PSM fourni ⁽²⁾ Maximum
Niveau sous une dalle de plancher ou de toiture			
Tous	Intérieur	67%	200% ⁽³⁾
<=3	Extérieur	100%	300% ⁽⁴⁾
>3 et <=4	Extérieur	150%	300% ⁽⁴⁾
>4	non admissible		
Niveau sous une toiture légère			
<=4	Tous	100% ⁽⁵⁾	Pas de limite

Notes:

1. Le rapport longueur/largeur est > 1 lors de la vérification des murs transversaux du bâtiment (charges sismiques dans la direction courte) et < 1 lors de la vérification des murs longitudinaux (charges sismiques dans la direction longue).
2. Un excès de mur par rapport au WAP fourni maximum est autorisé, mais il ne peut pas être pris en compte dans le calcul du WAP fourni pour le niveau.
3. La limite de 200 % du WAP fourni maximum vise à favoriser les murs extérieurs par rapport aux murs intérieurs.

- La limite de 300 % du WAP fourni maximum vise à éviter des murs extérieurs excessivement déséquilibrés. Il faut vérifier les exigences concernant les ouvertures adjacentes aux murs lorsqu'elles existent.

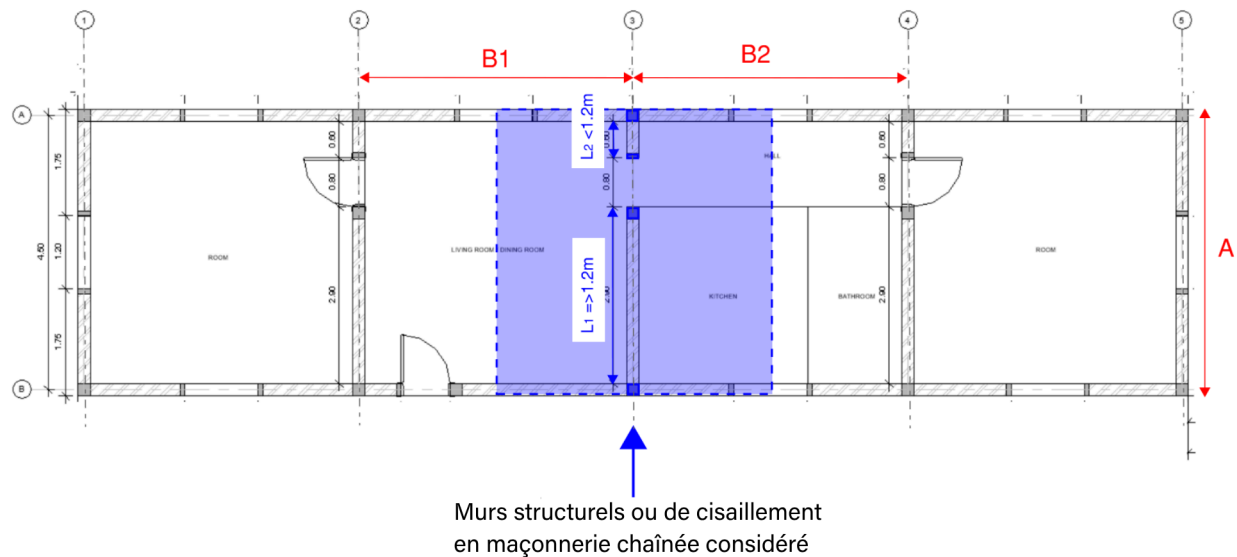


Figure 1.5.4.3.3-1 Détermination de la zone de plancher tributaire par axe de trame

Observations complémentaires concernant la disposition des murs :

- Pour les niveaux situés sous une dalle lourde, les exigences de PSM par axe de trame (Tableau 1.5.4.3.3-1) visent à limiter le décalage entre le centre de masse et le centre de rigidité, et à encourager la présence de murs périphériques pour accroître la rigidité en torsion. Cela peut généralement être évalué de manière qualitative en équilibrant la disposition des murs dans le plan et en prévoyant autant de murs périphériques que raisonnablement possible. La procédure détaillée du PSM figurant à l'Annexe 3 propose des méthodes pour une évaluation plus approfondie.
- Pour les niveaux situés sous une toiture légère, les exigences de PSM par axe de trame (Tableau 1.5.4.3.3-1) visent à garantir une surface de mur suffisante sur chaque axe de trame, correspondant à la surface tributaire. Si la toiture légère se trouve au sommet d'un bâtiment de deux ou trois niveaux, cela peut entraîner des changements importants dans la répartition des murs au niveau inférieur. Il convient de coordonner les longueurs de murs et les éléments de chaînage en conséquence.
- En règle générale, la surface tributaire est une bande rectangulaire qui traverse tout le bâtiment, comme indiqué à la Figure 1.5.4.3.3-1. La largeur est définie par le point médian entre les axes de trame de chaque côté.
 - Certains ajustements raisonnables peuvent être effectués pour tenir compte des différences de longueurs de murs sur les axes de trame adjacents. Cela est généralement nécessaire pour les angles rentrants.
 - Faire des hypothèses raisonnables sur la surface tributaire de chaque axe de trame. Éviter des surfaces tributaires très longues et étroites qui obligent à transférer les charges sismiques à travers tout le bâtiment vers un mur court situé à une extrémité, alors qu'un chemin

de charge plus direct est clairement présent. Si ce cas se produit, par exemple dans un bâtiment avec toiture légère, prévoir une poutre continue le long de l'axe de trame afin qu'elle serve de poutre de liaison.

c. Si un axe de trame est à la fois intérieur et extérieur, il doit être subdivisé en chaque type et une surface tributaire définie pour chaque type. Ce cas se produit fréquemment aux angles rentrants ou pour des plans en L..

4. La somme des surfaces tributaires doit être égale à la surface de plancher du bâtiment dans chaque direction. Ne pas oublier de prendre en compte l'épaisseur des murs. Les axes de trame sont généralement situés sur les axes des murs, et la surface du bâtiment est mesurée jusqu'à la face extérieure des murs périphériques.
5. Les surfaces tributaires des axes de trame extérieurs sont généralement la moitié de celles des axes de trame intérieurs. Ainsi, les exigences plus élevées de PSM par axe de trame dans le Tableau 1.5.4.3.3-1 pour les murs extérieurs se traduiront généralement par des longueurs de murs extérieurs plus courtes que celles des murs intérieurs adjacents. Cela tient compte du fait que certaines lignes de murs extérieurs comportent de multiples ouvertures, par exemple une façade.
6. La procédure décrite ici ne peut pas prendre en compte les retraits dans les bâtiments. Se reporter à l'Annexe 3 pour plus d'informations.
7. Les murs extérieurs doivent être situés à moins de 1,5 mètre du périmètre du bâtiment.

1.5.4.3.4 Identification des murs en maçonnerie chaînée structurels (MMC)

Les **murs en maçonnerie chaînée structurels (MMC)** pris en compte dans les calculs du PSM sont généralement continus depuis les fondations jusqu'au niveau de la toiture. Les conditions de continuité et d'appui sont définies dans la Section 1.5.4.2. Lorsqu'il existe plusieurs murs distincts sur le même axe de trame, au moins l'un d'entre eux doit se prolonger jusqu'à la toiture afin de respecter les exigences d'espacement transversal des murs au dernier niveau.

Il est important de préciser ce qui est considéré comme un MMC contribuant au PSM fourni. Les extrémités d'un MMC sont généralement définies par un bord de bâtiment ou d'ouverture, et comportent un élément de confinement vertical armé répondant aux exigences de la Section 1.5.4.3.2.

La longueur minimale d'un mur admissible est de 1,2 m, mesurée sur la face extérieure des éléments de rive. Cependant, des tronçons courts de mur en maçonnerie (< 0,6 m) sont autorisés sans chaînage à une extrémité. Ceux-ci permettent de décaler légèrement l'emplacement d'une porte ou d'une fenêtre par rapport à l'angle d'une pièce, sans exiger d'élément de chaînage supplémentaire.

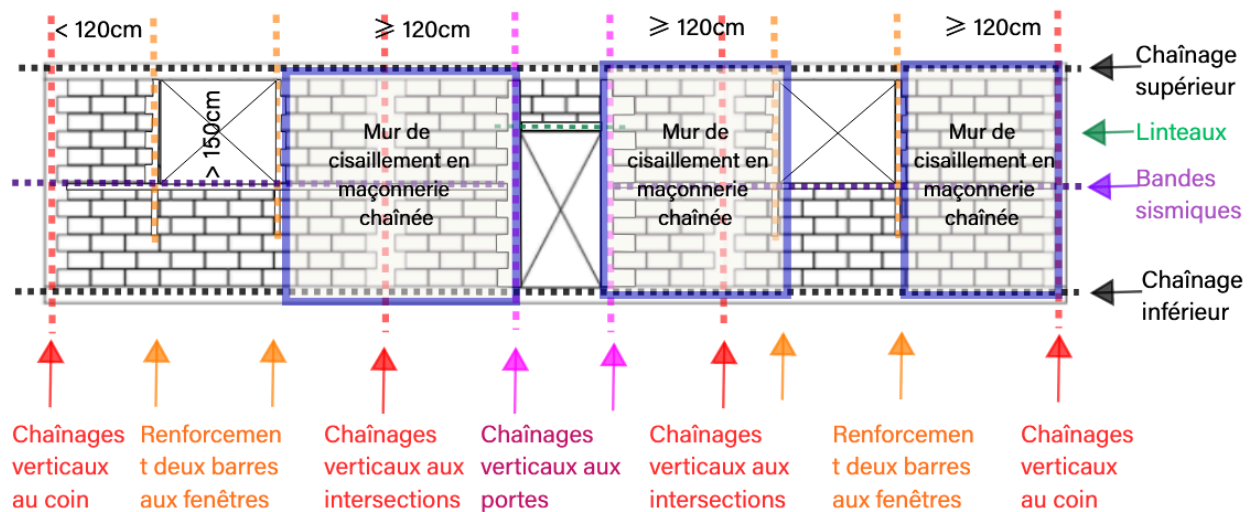


Figure 1.5.4.3.4-1 Exemple de segments de murs admissibles pour le calcul du PSM fourni

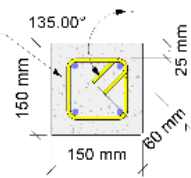
1.5.4.4 Chaînages verticaux

Les dimensions minimales requises et le renforcement des chaînages verticaux (colonnes) sont fournis dans le tableau 1.5.4.4-1.

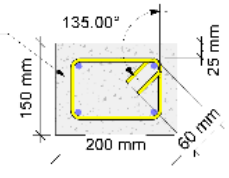
Tableau 1.5.4.4-1 Spécifications des chaînages verticaux

Épaisseur de paroi (cm)	Coupe transversale (cmxcm)	Renforcement longitudinal	Diamètre des étriers	Espacement maximum des étriers (cm)	Utilisation
15 ou 20	15 ou 20 x 8	2 x 1/2"	1/4"	15	Confinement des fenêtres et des portes, conformément au tableau 1.5.4.2.
15	15x15	4 x 1/2"	1/4"	15, 7,5	Bâtiment de un ou deux niveaux (typique)
20	15x20	4 x 1/2"	1/4"		Bâtiment de un ou deux niveaux (si bloc 20 utilisé)
20	20x20	6 x 1/2"	1/4"		Rez-de-chaussée d'un bâtiment de trois niveaux
20	20x20	4 x 1/2"	1/4"		Deuxième et troisième niveau d'un bâtiment de trois niveaux
15	15x15	4 x 1/2"	1/4"		Deuxième et troisième niveau d'un bâtiment de trois niveaux (si bloc 15 utilisé)

Enrobage = 25mm
autour des barres
d'armature, avec
cales



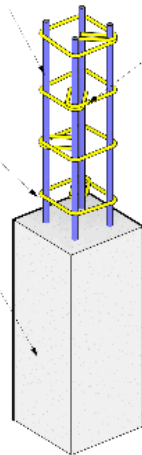
Enrobage = 25mm
autour des barres
d'armature, avec
cales



Barres d'armature
longitudinales
4x 1/2" ϕ

Etriers 1/4" ϕ

Châînage Vertical
15cm x 15cm

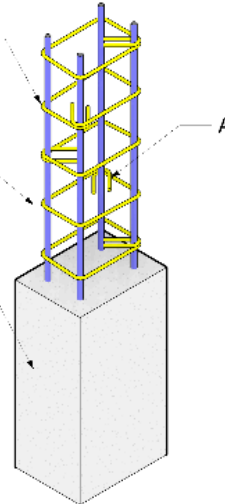


Alterner la position des crochets

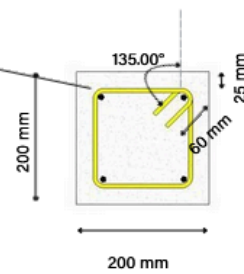
Barres d'armature
longitudinales
4x 1/2" ϕ

Etriers 1/4" ϕ

Châînage Vertical
15cm x 20cm



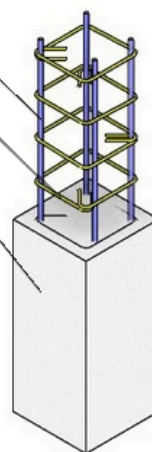
Enrobage



Barres d'armature
longitudinales 4 x 1/2" ϕ

Étriers 1/4" ϕ

Châînage Vertical 20 cm x 20
cm



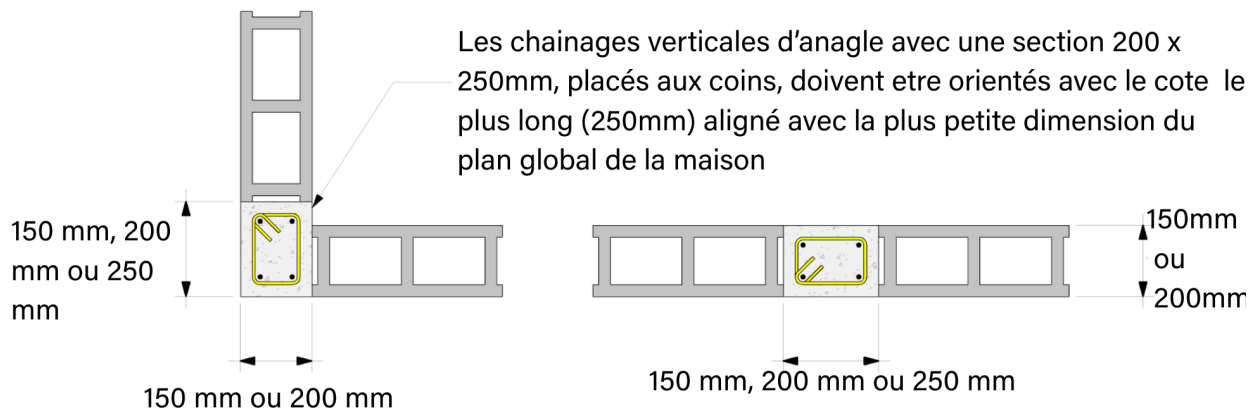


Figure 1.5.4.4-1 Chaînage vertical à quatre ou à six barres (colonne).

Les étriers seront espacés de 150 mm de centre à centre, sauf aux noeuds avec les poutres, où l'espacement des étriers sera réduit à 75 mm de chaque côté de la jonction, sur une longueur de 600 mm (Figure 1.5.4-15 et 1.5.4-16).

Si une colonne de liaison à quatre ou six barres est adjacente à une ouverture de fenêtre, l'espacement des étriers doit être de 75 mm sur la hauteur de l'ouverture de la fenêtre.

La position des crochets des étriers courbés à 135 degrés doit être alternée le long du chaînage, comme illustré à la figure 1.5.4-14.

Ces exigences en matière de renforcement vertical des éléments de limite sont généralement cohérentes avec les dispositions prescriptives antérieures du CNBH ainsi qu'avec les exigences d'autres codes nationaux du bâtiment comportant des dispositions pour la maçonnerie chaînée.

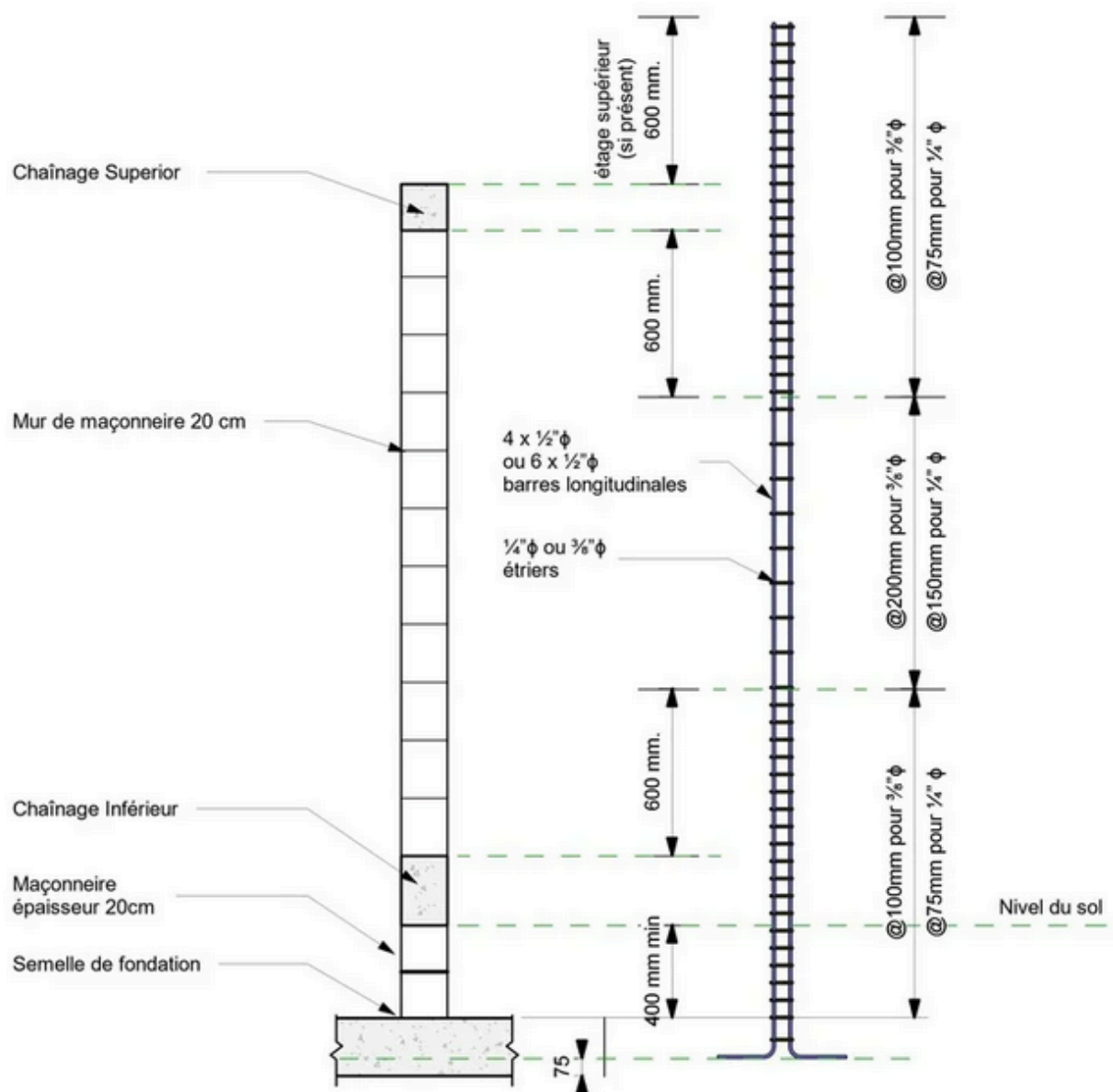


Figure 1.5.4.4-2 Distribution des étriers pour une colonne.

Si des chaînages verticaux sont présents à un niveau supérieur mais ne continuent pas jusqu'au niveau inférieur en raison d'un mur en retrait avec une longueur plus grande au niveau inférieur, les mesures suivantes doivent être prises :

- Deux barres longitudinales de l'armature du chaînage vertical doivent traverser le chaînage horizontal supérieur au niveau du niveau intermédiaire, s'étendre dans les alvéoles du mur inférieur et continuer sur une profondeur minimale de trois rangées de blocs. Ces barres doivent être coulées dans les alvéoles pour garantir un bon ancrage.
- Les autres barres longitudinales doivent être repliées à l'intérieur du chaînage horizontal supérieur et solidement coulées dans celui-ci, avec une longueur d'encastrement minimale de 500 mm.

De même, les mêmes mesures doivent être prises si des chaînages verticaux sont présents à un niveau inférieur mais ne continuent pas jusqu'au niveau supérieur en raison d'un mur en retrait ou d'une ouverture au niveau inférieur.

Pour des chaînages verticaux avec 6 barres longitudinales placées au rez-de-chaussée d'un bâtiment de trois niveaux, deux barres longitudinales doivent se plier à l'intérieur du chaînage horizontal supérieur inter-niveau, tandis qu'un élément de chaînage horizontal supérieur de 4 barres continue et forme des chaînages verticaux à 4 barres aux niveaux supérieurs.

Pour des panneaux muraux avec des ouvertures, se référer à la section 1.5.4.2 pour les exigences concernant l'inclusion d'éléments de bordure afin de renforcer le périmètre des ouvertures et la manière dont cela affecte la longueur du mur qui peut être prise en compte pour la résistance au cisaillement.

Lorsque des ouvertures de fenêtres et/ou de portes sont superposées entre les niveaux et que les chaînages verticaux sont alignés, l'armature des chaînages verticaux doit être continue à travers le chaînage horizontal supérieur pour se superposer à l'armature des chaînages verticaux dans le niveau supérieur.

Un chaînage vertical à 2 barres doit être augmenté à un chaînage vertical à 4 barres s'il existe un chaînage vertical à 4 barres aligné dans le niveau supérieur.

Tous les chaînages verticaux se terminant au niveau d'une toiture légère doivent s'étendre jusqu'au chaînage horizontal supérieur confinant les pignons (lorsqu'un pignon est présent), y compris les chaînages verticaux à 2 barres et à 4 barres.

L'armature des chaînages verticaux au niveau d'une dalle de toit lourd doit être continue à travers le chaînage horizontal supérieur jusqu'au chapeau du parapet lorsque ces éléments sont nécessaires pour le support latéral (voir la section 1.5.9), ou pour prévoir une expansion future.

1.5.4.5 Ancrage des chaînages verticaux à la fondation

Les chaînages verticaux avec plus de 4 barres longitudinales doivent être ancrés à la semelle de fondation comme indiqué sur la Figure 1.5-23. Les dimensions et l'armature des semelles filantes sont décrites aux sous Sections 1.5.1.

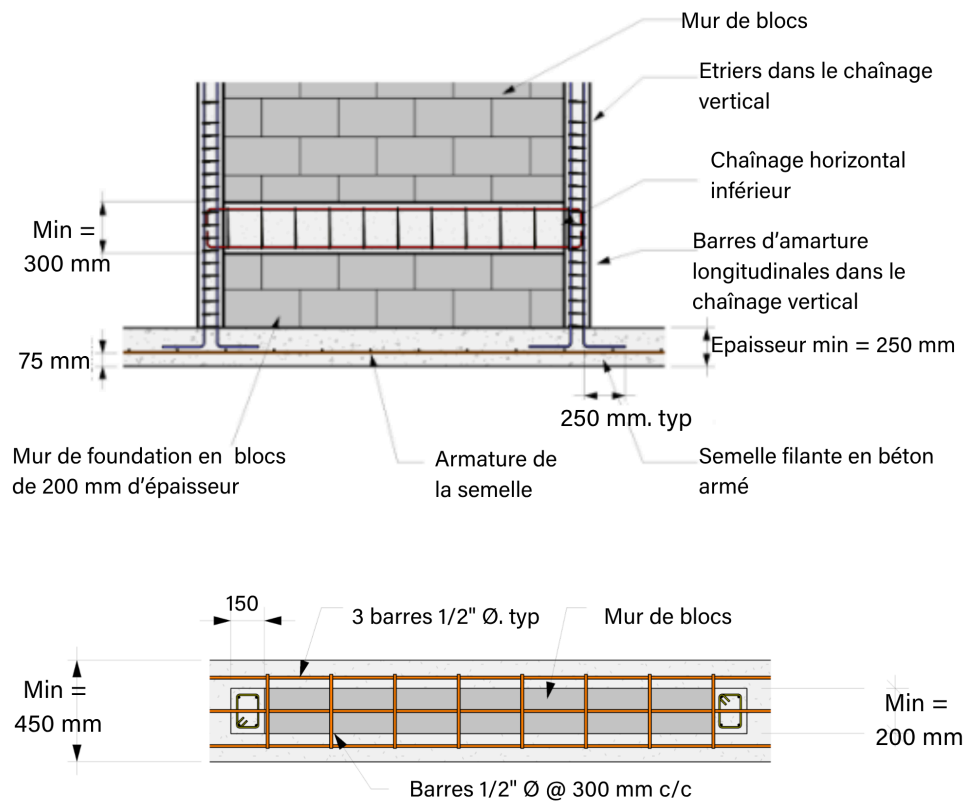


Figure 1.5.4.5-1 Ancre des chaînages verticaux à la fondation

1.5.4.6 Chaînage horizontal inférieur

La hauteur minimale du chaînage horizontal inférieur doit être de 300 mm et la largeur minimale doit être égale à l'épaisseur des parois des murs (200 mm) ou des murs du premier niveau au-dessus (150 mm ou 200 mm).

La cage d'armature doit être constituée de quatre barres longitudinales de 1/2" avec des cadres de 1/4" ou 6 mm Φ à 150 mm d'entraxe sur la longueur et des cadres de 1/4" ou 6 mm Φ à 100 mm d'entraxe à moins de 600 mm des jonctions.

L'ancrage des barres horizontales des chaînages est illustré sur la Figure 1.5.4-19. Le chaînage repose sur le mur de fondation dont la rangée supérieure des blocs a été préalablement colmatée à l'aide de béton.

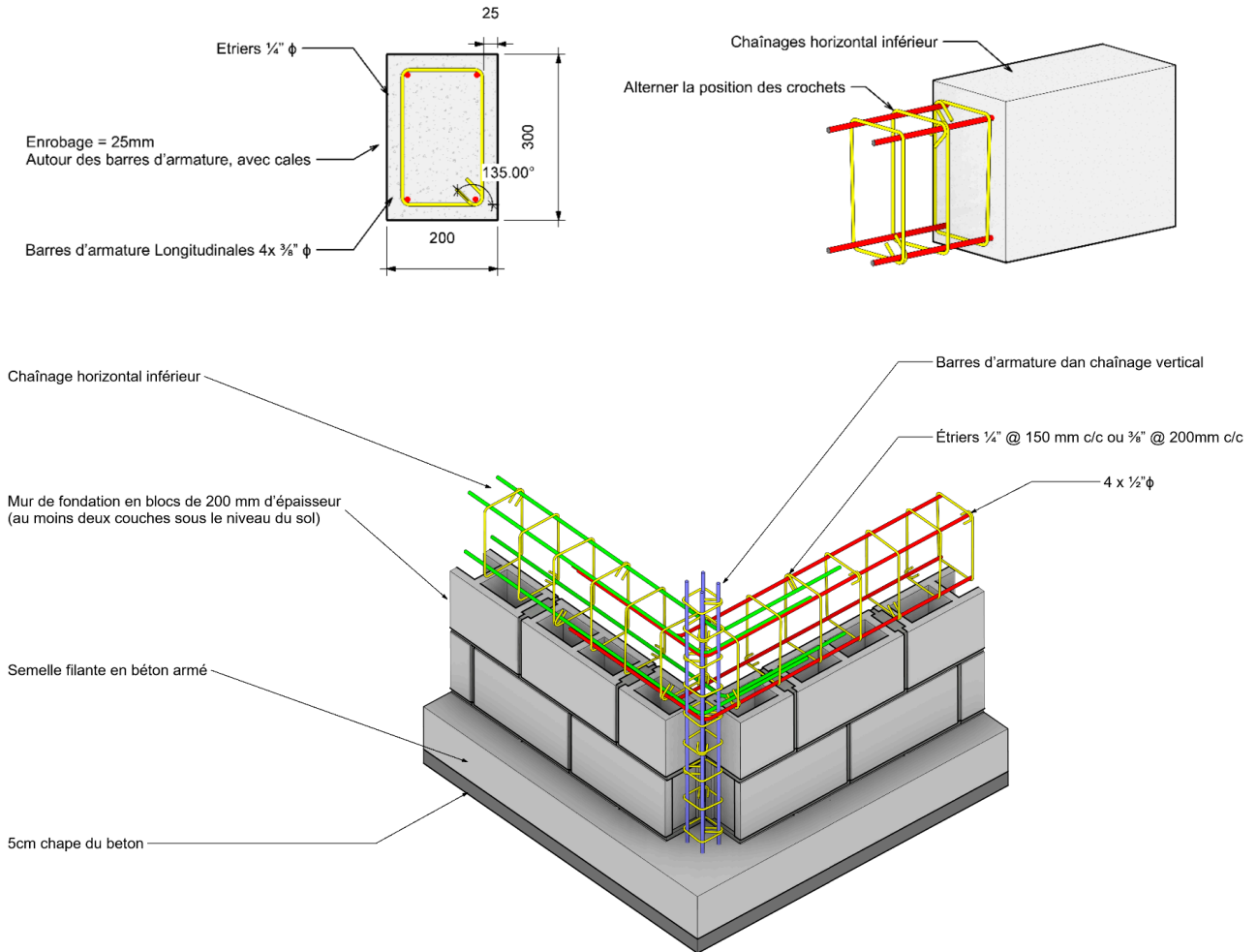


Figure 1.5.4.6-1 Détails de renforcement de poutre de liaison (libage).

1.5.4.7 Bandes sismiques (chaînage horizontal intermediaire)

Une bande sismique doit être placée à hauteur de la base de la fenêtre et s'étendre dans tous les murs du bâtiment(y compris ceux qui n'ont pas d'ouvertures). (Figure 1.5.4.7-1).

La bande doit être renforcée par deux barres de 1/2" et des étriers de 1/4" à 200 mm c/c. Les barres d'armature longitudinales seront pliées sur une longueur de 300 mm dans les chaînages verticaux. La longueur de chevauchement des barres longitudinales de renforcement de la bande sismique ne doit pas être inférieure à 600 mm.

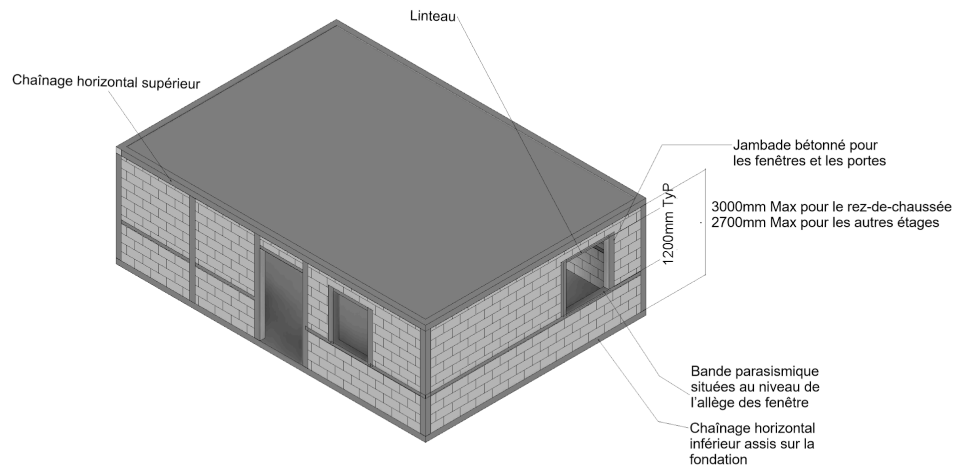


Figure 1.5.4.7-1 - Localisation bande sismique

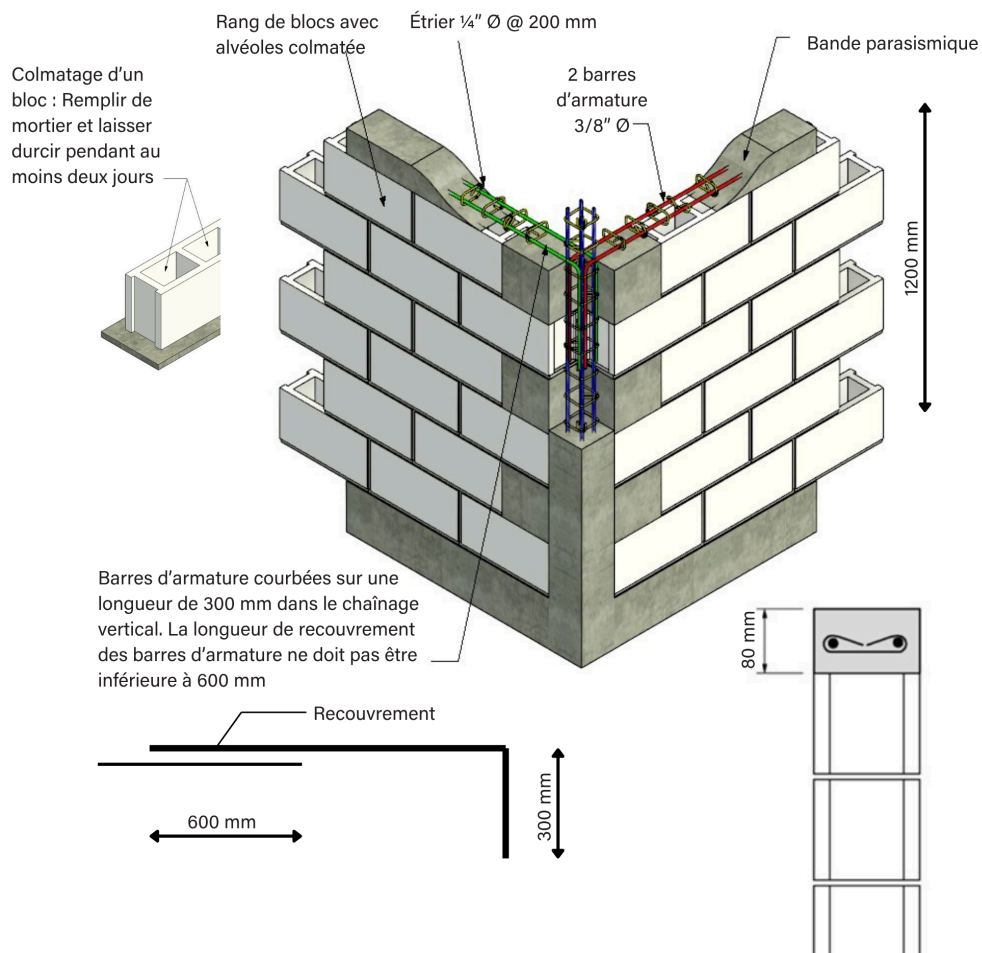


Figure 1.5.4.7-2 Détails de la bande sismique.

1.5.4.8 Chaînage horizontal supérieur

Les **chaînages supérieurs horizontaux (poutres de couronnement ou de ceinture)** sont des poutres en béton armé situées à l'élévation du plafond de chaque niveau de plancher. Il existe deux types de chaînages supérieurs : noyés et apparents.

Chaînages supérieurs noyés : comportent une dalle lourde d'au moins un côté qui leur procure un appui latéral. Ils n'ont pas besoin de résister aux forces sismiques hors plan ni aux charges de vent et servent principalement à confiner les murs en maçonnerie pour les charges dans leur plan. Lorsqu'un chaînage supérieur noyé franchit une ouverture en dessous, il doit reprendre les charges du plancher et du mur situés au-dessus (le cas échéant). Voir Sections 1.5.1.4.4 et 1.5.5.4. Les dimensions et armatures des chaînages supérieurs noyés sont fournies au Tableau 1.5.4.8-1.

Chaînages supérieurs apparents : ne disposent d'aucun appui latéral de part et d'autre. Cela peut se produire dans des dalles lourdes lorsqu'il existe une ouverture dans la dalle ou une façade de bâtiment des deux côtés (à éviter si possible). Plus fréquemment, ils font partie d'un système combinant chaînage supérieur et mur de toiture, destiné à supporter une toiture légère.

Les dimensions et armatures des chaînages supérieurs apparents doivent être choisies en fonction de la portée et de la zone sismique, à partir des Tableaux 1.5.4.8-2 ou 3 ci-dessous, selon l'enrobage de béton requis (25 mm ou 40 mm). En alternative à l'utilisation du Tableau 1.5.4.8-3, il est parfois possible de prendre en compte l'enduit ciment pour satisfaire l'enrobage requis (voir Section 1.5.2.4 Enrobage des armatures).

Ces prescriptions s'appliquent universellement à toutes les zones de vent. Les conceptions de chaînages supérieurs des Tableaux 1.5.4.8-1 et 2 couvrent deux situations :

- Chaînages supérieurs apparents sur murs intérieurs avec fermes de toit au-dessus et sans mur de toiture : La masse sismique tributaire est constituée de la moitié supérieure du mur situé en dessous, du poids propre du chaînage, et du poids d'une largeur tributaire de toiture allant jusqu'à 4,5 m (sans débords de toit). La condition périphérique correspondante, où le chaînage supérieur supporte directement la toiture, n'est pas déterminante.
- Chaînages supérieurs apparents sous murs de toiture intérieurs (la condition extérieure n'est pas déterminante) : La masse sismique tributaire est constituée de la moitié supérieure du mur situé en dessous, du poids propre du chaînage, et de l'ensemble du poids de la maçonnerie du pignon. Le poids propre du chaînage de pignon et le poids de la toiture sont exclus, ces charges étant reprises par le chaînage de pignon.

Les chaînages supérieurs ont été dimensionnés pour $0,4 \times SDS$, ce qui implique une certaine ductilité dans le système diaphragme de chaînage. Les chaînages supérieurs ont été conçus en supposant une fixité partielle aux appuis, et l'espacement des étriers s'applique sur toute leur longueur.

Les chaînages supérieurs au sommet des murs de toiture (chaînages des murs de toitures) sont décrits à la Section 1.5.4.9. Les chaînages supérieurs qui reprennent des poteaux intermédiaires des murs de toitures pour des fermes de 4,5 m constituent un cas particulier, voir Section 1.5.4.9.

Note:

Les chaînages supérieurs horizontaux exposés, qui franchissent une grande ouverture (supérieure à 3,5 m) et supportent une toiture, doivent être vérifiés pour les efforts de soulèvement dus au vent. Cette

vérification doit être effectuée en utilisant les exigences de l'IBC, en particulier pour les charges de vent (par exemple, plus que pour un bâtiment de deux niveaux, catégorie d'exposition B, Zone de vent III).

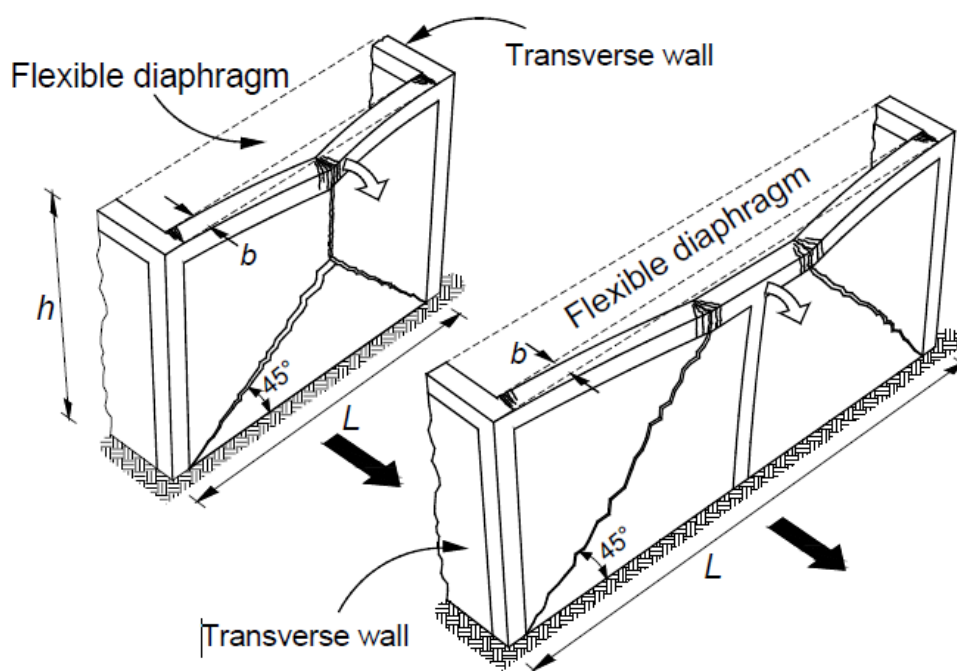


Figure 1.5.4.8-1: Mécanismes de rupture pour les murs en maçonnerie chaînée avec chaînage supérieur apparent (sous charges sismiques hors plan)

(Source : Guide de conception parasismique pour les bâtiments de faible hauteur en maçonnerie chaînée, 2011)

Tableau 1.5.4.8-1 Chaînages supérieurs noyés (25mm ou 40mm d'enrobage)

Zone de conception sismique	Section de la poutre Largeur x Profondeur	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal (étriers)
Toutes	Mur 15cm x 20cm Mur 20cm x 20cm	4 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou $\varnothing 6$ mm @150 mm axe en axe sur toute la longueur 1/4" ou $\varnothing 6$ mm @100 mm axe en axe dans une zone de 600 mm autour des jonctions, ou au-dessus des ouvertures jusqu'à 1,20 m (voir Section 1.5.4.1.4). Voir Section 1.5.5.4 pour les ouvertures plus grandes.

Table 1.5.4.8-2 Chainages supérieurs apparents (25mm ou 40mm d'enrobage)

Zone de conception sismique	Section de la poutre Largeur x Profondeur	Portée maximum (m)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal (étriers) 25 mm d'enrobage	Renforcement transversal (étriers) 40 mm d'enrobage
A and B	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @100 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
C	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
D	Mur 15cm x 20cm	3.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe
	Mur 15cm x 20cm	4.5	6 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe

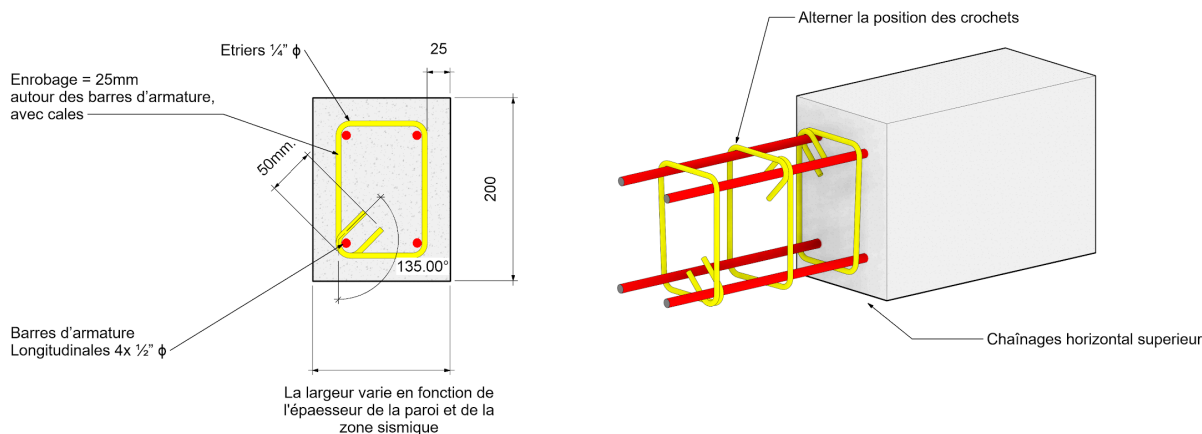


Figure 1.5.4.8-2 Détails du chaînage horizontal supérieur (poutre de ceinture).

Le chaînage supérieur repose sur le mur de blocs dont la rangée supérieure a été préalablement scellée avec du coulis.

Pour joindre deux chaînages horizontaux, 4 barres $\frac{1}{2}$ " en forme de L doivent être utilisées comme indiqué dans la figure 1.5.4-21. Les barres doivent se chevaucher sur une longueur de 600 mm.

Pour joindre les chaînages verticaux avec les chaînages horizontaux, 4 barres $\frac{1}{2}$ " en forme de L doivent être utilisées et pliées à l'intérieur des poutres annulaires horizontales, comme indiqué dans la Figure 1.5.4-22.

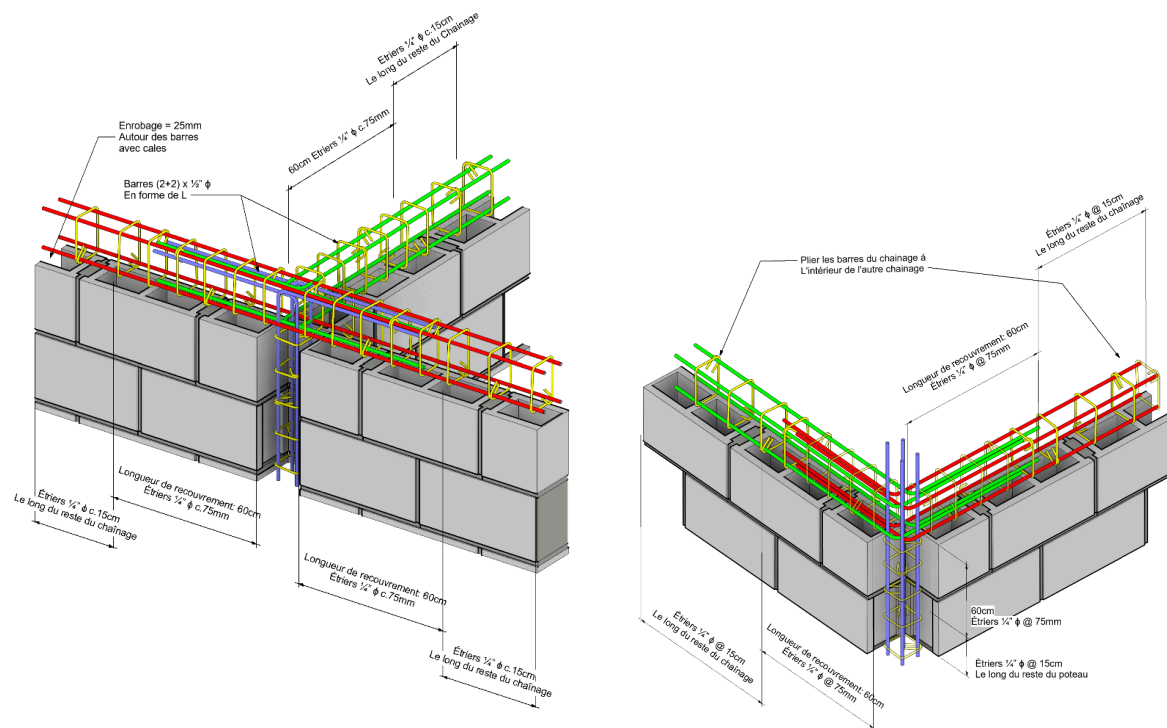


Figure 1.5.4.8-3 Connexion entre chaînages horizontaux en T et en L

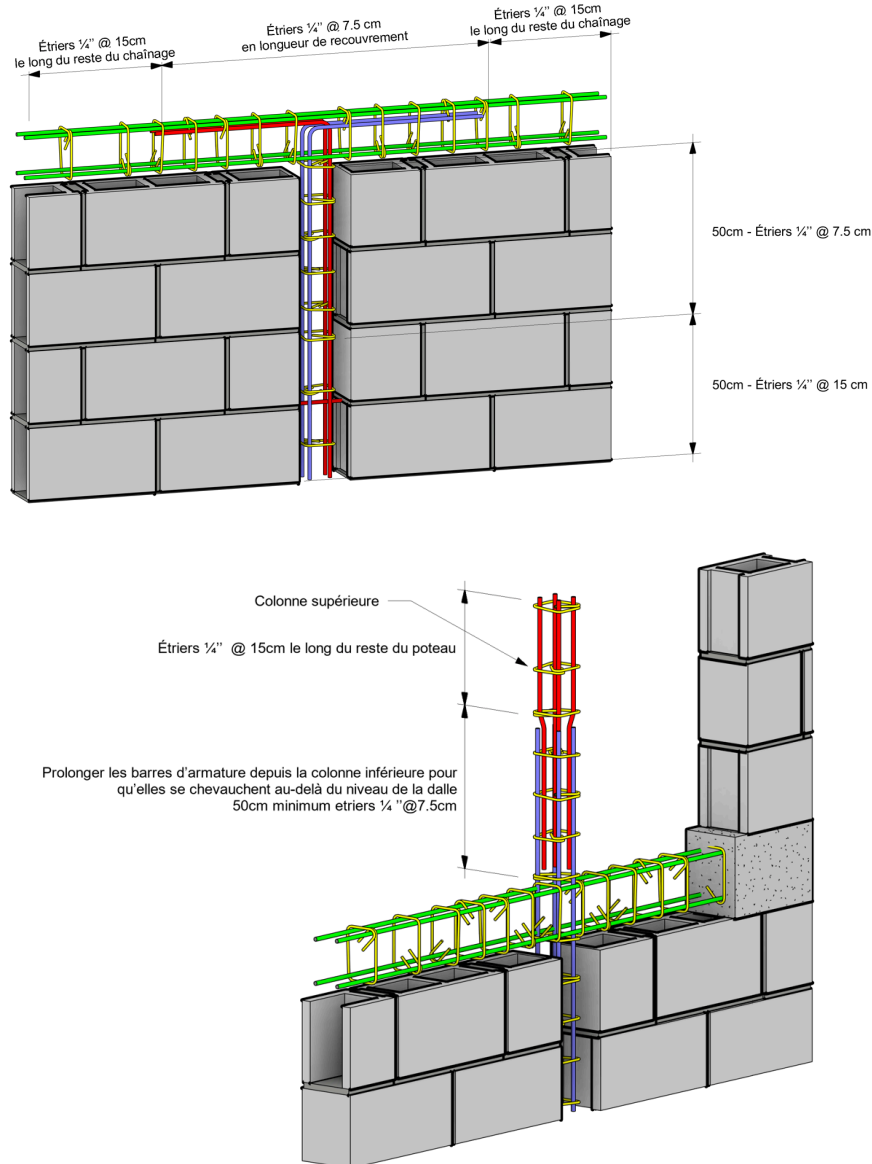


Figure 1.5.4.8-4 Connexion entre chaînages horizontaux supérieurs et chaînage verticaux.

1.5.4.9 Murs de toiture

La configuration des murs de toiture est décrite à la Section 1.5.6.3, et varie selon que des chevrons ou des fermes soient utilisés. Cette section décrit les composants et le renforcement requis.

Ces dispositions concernent les murs de toiture en maçonnerie d'une hauteur maximale de 1,5 m, mesurée à partir du haut du chaînage supérieur au niveau plafond, incluant l'épaisseur de la poutre supérieure de toiture (poutre faîtière en béton armé) et excluant la profondeur des chevrons, lattes et couverture. La pente et l'élévation des poutres de toiture doivent être coordonnées avec la profondeur des chevrons, poutres de débord (outlookers) et fermes sélectionnés.

Un mur de toiture suspendu est un mur de toiture situé au-dessus d'une ouverture, pouvant se trouver entre des murs en maçonnerie pour réduire la portée des chevrons (voir Section 1.5.4.9.3).

Un mur de toiture ou un mur de toiture suspendu se compose des éléments suivants :

- Chaînage supérieur apparent ou poutre de ceinture: Chaînage au niveau du plafond du niveau supérieur d'un bâtiment, sans appui latéral d'une dalle de chaque côté.
- Chaînage ou poutre de toiture : Chaînage situé tout en haut d'un mur de toiture en maçonnerie confinée supportant une toiture légère. Il peut être à 2 barres ou 4 barres.
- Chaînage vertical de toiture ou colonne de toiture : Élément vertical de liaison définissant les extrémités du mur de toiture ou de l'élément au-dessus d'une ouverture, typiquement à l'intersection d'un mur de toiture perpendiculaire. La plupart des colonnes de toiture sont des prolongements de colonnes des niveaux inférieurs. Certaines sont agrandies pour soutenir des murs de toiture non contreventés par des murs de toiture perpendiculaires, notamment à la ligne de faîtage. Les colonnes de toiture supportant la ligne de faîtage d'une ferme de 4,5 m nécessitent des chaînages spéciaux car il n'y a pas de mur perpendiculaire en dessous.
- Murs de toiture : Maçonnerie chaînée entre chaînages supérieurs, poutres de toiture et colonnes de toiture. La maçonnerie de toiture doit être armée (ferraillage dans des cellules jointoyées) pour les murs de toiture au-dessus d'ouvertures et lorsque la poutre de toiture est réalisée avec un élément à 2 barres.

Toutes les poutres de toiture et les colonnes de toiture ont été calculées pour la hauteur maximale de mur de toiture autorisée de 1,5 m. Cela correspond à une forte pente de toiture pour les portées courtes. Des dimensions de poutres et poteaux réduites et/ou une réduction des armatures peuvent être envisagées si la hauteur du mur de toiture est inférieure.

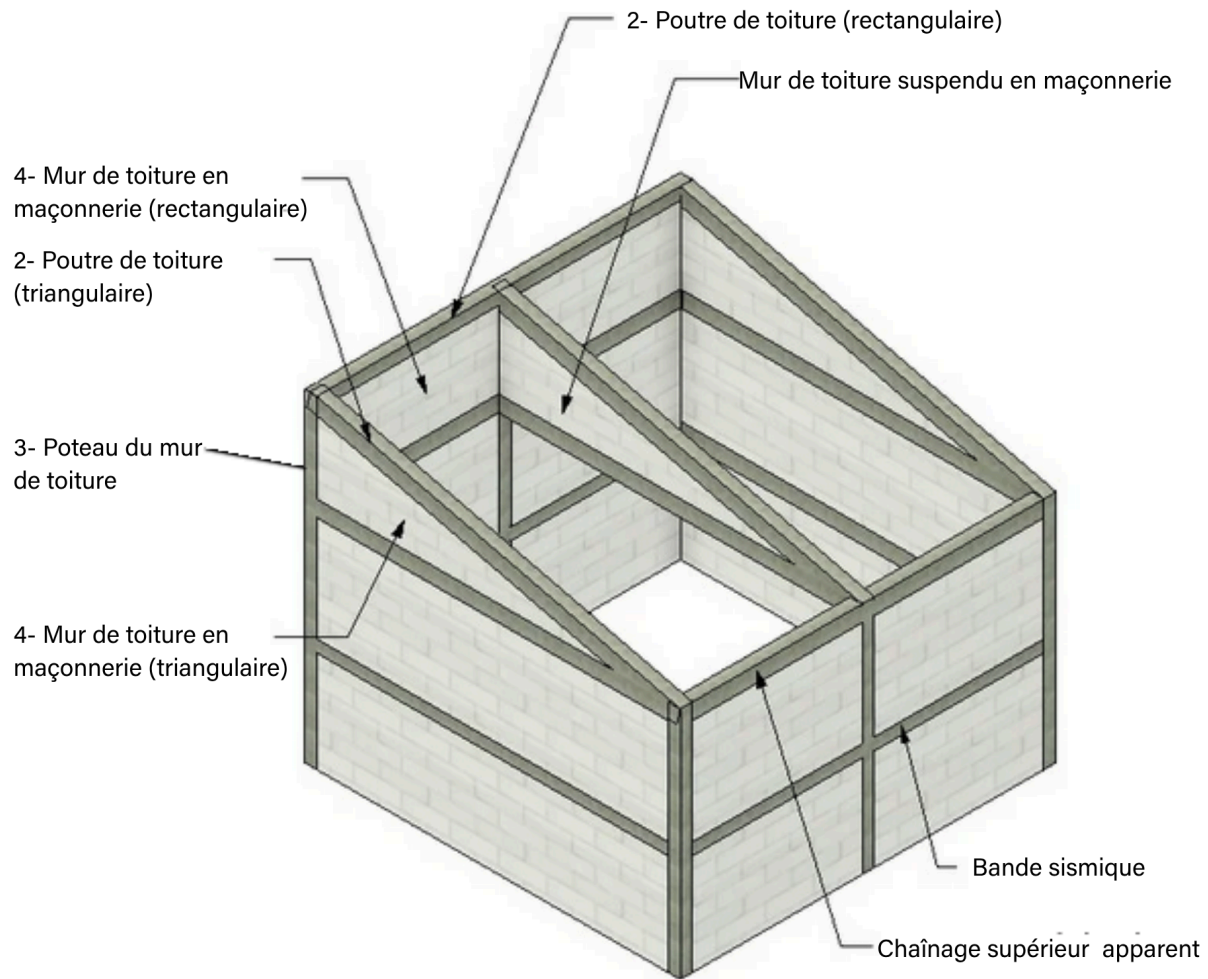


Figure 1.5.4.9-1 Éléments composants les murs de toiture

Lorsque la hauteur du mur de toiture est telle qu'il reste moins d'une rangée de blocs entre le chaînage et la poutre de toiture, il peut être plus pratique de construire tout ou partie du mur de toiture en béton armé, sans blocs de maçonnerie. Dans ces zones, les étriers doivent être verticaux et entourer les armatures longitudinales du chaînage et de la poutre de toiture, en particulier aux extrémités des murs de toiture triangulaires suspendus (voir Section 1.5.4.9.3).

1.5.4.9.1 Poutres de toitures

Les poutres de toiture sont des poutres en béton armé situées au sommet des murs lorsque la toiture est légère. Elles servent à contenir le mur de toiture, freiner son flambement latéral et ancrer les chevrons ou les fermes.

Les poutres de toiture doivent être sélectionnées en fonction de la portée et de la zone sismique selon le Tableau 1.5.4.9.1-1. Ce tableau s'applique pour un enrobage de 25 mm uniquement ; pour un enrobage de 40 mm, se référer à la Section 1.5.2.4 « Enrobage des armatures ».

Les conceptions des poutres de toiture dans le Tableau 1.5.4.9.1-1 couvrent à la fois les cas inclinés et horizontaux. Elles peuvent être utilisées pour les murs de toiture intérieurs et extérieurs. Elles ont été dimensionnées pour les efforts d'inertie sismique provenant du poids propre de la poutre de toiture, plus 4,5 m de toiture. Tous les efforts d'inertie de la maçonnerie de toiture sont repris par les chaînages de niveau plafond.

Les conceptions à 2 barres sont intrinsèquement non ductiles et ont été calculées pour $0,4 \times \Omega_0 \times \text{SDS}$ ou $1,0 \times \text{SDS}$. L'espacement maximal des étriers est de 150 mm.

Les poutres à 4 barres peuvent être conçues comme non ductiles (efforts de calcul = $0,4 \times \Omega_0 \times \text{SDS}$), avec un espacement maximal des étriers de 150 mm, ou pour une ductilité limitée (efforts de calcul = $0,4 \times \text{SDS}$), avec un espacement maximal des étriers de 100 mm. Un espacement plus réduit peut être nécessaire pour la capacité en cisaillement.

Toutes les poutres ont été conçues en supposant une fixité partielle aux extrémités, donc l'espacement des étriers s'applique sur toute la longueur, car une déformation plastique peut se produire aux extrémités comme près du milieu de la portée (voir Figure 1.5.4.8.1-1).

Tableau 1.5.9.4.1-1 Poutres de toiture

Zone de conception sismique	Section de la poutre Largeur x Profondeur	Portée maximum (m)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal (étriers)
	Mur 15cm x 10cm	2.5	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	3.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
A et B	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	3.25	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	4	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	2	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	3	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
C	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2.75	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	3.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	2	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
D	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c

Les poutres de toiture à 2 barres nécessitent un renforcement supplémentaire pour résister aux forces de soulèvement dues aux strappes (ou feuillards métalliques) des chevrons ou des poutres de débord (voir Section 1.5.6.9.7). Des barres de 10 mm ($\frac{3}{8}$ " de diamètre) doivent être disposées dans des cellules jointoyées avec un espacement de 80 cm (une tige tous les deux blocs de maçonnerie). Le ferrailage coulé doit être accroché sur un étrier de 6 mm ($\frac{1}{4}$ " de diamètre) du chaînage supérieur et de la poutre de toiture.

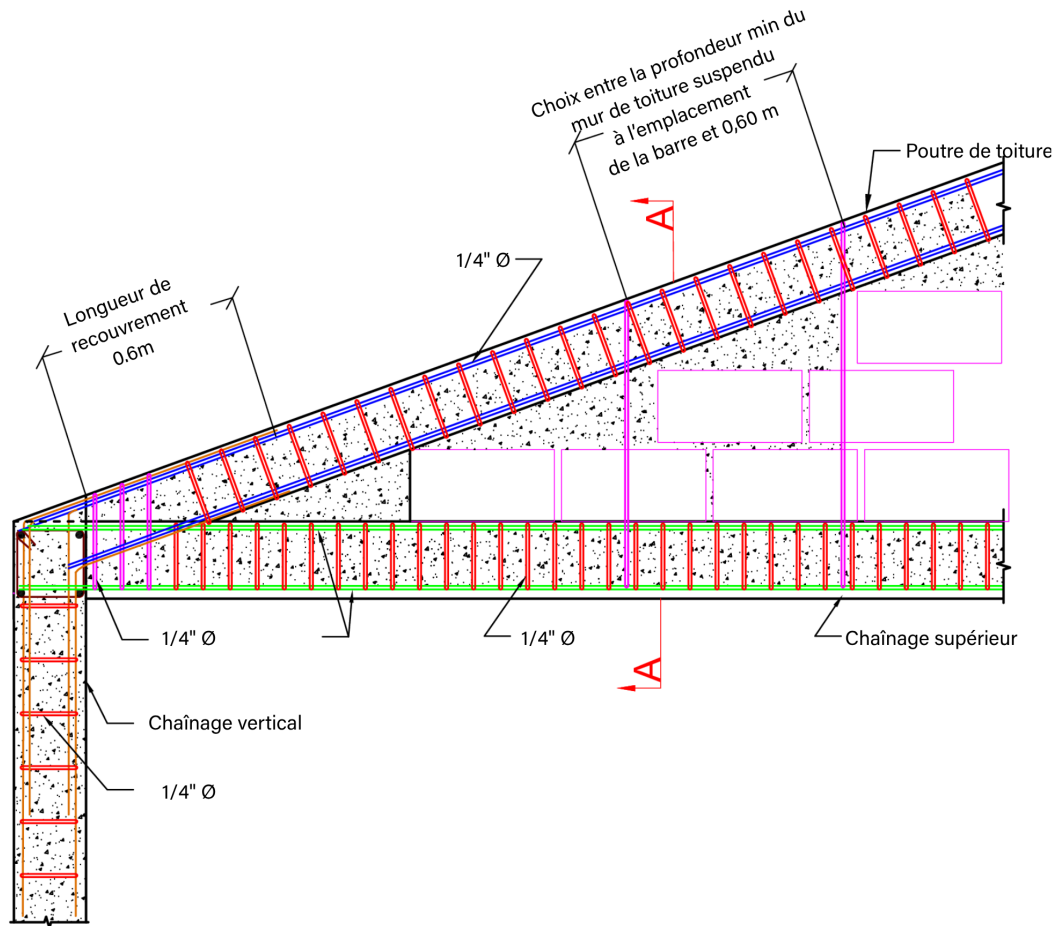


Figure 1.5.4.9.1-2 Renforcement des murs de toitures (4 barres)

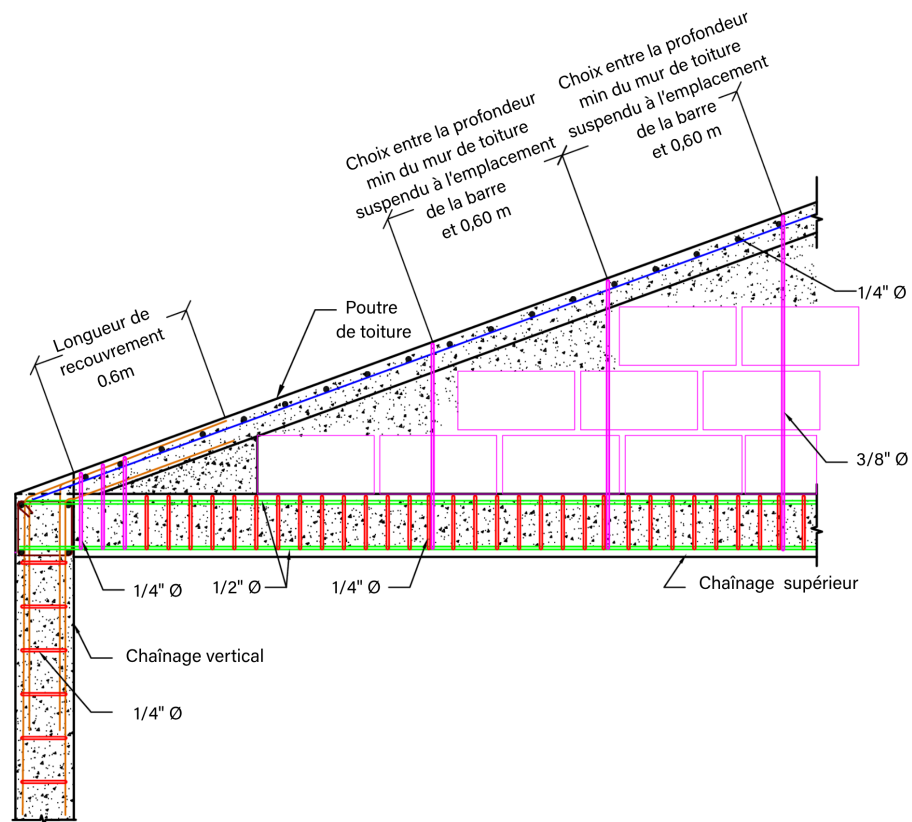


Figure 1.5.4.9.1-3 Renforcement des murs de toitures (2 barres)

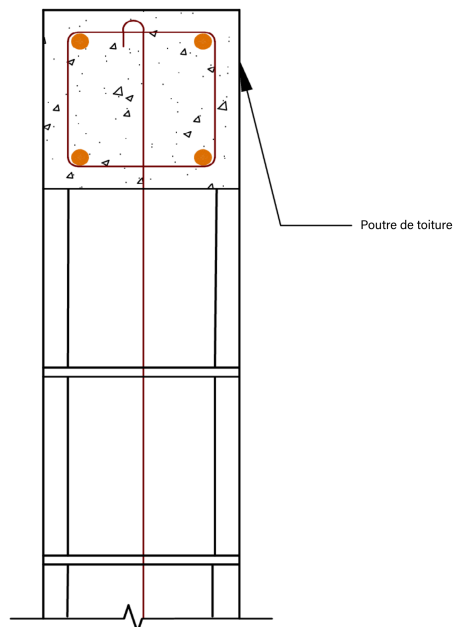


Figure 1.5.4.9.1-4 Section d'un mur de toiture avec renforcement interne (poutre de toiture à 4 barres)

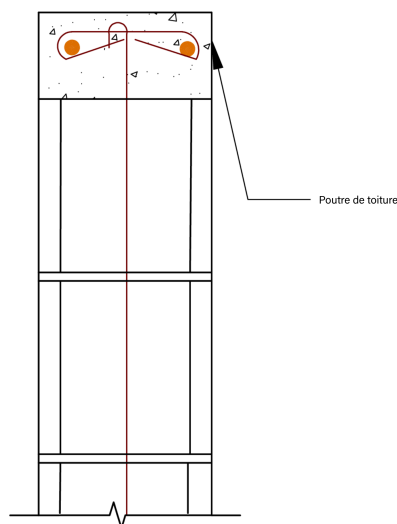


Figure 1.5.4.9.1-5 Section d'un mur de toiture avec renforcement interne (poutre de toiture à 2 barres)

1.5.4.9.2 Colonnes des murs de toiture

La plupart des colonnes de toiture situées à l'intersection de deux murs sont des prolongements simples du chaînage vertical colonne (élément vertical de limite) du mur inférieur et sont détaillées de manière similaire.

Cependant, deux situations nécessitent qu'une colonne en porte-à-faux située à la ligne de faîtage supporte le mur de toiture :

1. Lorsqu'une ferme de grande portée ($>4,5$ m) s'étend au-dessus d'un mur intérieur situé sur la ligne de faîtage

Le mur intérieur requis le long de la ligne de faîtage s'arrête au niveau du plafond, donc la colonne de toiture fournit un support en porte-à-faux pour le mur de toiture. L'espacement des fermes adjacentes au mur de toiture doit prendre en compte l'épaisseur de la colonne. Ces colonnes sont décrites dans le tableau 1.5.4.9.2-1. Les chaînages et les poutres de toiture restent conformes aux sections 1.5.4.8 et 1.5.4.9.1 respectivement.

Dans les bâtiments de deux ou trois niveaux, la colonne de toiture doit s'étendre jusqu'au rez-de-chaussée et aux fondations.

Si des chevrons sont utilisés dans cette situation, des murs de toiture ou des murs suspendus (Section 1.5.4.9.3) sont requis le long de la ligne de faîtage, de sorte qu'une colonne spéciale n'est pas nécessaire.

2. Lorsque le mur de toiture est utilisé dans un bâtiment d'une seule largeur de pièce ($<4,5$ m).

Il n'y a pas de mur perpendiculaire le long de la ligne de faîtage, donc le mur de toiture est contreventé par une colonne en porte-à-faux à la ligne de faîtage. Le chaînage supérieur est à

son tour contreventée par le chaînage horizontal au niveau plafond. Cela nécessite un chaînage plus large que ceux décrits à la Section 1.5.4.8, puisqu'aucun mur perpendiculaire ne contrevente le mur de toiture. Cette situation peut se produire avec des toitures à chevrons avec planche faîtière ou à fermes. Ces colonnes sont décrites dans le Tableau 1.5.4.9.2-2 et les chaînages requis dans le Tableau 1.5.4.9.2-3.

Les poutres et colonnes de mur de toiture indiquées dans les Tableaux 1.5.4.9.2-1, 2 et 3 ont été dimensionnées pour une ductilité limitée (forces de calcul = $0,4 \times \text{SDS}$), avec un espacement maximal des armatures de cisaillement de 75 mm dans les zones de rotule plastique potentielles et de 150 mm ailleurs. L'enrobage de béton supposé était de 25 mm. Augmenter les dimensions des colonnes ou réévaluer les conceptions si un enrobage de 40 mm est requis.

La largeur tributaire supposée de la masse de toiture était de 4,5 m (en supposant un mur de toiture intérieur) et la hauteur du mur de toiture était de 1,5 m. Les conceptions proposées sont donc également adaptées pour des murs de toiture extérieurs avec un enrobage de 40 mm. Des exigences moindres peuvent être obtenues pour des murs de toiture extérieurs, des murs de toiture plus bas ou des portées < 4,5 m si des conceptions spécifiques au projet sont réalisées.

Tableau 1.5.4.9.2-1 Colonnes des murs de toiture (porté des murs de toiture >4.5m)

Zone de conception sismique	Colonne largeur x épaisseur 6 m de portée (cm x cm)	Colonne largeur x épaisseur 9 m de portée (cm x cm)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal
Colonne de 15cm d'épaisseur avec mur en bloc 15				Étriers de 1/4" ou 6 mm Espacement de 75 mm d'axe en axe 600 mm au-dessus et au-dessous de la jonction poteau–chaînage supérieur. Ailleurs : espacement égal au plus petit de la moitié de la profondeur ou de 150 mm d'axe en axe.
A	15 x 20	15 x 25	4 x 12mm ou ½"	
B	15 x 25	15 x 30	4 x 12mm ou ½"	
C	15 x 30	15 x 35	4 x 12mm ou ½"	
D	15 x 35	15 x 45	4 x 12mm ou ½"	
Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 15				
A	20 x 15	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
B	20 x 20	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
C	20 x 20	20 x 25	6 x 12mm ou ½"	
D	20 x 25	20 x 30	6 x 12mm ou ½"	
Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 20				
A	20 x 20	20 x 20	4 x 12mm ou ½"	
B	20 x 20	20 x 25	6 x 12mm ou ½"	
C	20 x 25	20 x 30	6 x 12mm ou ½"	
D	20 x 25	20 x 35	6 x 12mm ou ½"	

Notes:

1. L'interpolation sur la profondeur et l'armature entre les zones de conception sismique est autorisée à l'aide de la valeur S_{DS} .
2. Deux options de largeur de poteau sont proposées pour les murs en blocs de 15 cm : 15 cm ou 20 cm. Le poteau de 20 cm de large permet de placer trois barres longitudinales de diamètre 12 mm ou ½" sur chaque face du poteau au lieu de deux, ce qui réduit la profondeur du poteau

Tableau 1.5.4.9.2-2 Colonnes des murs de toiture (porté des murs de toiture $\leq 4.5m$)

Zone de conception sismique	Colonne largeur x épaisseur (cm x cm)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal

Colonne de 15cm d'épaisseur avec mur en bloc 15		
A	15 x 20	4 x 12mm ou 1/2"
B	15 x 20	4 x 12mm ou 1/2"
C	15 x 25	4 x 12mm ou 1/2"
D	15 x 25	4 x 12mm ou 1/2"
Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 15		
A	20 x 15	6 x 12mm ou 1/2"
B	20 x 15	6 x 12mm ou 1/2"
C	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"
D	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"
Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 20		
A	20 x 20	4 x 12mm ou 1/2"
B	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"
C	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"
D	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"

Étriers de 1/4" ou 6 mm
Espacement de 75 mm d'axe en axe
600 mm au-dessus et au-dessous de la jonction poteau–chaînage supérieur.

Ailleurs : espacement égal au plus petit de la moitié de la profondeur ou de 150 mm d'axe en axe.

Notes:

1. L'interpolation sur la profondeur et l'armature entre les zones de conception sismique est autorisée à l'aide de la valeur S_{DS} .
2. Deux options de largeur de poteau sont proposées pour les murs en blocs de 15 cm : 15 cm ou 20 cm. Le poteau de 20 cm de large permet de placer trois barres longitudinales de diamètre 12 mm ou ½" sur chaque face du poteau au lieu de deux, ce qui réduit la profondeur du poteau.

Table 1.5.4.9.2-3 Chaînage supérieurs supportant les colonnes de mur de toiture (porté $\leq 4.5m$)

Zone de conception sismique	Chaînage supérieur largeur x hauteur (cm x cm)	Reinforcement longitudinal	Reinforcement transversal
Mur en bloc 15cm			Etrier 1/4" ou 6mm Φ Espacement de 75 mm d'axe
A	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
B	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
C	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
D	25 x 20	6 x 12mm ou ½"	

Mur en bloc 20cm			en axe
A	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	Ou Étriers 1/4" ou 6 mm Φ , plus entrejambe horizontal médian Espacement de 100 mm d'axe en axe
B	20 x 20	6 x 12mm ou ½"	
C	25 x 20	6 x 12mm ou ½"	
D	25 x 20	6 x 12mm ou ½"	

Notes:

1. L'interpolation sur la profondeur et l'armature entre les zones de conception sismique est autorisée à l'aide de la valeur S_{DS} .
2. Toutes les poutres de chaînage ont une hauteur de 20 cm, avec trois barres longitudinales de diamètre 12 mm (½") sur chaque face (pas sur le dessus ni le dessous), soit un total de six.
3. Les barres de poteau passent généralement juste à l'intérieur des barres de la poutre. Cela peut nécessiter d'augmenter la largeur de la poutre ou la profondeur du poteau de mur de toiture pour correspondre.

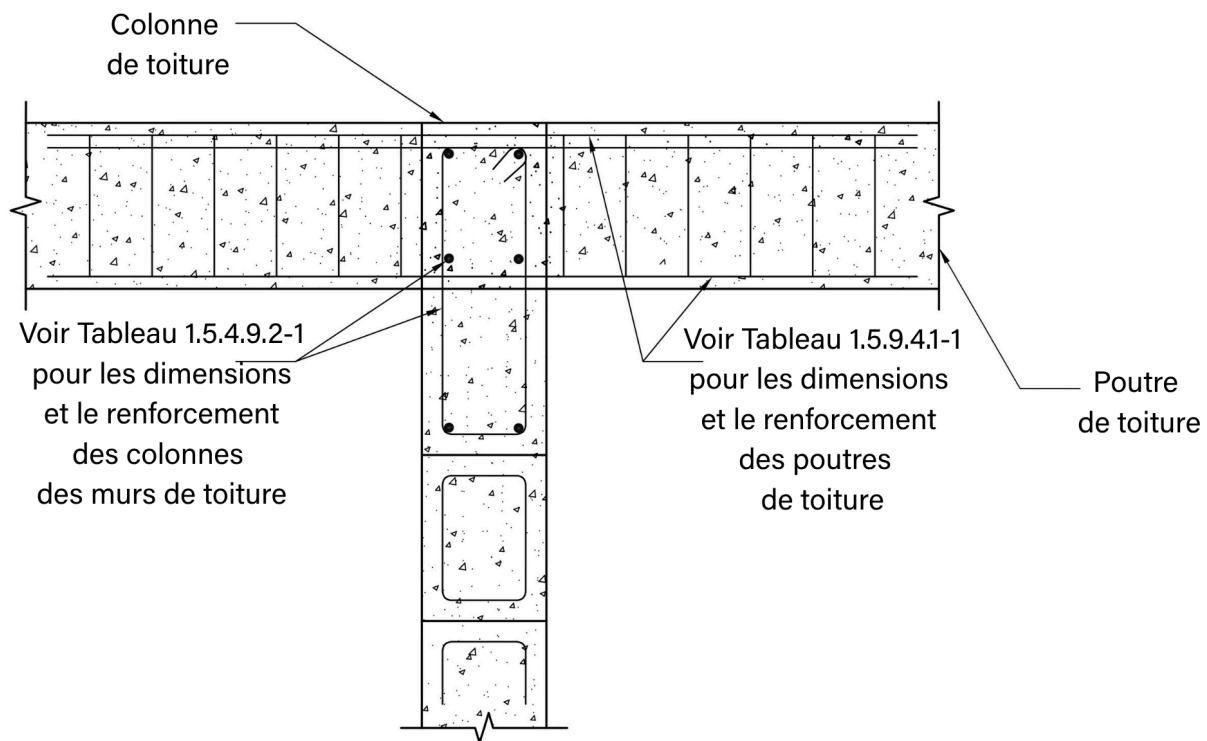


Figure 1.5.4.9.2-1: Section Colonne de toiture au niveau de la poutre du toit pour une portée > 4,5 m

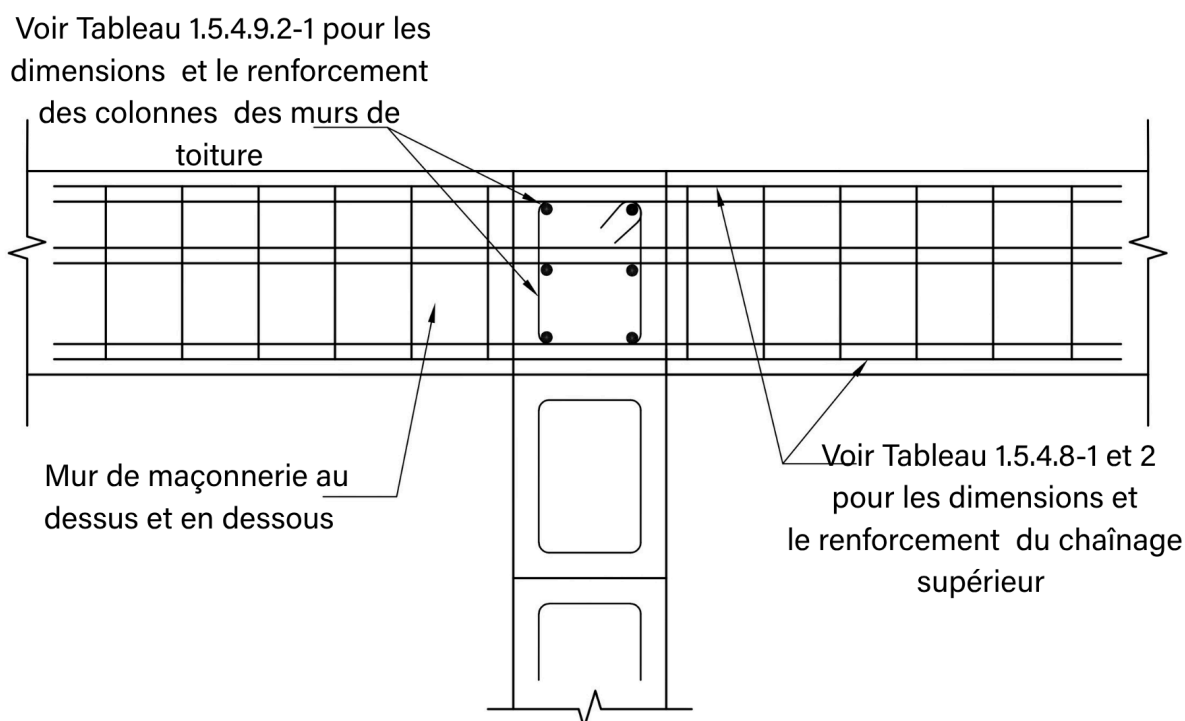


Figure 1.5.4.9.2-2: Section Colonne de toiture avec chaînage supérieur (poutre de ceinture)

1.5.4.9.3 Murs de toiture suspendus

Les murs de toiture suspendus sont des murs de maçonnerie chaînée situés au-dessus du plafond d'un niveau, supportant une toiture légère (charpente bois + panneaux de tôle ondulée). On les appelle « suspendus » car ils franchissent une ouverture de mur située en dessous (portée maximale < 4,5 m).

Un mur de toiture suspendu peut être triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdal, selon la configuration du bâtiment. Il est constitué du chaînage supérieur au niveau du plafond en dessous (Section 1.5.4.8), d'un chaînage verticale ou colonne à une ou aux deux extrémités (Section 1.5.4.4), et d'une poutre de toiture au sommet du mur (Section 1.5.4.9.1).

Un mur de toiture suspendu peut être situé sur un axe porteur principal, où il sert à relier des murs de toiture en maçonnerie chaînée séparés le long de cet axe, ou comme mur de toiture suspendu intermédiaire fournissant un appui à la toiture légère. Ce dernier peut être utilisé pour réduire la portée des chevrons et permettre une utilisation plus large des chevrons en bois de section 50×100 mm (2×4). Les murs de toiture suspendus intermédiaires doivent être contreventés par un chaînage vertical à 4 barres à chaque extrémité, sauf si une vérification supplémentaire est réalisée (voir Section 1.5.4.4). Un exemple de mur suspendu intermédiaire est présenté dans la Figure 1.5.4.9.3-1.

Les murs de toiture suspendus intégrant une colonne de toiture décrite en Section 1.5.4.9.2 ne doivent pas interrompre la colonne, qui doit rester continue. Des ouvertures de mur sont autorisées d'un côté ou

de l'autre de la colonne de toiture, mais l'espacement maximal des armatures transversales doit être de 75 mm sur toute la hauteur de l'ouverture.

Les murs de toiture suspendus doivent être étayés pendant la construction jusqu'à ce que le mur suspendu et les murs/poteaux porteurs soient terminés, car le système chaînage supérieur/maçonnerie/poutre de toiture est supposé fonctionner de manière composite.

Les murs de toiture rectangulaires et triangulaires, ainsi que les murs suspendus, sont présentés dans les Figures 1.5.4.9.3-2 à 5, adaptés pour des hauteurs de mur de toiture allant jusqu'à 1,5 m (limite autorisée) et pour des ouvertures de mur suspendu de portée $\leq 4,5$ m.

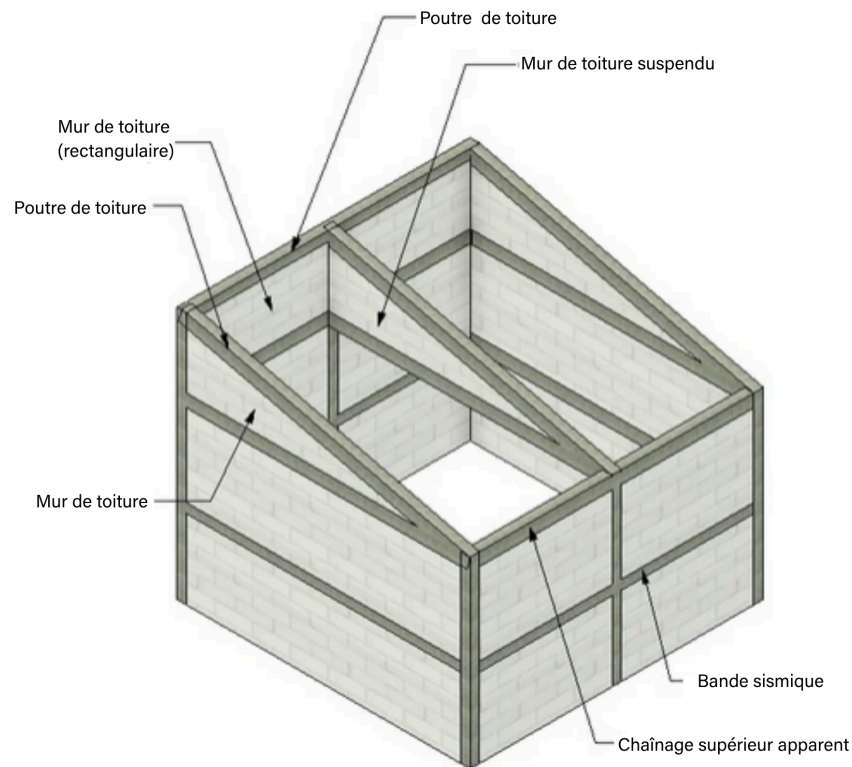


Figure 1.5.4.9.3-1: Mur suspendu intermédiaire

Les différences de détail entre les murs de toiture suspendus et les murs de toiture classiques sont les suivantes :

- Des étriers spéciaux sont requis à l'extrémité courte d'un mur de toiture triangulaire (voir Figure 1.5.4.9.3-2). Ces étriers doivent enserrer les armatures principales du chaînage et de la poutre de toiture qui convergent dans le même nœud.
- Des barres verticales de 10 mm ($\frac{3}{8}$ ") de diamètre supplémentaires doivent être disposées dans des alvéoles remplies de coulis le long du mur de toiture suspendu. L'espacement de ces barres ne doit pas excéder la profondeur du mur à l'endroit de la barre (maximum 60 cm). Ces armatures doivent être ancrées par crochets dans le chaînage supérieur (poutre de ceinture) et la poutre de toiture supérieure. Cette armature doit être coordonnée avec celle requise pour

l'ancrage des chevrons et poutres de débord dans le cas des poutres de toiture à 2 barres.

Un exemple de mur de toiture suspendu triangulaire est montré dans la Figure 1.5.4.9.3-2, adapté pour des hauteurs de mur de toiture allant jusqu'à 1,5 m et des ouvertures $\leq 4,5$ m.

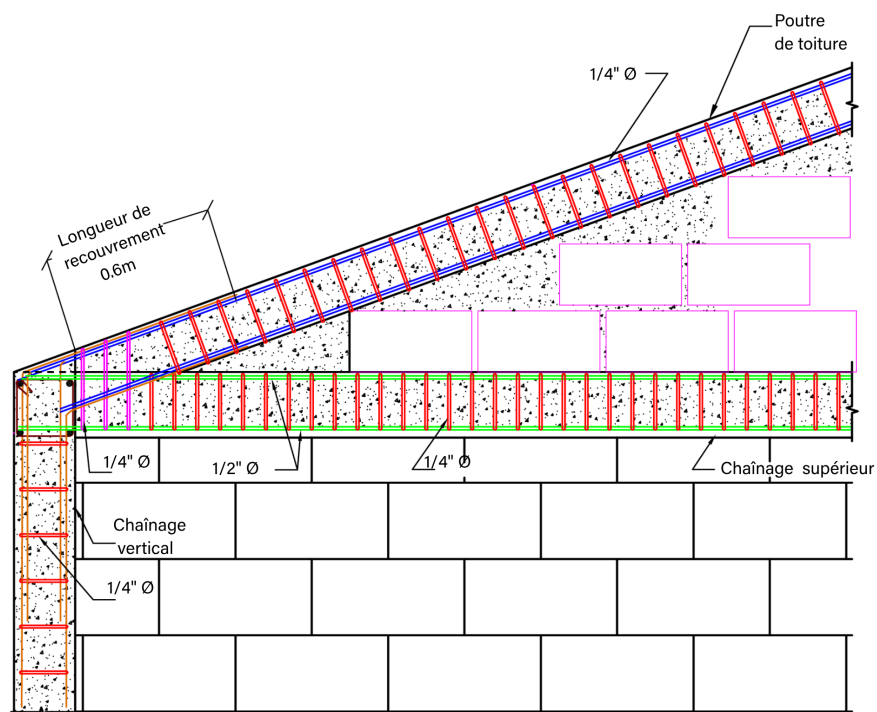


Figure 1.5.4.9.3-1 Mur de toiture suspendu triangulaire (poutre de toiture à 4 barres)

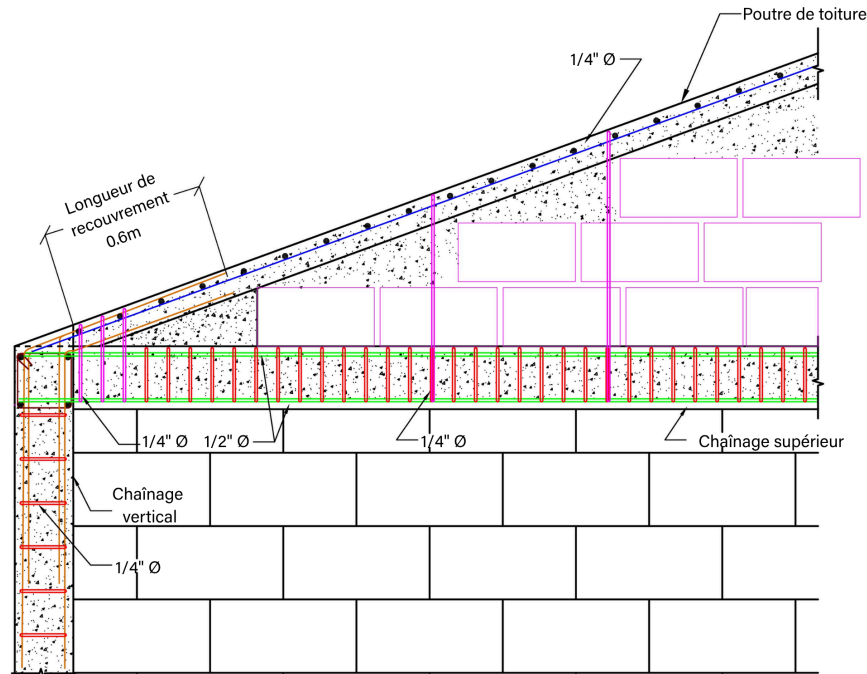


Figure 1.5.4.9.3-2 Mur de toiture suspendu triangulaire (poutre de toiture à 2 barres)

1. Des étriers ($\frac{1}{4}$ " ou 6 mm de diamètre, espacés de 75 mm sur 40 cm) sont requis à l'extrémité triangulaire des murs de toiture triangulaires et des murs de toiture suspendus triangulaires. Ces étriers doivent entourer l'armature principale à la fois du chaînage supérieur et de la poutre de toiture à 2 ou 4 barres.
2. Des barres verticales supplémentaires de $\frac{3}{8}$ " ou 10 mm de diamètre sont placées dans les cellules remplies de mortier le long du mur de toiture ou du mur de toiture suspendu comme suit :
 - a. L'espacement ne doit pas dépasser le plus petit des deux : la moitié de la profondeur du mur suspendu à l'emplacement de la barre ou 60 cm.
 - b. Chaque barre doit être ancrée à la fois dans le chaînage supérieur en dessous et dans la poutre de toiture au-dessus. Utiliser des barres d'attente dans le chaînage si nécessaire.
 - c. Ces barres sont requises sous toutes les poutres de toiture à 2 barres pour résister aux efforts de soulèvement dus au vent provenant des feuillards de chevrons ou de chevrons de débord.
 - d. Elles sont également requises pour tous les murs de toiture suspendus (pour les poutres à 2 ou 4 barres) sauf si une évaluation complémentaire montre qu'elles ne sont pas nécessaires.

1.5.4.10 Renforcement de murs non structurels

Des cloisons de séparation non structurales peuvent être utilisées à l'intérieur du bâtiment et être construites avec des blocs de 10 cm d'épaisseur.

Pour réduire le risque d'effondrement, ils seront renforcés par des chaînages verticaux à deux barres, espacées à un intervalle n'excédant pas 3 mètres sur toute leur longueur. et aux extrémités et coins libres.

Les chaînages à deux barres auront une largeur de 80 mm et une épaisseur adaptée à celle du mur qu'elles renforcent. Ils doivent être renforcés par deux barres longitudinales de $\frac{3}{8}$ ", solidement ancrées aux supports muraux horizontaux (dalle ou chaînage horizontal) en haut et en bas sur une longueur minimale de 300 mm. Le renforcement transversal doit être fourni à l'aide d'étrier de $\frac{1}{4}$ ", espacées de 150 mm sur toute la hauteur de la colonne.

De plus, les chaînages verticaux doivent être reliés avec des blocs de maçonnerie soit par des dentures, soit par des barres de $\frac{1}{4}$ ". Les barres doivent être positionnées à intervalles toutes les trois rangées de blocs, encastrées dans le joint de mortier horizontal et prolongées d'au moins 500 mm dans le mur de maçonnerie conformément à la section 1.5.2.1.

Les murs de séparation doivent être solidement attachés à leur base à la dalle et à leur sommet soit à une dalle supérieure, soit à une poutre annulaire.

Ils ne sont pas permis dans le périmètre du bâtiment en raison de leur risque élevé d'effondrement.

Si ces murs ont une hauteur inférieure à 1,2 m, ils peuvent être considérés comme des « murs courts », pour lesquels la section 1.5.9 s'applique.

1.5.4.11 Parapets et murs courts

Les parapets (et autres murs courts) qui ne dépassent pas 1,2 mètre de hauteur (y compris le chaînage supérieur du parapet) peuvent être conçus comme décrit ci-dessous:

- Le mur du parapet doit avoir une épaisseur minimale de 15 cm.
- Un chaînage supérieur de parapet doit être prévu en haut du mur. La largeur de ce chaînage doit correspondre à l'épaisseur du mur. La hauteur du chaînage doit être d'au moins 80 mm. Renforcer le chaînage avec deux barres longitudinales de $\frac{3}{8}$ " et placer des étriers de diamètre $\frac{1}{4}$ " à intervalles de 100 mm sur toute la longueur du chaînage.
- Incorporer des chaînages verticaux sur toute la longueur du mur du parapet. Ces éléments doivent avoir une épaisseur correspondant au mur et une largeur de 80 mm. Renforcer les chaînages verticaux avec deux barres verticales de $\frac{1}{2}$ " et placer des étriers de diamètre $\frac{1}{4}$ " à intervalles de 100 mm. Prolonger tous les éléments de délimitation verticale jusqu'au chaînage du parapet.

Les parapets et murs courts de plus de 1,2 mètre de hauteur nécessitent une conception par ingénierie.

1.5.5 DALLES SUSPENDUS

Des conceptions prescriptives de dalles ont été développées sur la base de l'ACI 318-14.

Tableau 1.5.5-1 Organisation de la section 1.5.3 concernant les dalles suspendues

Article de conception	Numéro de sous-section
Dalles pleines suspendues avec renfort bidirectionnel	1.5.3.1
Dalles pleines suspendues avec renfort unidirectionnel	1.5.3.2
Dalle alvéolée	1.5.3.3

Poutres dans les dalles	1.5.3.4
Porte-à-faux dans la dalle	1.5.3.5
Ouvertures dans les dalles	1.5.3.6
Construction de dalles, matériaux et coffrages	1.5.3.7
Directives complémentaires pour les dalles de toiture	1.5.3.8

1.5.5.1 Dalles pleines suspendues avec renfort bidirectionnel

Géométrie de la dalle : Le rapport maximum entre les portées longues et courtes devrait être limité à 2. L'épaisseur (h) de la dalle varie en fonction de la portée (L), mais ne doit jamais être inférieure à 100 mm. Pour les petits bâtiments résidentiels visés par ces directives, la portée est limitée à 4,5 m.

Lorsque des dalles suspendues sont utilisées pour des rez-de-chaussée qui ne reposent pas directement sur le sol, le niveau fini du plancher doit être d'au moins 300 mm au-dessus du niveau du sol.

Renforcement de la dalle: Le tableau **1.5.5.1-1** ci-dessous précise le diamètre et l'espacement des armatures inférieures, placées dans les deux sens, ainsi que des armatures supérieures disposées au périmètre de la dalle, le long de ses appuis et au niveau des appuis intermédiaires.

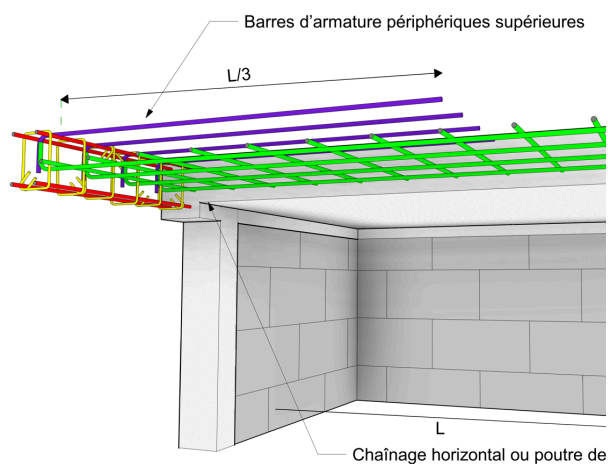
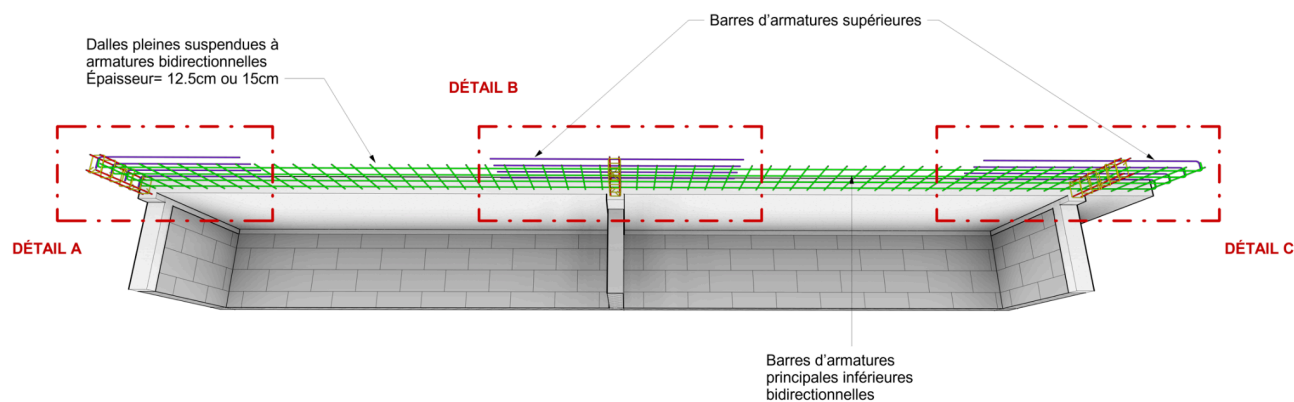
L'enrobage des armatures doit suivre les spécifications de la section 1.5.2. Les épaisseurs minima de ce tableau sont indiquées pour un environnement normal. En environnement côtier, les épaisseurs doivent être augmenter de 40mm pour satisfaire les conditions d'enrobage, voir la section 1.3.2.4.

Tableau 1.5.5.1-1 Ferrailage typique et épaisseur d'une dalle bidirectionnelle

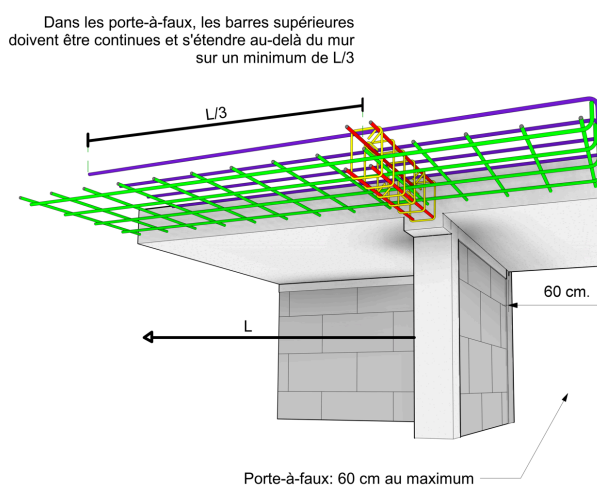
Utilisation de la dalle	Portée maximale (m)	Épaisseur (mm)	Armature principale bidirectionnelle inférieure	Armature supérieure	
				Armatures périphériques	Armatures au niveau des supports intermédiaires
Résidentiel	3	120	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c
	4	125	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c
	4.5	150	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c
Boutique¹	3	120	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c
	4	125	$\frac{3}{8}$ " à 150 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 150 mm c/c
	4.5	150	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c
Stockage¹	3	125	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c
	4	125	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 150 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c
	4.5	150	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 250 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c

Toit	3	120	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c
	4	125	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c
	4.5	150	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c

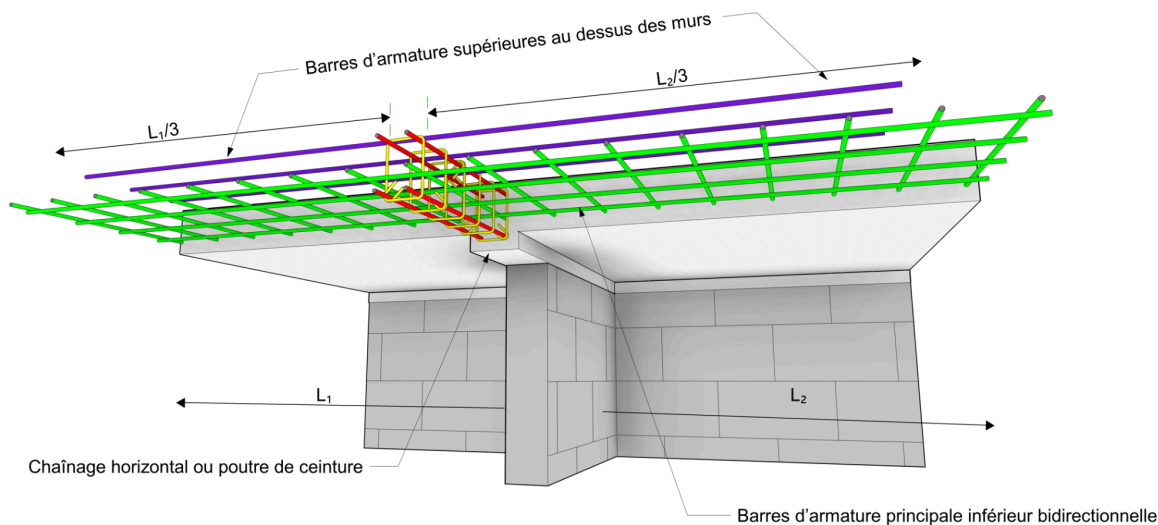
¹ Les dalles inter-niveaux doivent être conçues exclusivement pour un usage résidentiel. Les activités de stockage ou commerciales doivent être limitées au rez-de-chaussée. Ces utilisations, ainsi que d'autres scénarios potentiels, sont spécifiées dans le tableau pour s'aligner sur les dispositions décrites dans CNBH 2012 et pour aider les utilisateurs à répondre à toute exigence supplémentaire au-delà des applications résidentielles standard. Les valeurs de PSM présentées dans le Tableau 1.5.4-1 ont été calculées en supposant une utilisation résidentielle des espaces sur tous les niveaux. Dans le cas où une utilisation différente de l'utilisation résidentielle est appliquée aux niveaux supérieurs, l'utilisateur doit recalculer le PSM en se basant sur la procédure détaillée de l'Annexe 3, en considérant la masse différente et sa distribution entre les niveaux.



Détail A



Détail C



Détail B

Figure 1.5.5-1 Dalles pleines suspendues avec renfort bidirectionnel.

Exigences Additionnel pour le ferrailage des dalles

Armature supérieure au périmètre :

L'armature supérieure au périmètre de la dalle doit avoir une longueur minimale de :

$$L_{\text{périmètre}} = \text{porté de la dalle} / 3$$

L'armature doit inclure un crochet de 200 mm ancré dans la poutre de chaînage périmétrique.

Armature supérieure aux appuis intermédiaires :

L'armature supérieure aux appuis intermédiaires doit avoir une longueur droite minimale de :

$$L_{\text{intermédiaire}} = (\text{portée de la dalle 1} + \text{portée de la dalle 2}) / 3 + \text{épaisseur de l'appui.}$$

1.5.5.2 Dalles pleines suspendues avec armature unidirectionnelle

Dalle Géométrie: Le diamètre et l'espacement des *armatures principales* (disposé dans le sens de la portée la plus courte, c'est-à-dire la distance mesurée entre deux murs opposés ; figure 1.5.5-2) et les armatures secondaires (disposées perpendiculairement à l'armature principale), sont données dans les tableaux 1.5.5-3 et 1.5.5 en fonction de la portée et de l'utilisation de la dalle (voir annexe A2 et tableau A2.3 pour la définition des charges d'exploitation et des charges permanentes superposées). Ces armatures doivent être placées en bas de dalle, en respectant les exigences de couverture minimale indiquées à la section 1.5.2.1.

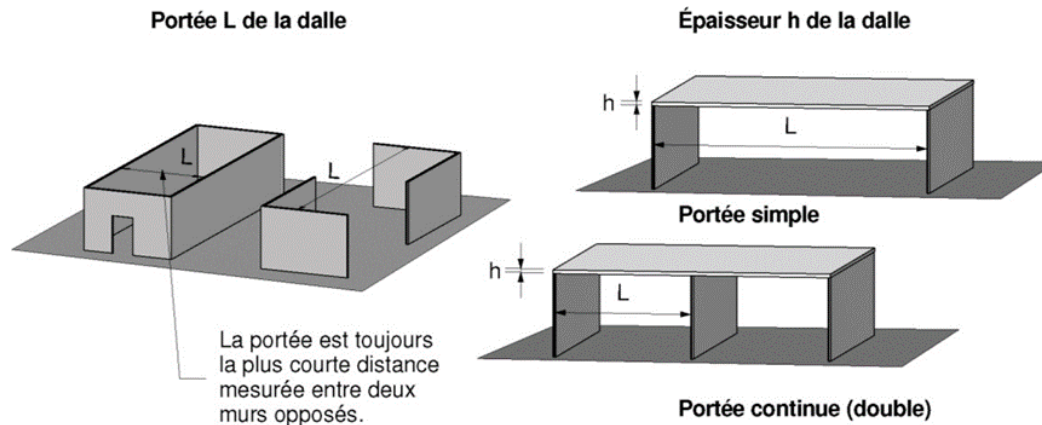


Figure 1.5.5.2-1 Options géométriques pour la travée

Renfort de dalle : Les solutions prescriptives comprennent des géométries à travée simple et double, comme indiqué dans la figure 1.5.5.2-1 . Le tableau 1.5.5.2-1 ci-dessous présente les caractéristiques d'une solution à *travée simple*.

L'enrobage des armatures doit suivre les spécifications de la section 1.5.2. Les épaisseurs minima de ce tableau sont indiquées pour un environnement normal. En environnement côtier, les épaisseurs de l'enrobage en béton doivent être augmentées de 40 mm pour satisfaire les conditions de la section 1.3.2.4..

Tableau 1.5.5.2-1 Ferrailage et épaisseur typiques d'une dalle unidirectionnelle à travée unique

Utilisation de la dalle	Portée maximale (m)	Épaisseur (mm)	Armatures principales	Armatures secondaires
Résidentie I	3	125 ²	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
	4	160 ²	$\frac{3}{8}$ " à 150 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
	4.5	160 ²	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
Boutique¹	3	125 ²	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
	4	180 ²	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
	4.5	160 ²	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
Stockage¹	3	160	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " » à 250 mm c/c
	4	180 ²	$\frac{1}{2}$ " à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
	4.5	200 ²	$\frac{1}{2}$ " à 150 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " à 250 mm c/c
Toit	3	125 ²	$\frac{3}{8}$ " » à 200 mm c/c	$\frac{3}{8}$ " » à 250 mm c/c

	4	160 ²	⅜" à 150 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c
	4.5	160 ²	½" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c

¹ Les dalles inter-niveaux doivent être conçues exclusivement pour un usage résidentiel. Les activités de stockage ou commerciales doivent être limitées au rez-de-chaussée. Ces utilisations, ainsi que d'autres scénarios potentiels, sont spécifiées dans le tableau pour s'aligner sur les dispositions décrites dans CNBH 2012 et pour aider les utilisateurs à répondre à toute exigence supplémentaire au-delà des applications résidentielles standard.

² Ces rapports portées/épaisseurs ne respectent pas les limites définies par l'ACI 318-14 Tableau 7.3.1.1 qui exigeraient un rapport maximum de :

- Portée / épaisseur ≤ 20 - pour dalles à travée unique ;
- Portée / épaisseur ≤ 24 - pour dalles double travée ;

Le tableau **1.5.5.2-2** ci-dessous précise les exigences minimales d'épaisseur et de renforcement des dalles unidirectionnelles avec *travées doubles (ou plus)*. Dans ces cas, un renfort supérieur doit être fourni à chaque support de mur intermédiaire, conformément aux exigences de couverture minimale décrites à la section 1.5.2.1. Le tableau comprend le diamètre, la longueur et l'espacement requis pour ce renfort supérieur.

Les armatures principales et secondaires (inférieures) doivent s'étendre sur toute la portée de la dalle dans chaque direction, entre les appuis.

L'enrobage des armatures doit suivre les spécifications de la section 1.5.2. Les épaisseurs minima de ce tableau sont indiquées pour un environnement normal. En environnement côtier, les épaisseurs doivent être augmentées de 30 mm pour satisfaire les conditions d'enrobage.

Tableau 1.5.5.2-2 Renforcement typique d'une dalle unidirectionnelle à double travée

Utilisation de la dalle	Portée maximale (m)	Épaisseur (mm)	Armature principale	Armature secondaire	Armature supérieur Longueur au niveau des travées ³ en (m)
Résidentiel	3	125	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,2
	4	160	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,9
	4.5	160 ²	⅜" à 150 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 150 mm c/c L = 3,2
Boutique	3	125	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,2
	4	160	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,9
	4.5	160 ²	½" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	½" à 200 mm c/c L = 3,2
Stockage	3	160	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,2
	4	180	½" à 200 mm	⅜" à 250 mm c/c	½" à 200 mm c/c

			c/c		L = 2,9
	4.5	180 ²	½" à 150 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	½" à 200 mm c/c L = 3,2
Toit	3	125	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,2
	4	160	⅜" à 200 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 200 mm c/c L = 2,9
	4.5	160 ²	⅜" à 150 mm c/c	⅜" à 250 mm c/c	⅜" à 150 mm c/c L = 3,2

³ La longueur du renfort dépend de la portée de la dalle (comme illustré sur la figure X), car elle doit être égale à L/3 de chaque côté du mur. Dans le tableau, nous indiquons la longueur maximale des barres supérieures, en supposant que les deux travées de dalles atteignent la limite maximale autorisée indiquée dans la deuxième colonne.

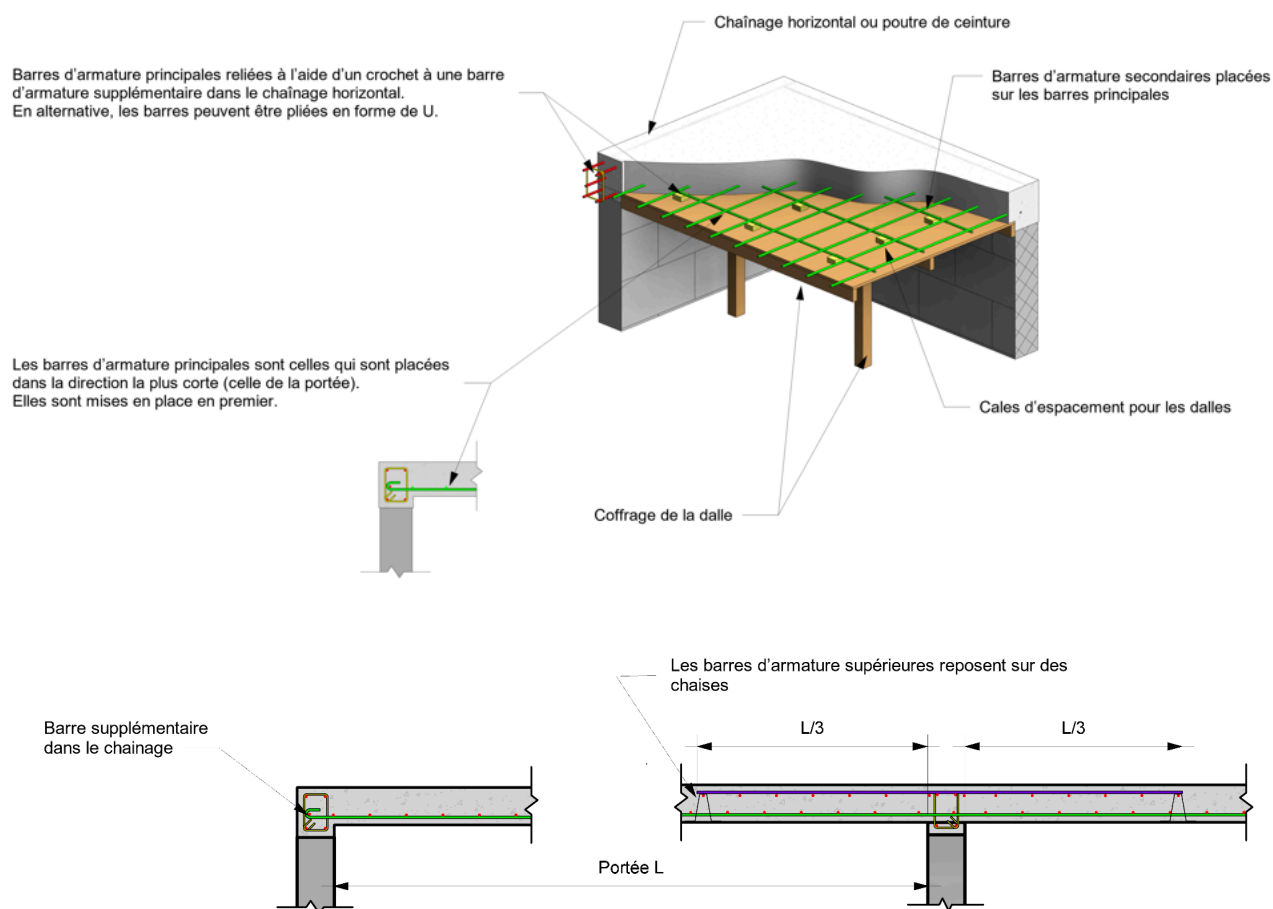


Figure 1.5.5.2-1 Armature d'une dalle de portée simple.

La barre d'armature principale est accrochée à une barre d'armature supplémentaire dans le chaînage horizontal supérieur (poutre de couronnement)

1.5.5.3 Dalle alvéolée

Dalle Géométrie: Une dalle alvéolée doit être constituée de poutrelles de béton armé parallèles, espacées de 500 mm c/c et alignées dans le sens de la plus courte portée mesurée entre deux murs opposés.

Des blocs de béton creux standards de 390 mm de longueur et de 100 et 150 mm d'épaisseur, appelés hourdis, doivent être placés entre les poutrelles pour créer des vides (figures 1.5.5.3-1 et figure 1.5.5.3-2). Les hourdis doivent être parfaitement alignés et la dalle doit être à niveau. Une chape de béton de 50 mm d'épaisseur minimale doit recouvrir le tout.

Au lieu d'avoir recours à des hourdis de béton pour alléger les dalles, il est possible d'utiliser des coffrages en tôle, en bois récupérable, en plastique recyclé, en polystyrène expansé ou en fibre de verre, lorsque ces produits sont disponibles.

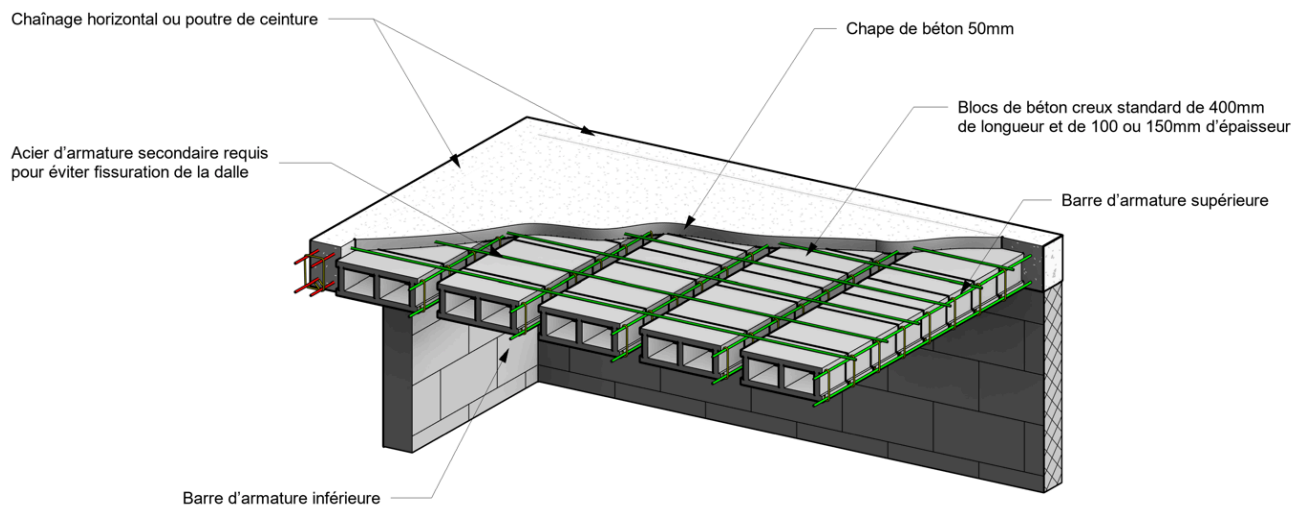


Figure 1.5.5.3-1 Caractéristique d'une dalle alvéolée

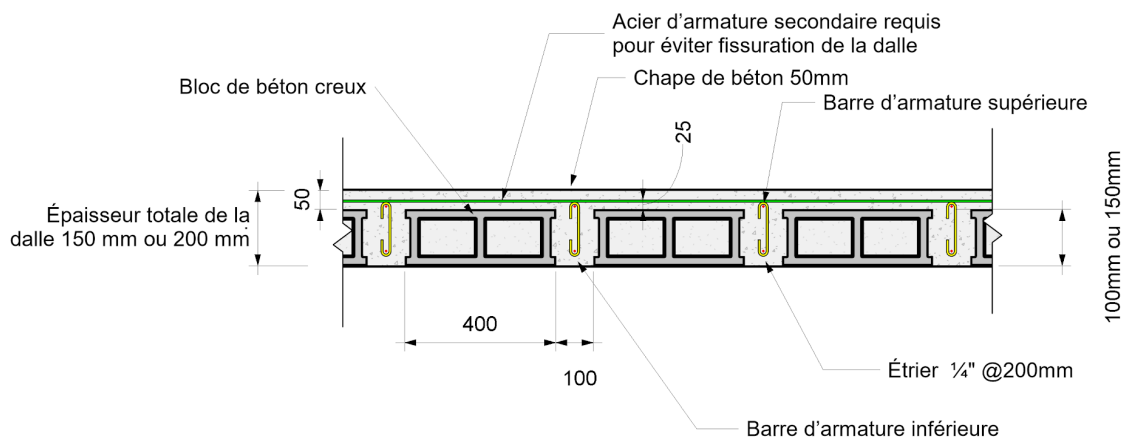


Figure 1.5.5.3-2 Dimensions d'une dalle alvéolée

Dalle de renforcement: Les tableaux 1.5.5.3.b et 1.5.5.3.c ci-dessous résument les limites de portée par rapport à l'épaisseur et le renforcement des poutrelles pour *respectivement des dalles alvéolées à portée simple et à portée double*.

Les barres d'armature des poutrelles doivent être liées aux chaînages horizontaux ou chaînages supérieurs à l'aide de fils à ligaturer, comme illustré à la Figure 1.5.5.7.

Les barres d'armature inférieures des poutrelles ne doivent jamais se chevaucher dans le tiers central de la portée, là où le moment de fléchissant est maximal.

Pour les barres d'armature de $\frac{3}{8}$ ", la longueur de recouvrement ne doit être inférieure à 500 mm, et pour les barres d'armature de $\frac{1}{2}$ ", la longueur de recouvrement ne doit être inférieure à 600 mm.

Pour empêcher la fissuration de la chape de béton due aux effets de température, il faut placer des barres $\frac{1}{4}$ " espacées de 250 mm d'axe en axe dans les deux directions horizontales. Parallèlement aux poutrelles, la barre de $\frac{1}{4}$ " est regroupée avec la barre supérieure de la poutrelle. Alternativement, l'armature supérieure des poutrelles peuvent être continues. Des barres de $\frac{1}{4}$ " doivent également être placées à mi-distance entre les poutrelles pour respecter l'espacement de 250 mm.

L'armature secondaire doit être placée à mi-hauteur de la chape de béton, soit à 25 mm du dessus des hourdis. L'armature secondaire ne doit pas être en contact avec les blocs de béton.

Tableau 1.5.5.3-1 Ferrailage typique d'une dalle alvéolée à poutrelle de portée simple

Utilisation de la dalle	Portée maximale (m)	Épaisseur de dalle (mm)	Armature inférieure des poutrelles	Armature supérieure des poutrelles aux extrémités	Etriers des poutrelles
Résidentiel	3	150	1 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4	200	1 x $\frac{1}{2}$ " + 1 x $\frac{3}{8}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4.5	200	2 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
Boutique	3	200	1 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4	200	1 x $\frac{1}{2}$ " + 1 x $\frac{3}{8}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4.5	200	2 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
Stockage	3	200	1 x $\frac{1}{2}$ " + 1 x $\frac{3}{8}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4	200	2 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 150 mm c/c
	4.5	non autorisé	non autorisé	non autorisé	non autorisé
Toit	3	150	1 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4	200	1 x $\frac{1}{2}$ " + 1 x $\frac{3}{8}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c
	4.5	200	2 x $\frac{1}{2}$ "	1 x $\frac{3}{8}$ " »	$\frac{1}{4}$ " à 200 mm c/c

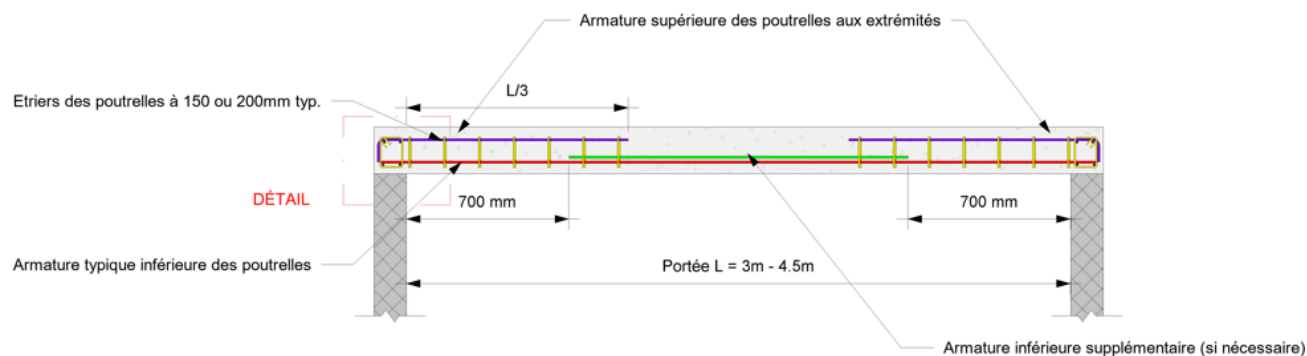


Figure 1.5.5.3-3 Armature des poutrelles de portée simple

Note : Le renforcement secondaire n'est pas représenté).

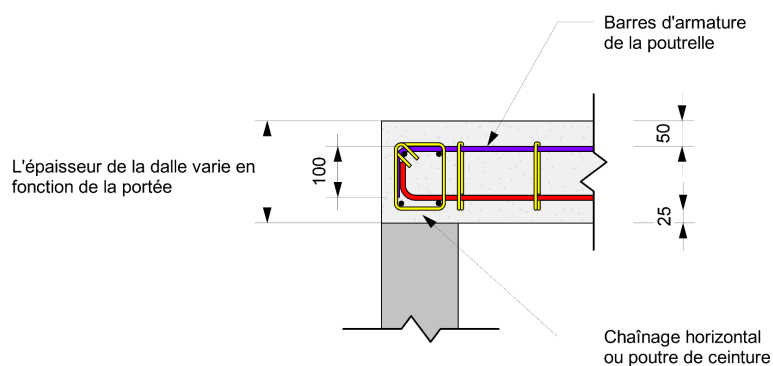


Figure 1.5.5.3-4 Détail typique de la connexion à la poutre.

Tableau 1.5.5.3-2 Ferrailage typique d'une dalle alvéolée à poutrelle de portée double

Utilisation de la dalle	Portée maximale (m)	Épaisseur de dalle (mm)	Armature inférieure des poutrelles	Armature supérieure des poutrelles aux extrémités	Armature supérieure des poutrelles sur appuis ³	Etriers des poutrelles
Résidentiel	3	150	1 x ½"	1 x ⅜ »	1 x ½" L = 2,2	¼" à 200 mm c/c
	4	200	1 x ½"	1 x ⅜ »	1 x ½" L = 2,9	¼" à 200 mm c/c
	4.5	200	1 x ½" + 1 x ⅜"	1 x ⅜ »	1 x ½" + 1 x ⅜" L = 3,2	¼" à 200 mm c/c
Boutique	3	150	1 x ½"	1 x ⅜ »	1 x ½" L = 2,2	¼" à 200 mm c/c
	4	200	1 x ½"	1 x ⅜ »	1 x ½" L = 2,9	¼" à 200 mm c/c

	4.5	200	$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$	$1 \times \frac{3}{8}''$ »	$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$ L = 3,2	$\frac{1}{4}''$ à 200 mm c/c
Stockage	3	200	$1 \times \frac{1}{2}''$	$1 \times \frac{3}{8}''$ »	$1 \times \frac{1}{2}''$ L = 2,2	$\frac{1}{4}''$ à 200 mm c/c
	4	200	$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$	$1 \times \frac{3}{8}''$ »	$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$ L = 2,9	$\frac{1}{4}''$ à 150 mm c/c
	4.5	NA	non autorisé	non autorisé	non autorisé	non autorisé
Toiture	3	150	$1 \times \frac{1}{2}''$	$1 \times \frac{3}{8}''$ »	$1 \times \frac{1}{2}''$ L = 2,2	$\frac{1}{4}''$ à 200 mm c/c
	4	200	$1 \times \frac{1}{2}''$	$1 \times \frac{3}{8}''$ »	$1 \times \frac{1}{2}''$ L = 2,9	$\frac{1}{4}''$ à 200 mm c/c
	4.5	200	$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$		$1 \times \frac{1}{2}'' + 1 \times \frac{3}{8}''$ L = 3,2	$\frac{1}{4}''$ à 200 mm c/c

³ La longueur du renforcement dépend de la portée (comme indiqué sur la Figure 1.5.5-8), car elle doit être égale à $L/3$ de chaque côté du mur. Dans le tableau, nous indiquons la longueur maximale des barres supérieures, en supposant que les deux travées de dalles atteignent la limite maximale autorisée indiquée dans la deuxième colonne.

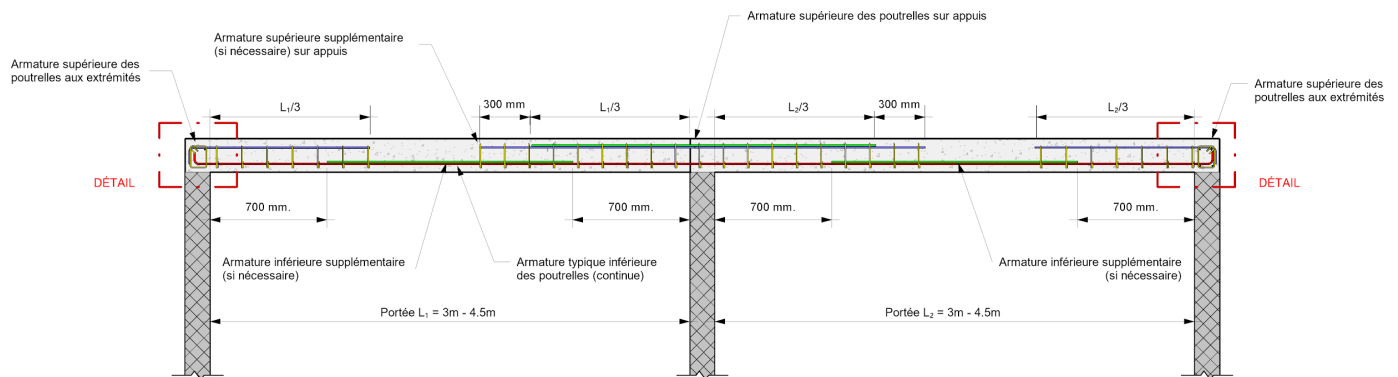


Figure 1.5.5.3-5 Armature des poutrelles de portée double

Note : Le renforcement secondaire n'est pas représenté).

1.5.5.4 Poutres dans les dalles

Il peut être nécessaire d'inclure des poutres suspendues dans les dalles pour deux raisons principales :

1. Soutenir les murs des niveaux supérieurs qui ne sont pas continus du rez-de-chaussée jusqu'aux fondations ;
2. Encadrement autour des ouvertures de dalle ;

Pour le cas 1, les recommandations concernant les régularités verticales du bâtiment doivent être prises en compte en priorité et les murs discontinus entre les niveaux doivent être évités. Cependant, le concepteur pourrait être amené à inclure des cloisons discontinues supportées par des poutres suspendues comme exception à cette règle générale de configuration.

Pour le cas 2, le calcul des poutres indiqué dans cette section doit être lu conjointement avec les dispositions relatives aux ouvertures de dalle incluses dans la section 1.5.5.6.

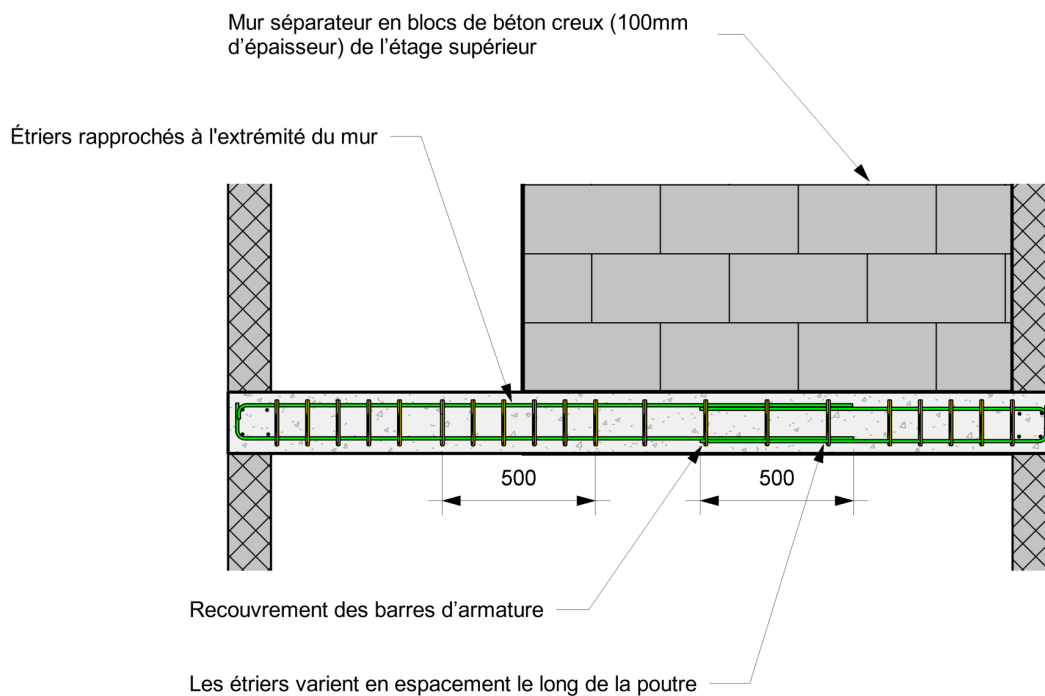
Le tableau 1.5.5.4-1 ci-dessous fournit les dimensions, le renforcement et les limites de portée des poutres en fonction de leur fonction structurelle et du type de dalle dans laquelle elles sont incluses. Ces poutres doivent s'étendre entre les murs et être soutenues par des murs à leurs extrémités. Ils doivent être reliés à des chaînages verticaux et ne pas reposer directement sur des blocs de maçonnerie.

Tableau 1.5.5.4-1 Détails typiques des poutres dans les dalles

POUTRES EN DALLE PLEINE						
Cas		Dimensions hors tout de la poutre h x b (mmxmm)	Portée maximale (m)	Renforcement longitudinal		Etriers
Position de la poutre	Utilisation			Haut	Bas	
1 - Poutres profonde supportant des cloisons discontinues ⁴	Résidentiel ou magasin	300x200	3	2 x ½"	3 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports et à l'extrémité de la cloison ¼" à 200 mm c/c le long de la travée
		400 x 200	4	2 x ½"	4 x ½"	
2A - Poutres profondes encadrant l'ouverture (Perpendiculaire à la direction de la dalle dans les dalles unidirectionnelles)	Toit résidentiel ou magasin	300x200	3	2 x ½"	2 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports ¼" à 200 mm c/c le long de la travée
		350 x 200	4	2 x ½"	3 x ½"	
		350 x 200	4.5	2 x ½"	4 x ½"	
	Stockage	350 x 200	3	2 x ½"	3 x ½"	
		400 x 200	4	2 x ½"	4 x ½"	
2B - Poutres profondes encadrant l'ouverture (Parallèle à la direction de la dalle dans les dalles unidirectionnelles)	Toit résidentiel ou magasin	300x200	4.5	2 x ½"	2 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports ¼" à 200 mm c/c le long de la travée
	Stockage	350 x 200	4	2 x ½"	2 x ½"	
		400 x 200	4.5	2 x ½"	2 x ½"	
POUTRES POUR DALLES ALVÉOLÉES						
1A - Poutres basses supportant des cloisons discontinus ⁴	Résidentiel, Toiture, Magasin, Entreposage	300x200	3	2 x ½"	3 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports et à l'extrémité de la cloison.

	Résidentiel	300x200	4	2 x ½"	4 x ½"	¼" à 200 mm c/c le long de la travée.
1B - "Poutres profonde supportant des cloisons discontinues	Résidentiel, Toiture, Magasin, Entreposage	300x200	3	2 x ½"	3 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports
	Résidentiel, Toiture, Magasin, Entreposage	350x250	4	2 x ½"	4 x ½"	¼" à 200 mm c/c le long de la travée.
		450 x 250	4.5	2 x ½"	4 x ½"	
2 - Poutres profondes encadrant l'ouverture	Résidentiel, Toiture, Magasin, Entreposage	300x200	3	2 x ½"	3 x ½"	¼" à 100 mm c/c 50 cm - aux supports.
	Résidentiel, Toiture, Magasin, Entreposage	300x200	4	2 x ½"	3 x ½"	¼" à 200 mm c/c le long de la travée.
		350x250	4.5	2 x ½"	4 x ½"	

⁴ Autorisé uniquement si le mur discontinu ne supporte PAS la dalle de toit (portées de toit parallèles au mur discontinu ou à la toiture légère).



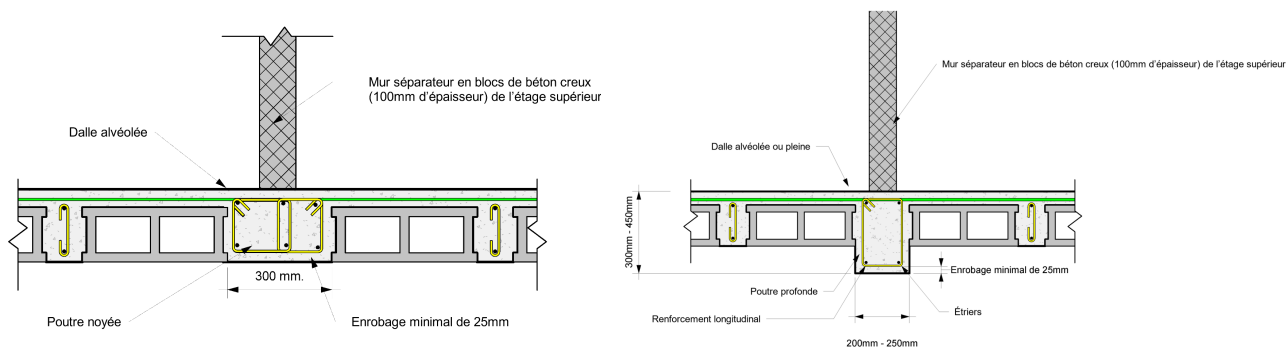


Figure 1.5.5-1,2,3 Poutre supportant un mur de partition dans une dalle alvéolée

Le recouvrement des aciers d'armature des poutres doit être situé dans le tiers médian de la travée pour l'armature supérieure et dans le premier ou le dernier tiers de la travée pour l'armature inférieure. Les longueurs de recouvrement sont données dans la Section 1.4.2.

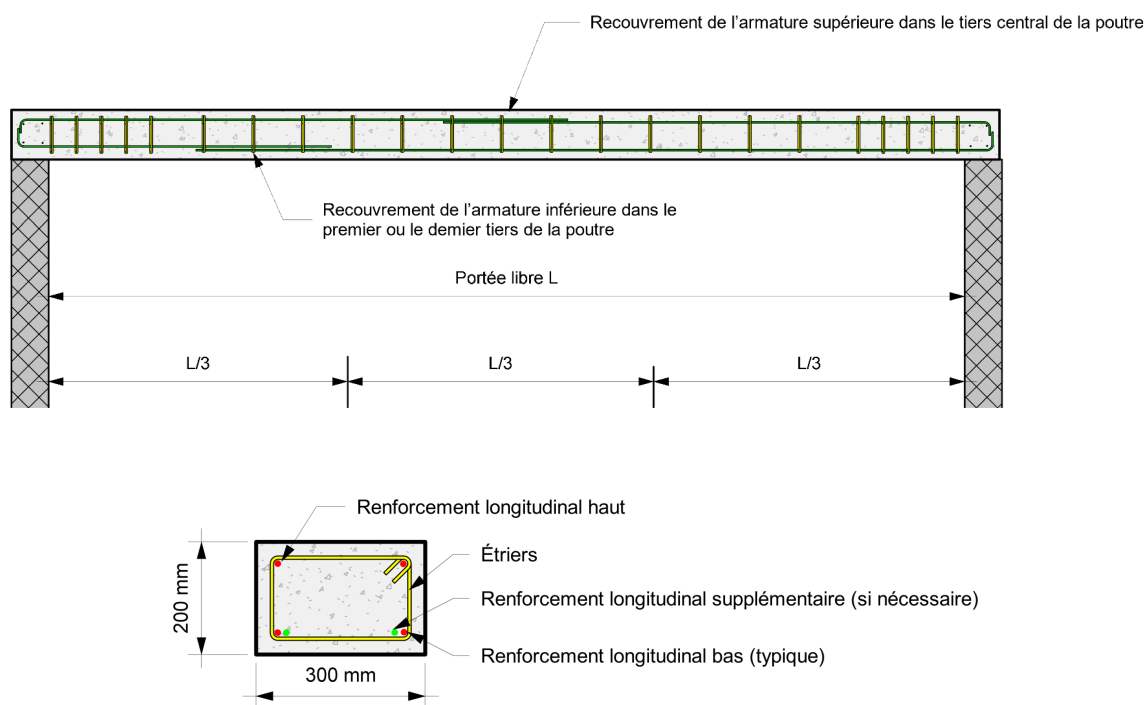


Figure 1.5.5.4-4,5 Recouvrement de l'armature dans les poutres.

1.5.5.5 Porte-à-faux dans Dalle

Longueur maximale de porte-à-faux :

- La longueur du porte-à-faux ne doit en aucun cas dépasser 600 mm (2 pieds).

Utilisation autorisée:

- Les dalles plates en porte-à-faux sont strictement limitées à un usage résidentiel. L'utilisation de dalles en porte-à-faux à des fins commerciales, telles que des commerces ou des zones de stockage, est strictement interdite.

Les dalles en porte-à-faux peuvent être utilisées comme terrasses, balcons ou même comme espaces occupés au sein du bâtiment. Cependant, ce dernier scénario de conception est fortement déconseillé en raison de la forte sismicité du territoire haïtien, car il pourrait entraîner des réponses verticales importantes lors d'un tremblement de terre. Néanmoins, reconnaissant qu'un tel scénario peut se produire dans la pratique, ces lignes directrices proposent des solutions prescriptives spécifiquement calculées pour ce cas.

Les dalles en porte-à-faux occupées par des espaces d'habitation ne doivent pas supporter des murs de façade dépassant un niveau. Les murs de façade sur dalles en porte-à-faux doivent être construits en maçonnerie chaînée et doivent avoir une épaisseur maximale de 6" (plus des enduits simples, le cas échéant).

Dans tous les cas, pour ces portions de dalles, il est essentiel de prévoir des armatures supérieures qui doivent s'étendre sur un tiers de la portée de la dalle, au-delà du mur de soutènement, et qui doivent chevaucher les armatures inférieures aux extrémités du surplomb.

Tableau 1.5.5.5-1 Armatures des dalles en porte-à-faux

Utilisation de dalles en porte-à-faux	Zone de conception sismique	Épaisseur minimale du porte-à-faux (mm)		Armature supérieure	
		Dalle pleine	Dalle alvéolée	Dalle pleine	Dalle alvéolée
Balcon/Terrasse	A et B	125	150	$\frac{3}{8}$ " à 200 mm c/c	1 x $\frac{3}{8}$ " »
	C&D	125	150	$\frac{3}{8}$ " à 150 mm c/c	1 x $\frac{3}{8}$ " »
Espaces occupés	A et B	160	200	$\frac{1}{2}$ " à 150 mm c/c	1x ($\frac{3}{8}$ " + $\frac{1}{2}$ ")
	C	160	200	$\frac{1}{2}$ " à 125 mm c/c	2 x $\frac{1}{2}$ "
	D	Non autorisé - Les dalles en porte-à-faux occupées doivent être supportées sur des poutres profondes. ou des étagères			

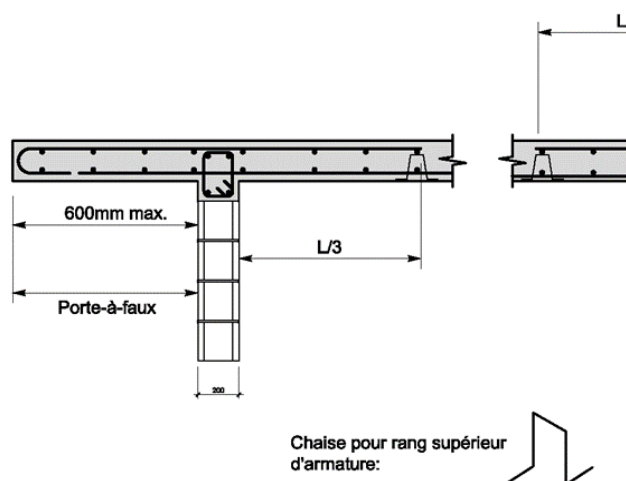


Figure 1.5.5.5-1 Armature des dalles en porte-à-faux

1.5.5.6 Ouvertures dans les dalles

En raison du large éventail d'emplacements et de dimensions possibles pour les ouvertures dans les dalles, il est de la responsabilité du concepteur de s'assurer que l'intégrité structurale de la dalle n'est pas compromise. Cela comprend l'évaluation de l'impact de l'ouverture sur la résistance et la facilité d'entretien de la dalle. Cependant, ce qui suit décrit certaines exigences minimales de base qui doivent être respectées :

Dimensions des ouvertures:

- La longueur de chaque côté de l'ouverture (L_w) ne doit pas dépasser 25 % de la longueur totale du côté parallèle le plus proche du bâtiment.
- De plus, la longueur maximale du côté d'ouverture ne doit pas dépasser :
 - 1,2 mètre pour les ouvertures générales.
 - 3,6 mètres pour les ouvertures d'escalier.
- Dans les dalles alvéolée, la dimension de toute ouverture perpendiculaire aux poutrelles doit être un multiple de l'espacement des poutrelles, incluant la largeur des poutrelles, afin qu'elles ne soient pas coupées en deux ou partiellement sur leur largeur.
- Des ouvertures de dimensions 300 mm x 300 mm ou inférieures peuvent être réalisées dans la dalle sans nécessiter de poutres de cadrage autour d'elles. L'emplacement de ces ouvertures ne doit pas affecter de manière significative la résistance et la fonctionnalité globale de la dalle. Pour les dalles unidirectionnelles et bidirectionnelles, un renforcement de bordure supplémentaire constitué de deux barres #3 doit être placé de chaque côté de l'ouverture, s'étendant sur 300 mm au-delà des dimensions libres de l'ouverture. Dans le cas de dalles nervurées, les ouvertures doivent toujours être situées entre les nervures.

Emplacement des ouvertures:

- Dans les dalles bidirectionnelles, le centre de l'ouverture doit être placé à une distance maximale de $L_i/3$ du coin, où L_i sont les longueurs des murs latéraux supportant la dalle où l'ouverture est située, mesurées parallèlement au côté de l'ouverture considérée.

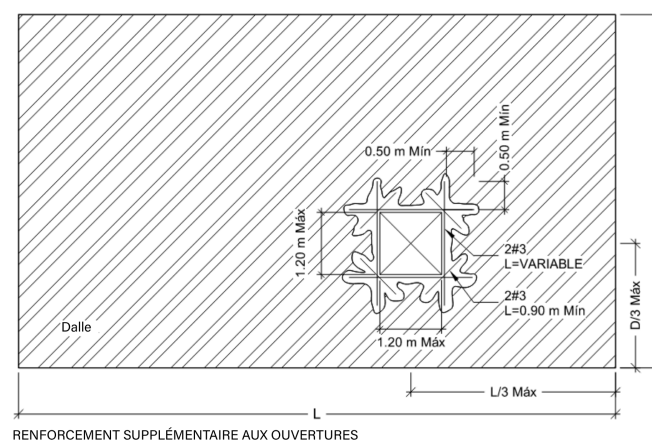


Figure 1.5.6-1 Ouverture dans une dalle bidirectionnelle

- Pour les ouvertures situées au dos d'une dalle en porte-à-faux doivent faire l'objet d'une conception par ingénierie.
- Lorsque les ouvertures sont placées à côté d'un mur, le chaînage horizontal supérieur dans le mur doit rester continu à travers l'ouverture. Au-dessus de l'ouverture, la poutre de chaînage doit avoir une largeur de 30 cm pour résister aux efforts hors plan imposés par le mur à double hauteur à cet emplacement, et être renforcée par 6 barres longitudinales de ½ pouce (3 par face latérale) et des étriers fermés de ¼ pouce espacés de 100 mm.

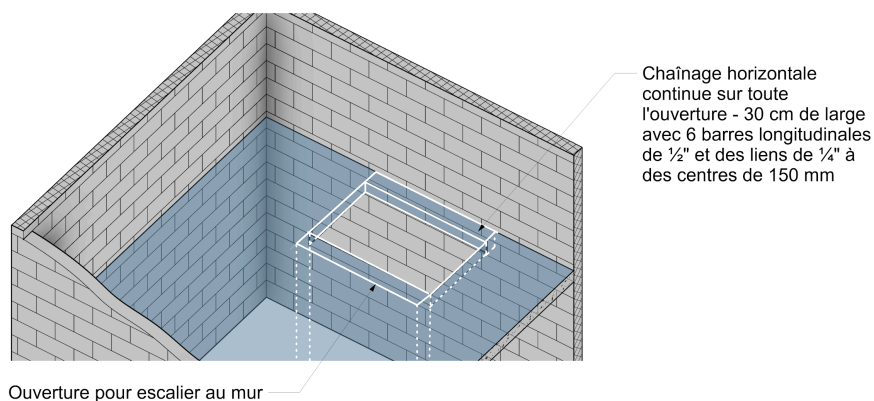


Figure 1.5.6-2 Ouverture située à côté d'un mur

Ouvertures de petite taille:

Les ouvertures de dimensions égales ou inférieures à 300 mm x 300 mm peuvent être réalisées dans la dalle sans nécessiter de poutres de cadre autour d'elles. L'emplacement de ces ouvertures ne doit pas affecter de manière significative la résistance globale ni la fonctionnalité de la dalle.

Pour les dalles unidirectionnelles et bidirectionnelles, un renforcement périphérique supplémentaire composé de deux barres #3 doit être placé de chaque côté de l'ouverture, s'étendant sur 300 mm au-delà des dimensions nettes de l'ouverture.

Dans le cas des dalles alvéolées, les ouvertures doivent toujours être situées entre les poutrelles.

Ouvertures dans les dalles pleines unidirectionnelles et les dalles alvéolées :

- Doit être encadré avec des poutres profondes, dimensionnées en fonction des informations incluses dans les tableaux **1.5.5.4-1**;
- Les tuyaux d'eau et de drainage ne doivent pas couper les poutrelles des dalles alvéolées et les boîtiers d'éclairage doivent être positionnés dans les hourdis plutôt que dans les poutrelles. Si un tuyau doit nécessairement traverser une poutrelle, il faut doubler la largeur et l'armature de la poutrelle à cet endroit et faire passer le tuyau dans le tiers central mesuré sur l'épaisseur de la poutrelle. Le diamètre des tuyaux ne doit jamais excéder la moitié de l'épaisseur de la dalle.

Ouvertures dans des dalles pleines bidirectionnelles :

- Les ouvertures de plus de 1,2 m (par côté) doivent être encadrées avec des poutres profondes comme spécifié dans le tableau **1.5.5.4-1**.
- Pour les ouvertures allant jusqu'à 1,2 m de côté, les poutres profondes peuvent être évitées à condition qu'un renforcement adéquat soit placé autour des ouvertures de la dalle pour éviter les

concentrations de contraintes susceptibles de conduire à des fissures ou à une rupture. Cela se fait en plaçant des barres d'armatures autour du périmètre des ouvertures.

1.5.5.7 Construction de dalles, Matériels & Coffrages

Les dalles suspendues doivent être construites en utilisant les spécifications du béton conformément à la section 1.5.1 et de l'acier d'armature conformément à la section 1.5.2 du présent document.

Les dalles alvéolées doivent être coulées sur des planches de contreplaqué de 1/2" (19 mm) minimum de dimensions minimales de 1" x 6" (25 mm x 150 mm) placées à la base de chaque solive/poutrelle. Les dalles solides peuvent être coulées sur des planches de contreplaqué de 3/4" d'épaisseur minimum. Les planches doivent être soutenues par des poutres en bois de dimensions nominales de 2" x 4" (50 mm x 100 mm), qui reposent sur des étalements constitués d'étais métallique ou alternativement des poteaux en bois de dimensions minimales de 2" x 2" (50 mm x 50 mm) placés à une distance maximale de 1m parmi eux. Le bois rond qui n'est pas droit et d'un diamètre inférieur à 60 mm ou les poteaux de bambou d'un diamètre inférieur à 50 mm ne doivent jamais être utilisés comme étai. L'étalement de la dalle ne doit jamais être installé sur un sol non compacté et non nivelé.

Le coulage du béton doit être effectué en une seule étape sur toute la surface de la nouvelle dalle avec le chaînage supérieur, en évitant les joints. Toutes les surfaces en béton doivent être correctement protégées du soleil. Le béton frais doit être protégé de la pluie, du ruissellement ou de tout autre élément extérieur. Le béton doit demeurer humide pendant au moins quinze (15) jours, en utilisant un système d'arrosage approprié. Les coffrages laissés en place pour la cure doivent être maintenus humides en tout temps pour éviter que les joints ne s'ouvrent et que le béton ne se dessèche. Le coffrage peut être retiré au plus tôt 15 jours après le coulage de la dalle.

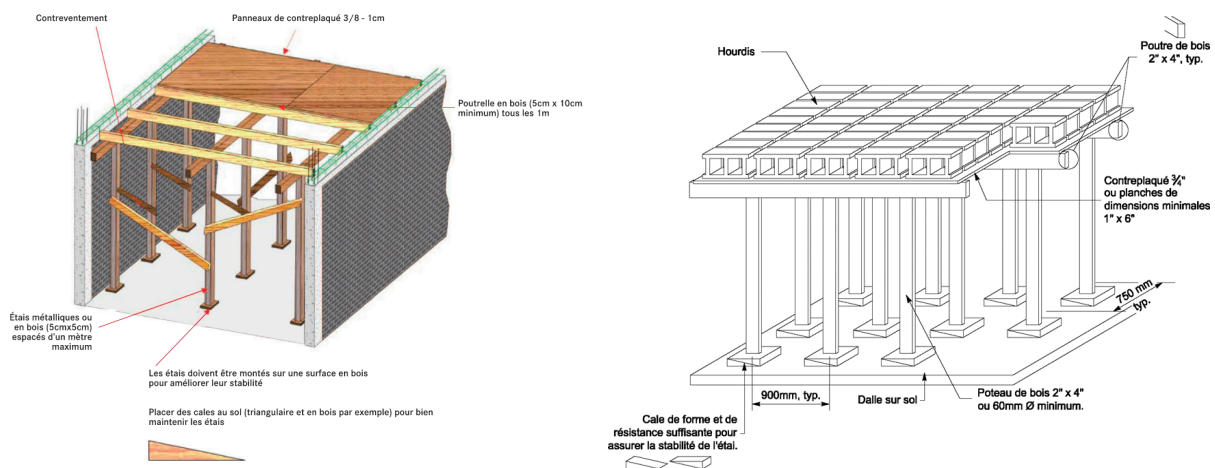


Figure 1.5.5.7-1 Coffrages et étalement des dalles

1.5.5.8 Directives complémentaires pour les dalles de toiture

Il est recommandé qu'une chape soit appliquée sur le toit pour créer une pente permettant un bon drainage et pour empêcher l'accumulation d'eau. La chape doit avoir une pente minimale de 1% et être orientée vers les points de drainage. En aucun cas la chape ne doit dépasser une épaisseur de 5 cm, pour éviter d'imposer un poids excessif à la dalle suspendue. Les surfaces en pente doivent être réparties en conséquence pour maintenir l'uniformité.

Le mélange de chape doit être composé de ciment et de sable dans un rapport de 1:4. Le rapport eau-ciment doit être maintenu entre 0,4 et 0,5 pour minimiser le retrait. Un durcissement adéquat est crucial pour éviter les fissures de retrait et doit être effectué pendant au moins 7 jours, en garantissant que la surface reste humide tout au long du processus.

Les dalles de toiture doivent être adéquatement protégées contre les infiltrations d'eau par l'application d'une membrane imperméable ou d'une peinture asphaltique. Cette protection est essentielle pour réduire le risque de pénétration de l'eau, qui peut entraîner des dommages structurels, la croissance de moisissures et une durabilité réduite du bâtiment. La couche d'étanchéité peut être appliquée soit directement sur la dalle structurelle du toit, soit sur une chape, le cas échéant.

Lorsqu'une chape est appliquée, elle contribue à créer une pente pour le drainage, et la couche d'étanchéité doit couvrir toute la surface de la chape pour assurer une protection complète. S'il n'y a pas de chape, l'étanchéité doit être appliquée directement sur la dalle du toit plat, assurant ainsi une barrière continue et sans joint contre les infiltrations d'eau. Dans les deux cas, une attention particulière doit être accordée aux joints, aux bords et à toutes les zones où l'eau pourrait potentiellement s'accumuler ou pénétrer, comme autour des points de drainage ou des ouvertures de toit. Les murs de parapet doivent être couronnés d'une membrane imperméable incombustible d'au moins l'épaisseur du mur.

Si la toiture n'est pas conçue pour se drainer naturellement sur ses bords, des drains doivent être installés à chaque point bas de la toiture. Lorsque requis et principalement pour des toits plats, des déversoirs et des gargouilles doivent être installés aux endroits appropriés, selon les règles de l'art. Les déversoirs doivent évacuer leurs eaux dans des endroits approuvés et ne doivent pas être branchés aux drains de la toiture.

1.5.6 TOITURE LÉGÈRE

Les procédures de conception décrites dans cette section sont basées sur les normes NDS 2018 (*National Design Specification for Wood Construction - Spécification nationale de conception pour les constructions en bois*) et le WFCM Edition 2018 (*Wood Frame Construction Manual - Manuel de construction à ossature bois*) publiées par l'American Wood Council (AWC), qui servent de références principales pour ces directives.

Les solutions proposées sont conçues en utilisant comme matériau de référence du bois de pin du Sud de grade 2 (*Southern Pine Grade 2*), dont les caractéristiques détaillées sont fournies à la section 1.3.5. Si un autre type de bois est utilisé, le concepteur doit se référer aux normes pertinentes - en particulier la NDS et la WFCM - pour développer une solution de conception alternative adaptée aux propriétés spécifiques du matériau sélectionné.

La conception des toitures légères est principalement régie par les exigences en matière de charge de vent. Les solutions normatives décrites ici ne tiennent pas compte de tous les cas de vents violents. Des informations incomplètes sont fournies pour les maisons situées dans la zone de vent IV, exposition D. En l'absence d'informations, les toits doivent être conçus conformément à la WFCM 2018, à l'IRC 2021, à l'IBC 2021 ou à l'ASCE 7-16. Il est également possible d'utiliser un toit en dalles (tel que défini à la section 1.5.5).

1.5.6.1 Procédure de conception

La conception d'une toiture basée sur ces directives peut être développée en suivant les étapes énumérées ci-dessous :

1. Géométrie de la toiture pour le bâtiment à concevoir : il s'agit notamment de choisir entre des formes à pignon (2 pentes), en croupe (4 pentes) ou en appentis (1 pente). Section 1.5.6.2.
2. Configuration des murs de toiture en maçonnerie : définir l'emplacement et la géométrie des murs de toiture en maçonnerie. Section 1.5.6.3.
3. Avant-toits et ventilation : déterminer quel(s) côté(s) du bâtiment sera (seront) pourvu(s) d'un avant-toit, qui peut (peuvent) mesurer jusqu'à 0,6 m. Des détails périmétriques différents sont utilisés pour les avant-toits plus petits. Différents détails d'avant-toit permettent également de déterminer les côtés qui resteront ouverts entre les chevrons ou les chevrons débordants pour la ventilation. Section 1.5.6.4.
4. Chevrons ou fermes : décider si la structure du toit utilise des chevrons ou des fermes. Une combinaison des deux est possible dans certains cas. Section 1.5.6.6.
 - a. Orientation des chevrons : choisir entre des chevrons parallèles ou perpendiculaires à la pente du toit. Cela déterminera le besoin de lattes et l'emplacement des chevrons de débord (le cas échéant). Section 1.5.6.5.
5. Taille des clous : déterminer les tailles de clous disponibles pour le projet. Plus précisément, déterminez si des clous courts (<38 mm/1,5" de long) sont disponibles dans les diamètres 8d ordinaire ou 10d à boîte (3,3 mm ou 0,13"). S'ils ne sont disponibles qu'en longueurs de 64mm-76mm (2,5"-3") pour les connexions de feuillards métallique, il peut être nécessaire d'utiliser des pièces de renforts en bois (blocs jumelés) afin d'éviter le percement (voir les sections 1.5.6.9 et l'annexe A6 pour les fixations).
6. Zones de pression du vent dans la toiture : définir les différentes zones de pression du vent dans la toiture (section 1.5.6.7), car cela peut affecter le dimensionnement des éléments en bois et les solutions de raccordement.
7. Éléments de toiture et connexions : cette étape consiste à déterminer les dimensions et les spécifications des différents éléments de toiture et les connexions appropriées entre eux pour assurer la stabilité, le transfert de charge et la résistance aux forces externes telles que le vent et les charges sismiques. Un chemin de charge continu doit être prévu pour transférer toutes les charges latérales et verticales de la toiture aux murs. Voir les sections 1.5.6.8, 1.5.6.9. et 1.5.6.10.

Tableau 1.5.6-1 Éléments de toiture et connexions à concevoir en fonction de la géométrie de la toiture

Éléments de toiture et connexions à concevoir	Formes de toit applicables				
	En appentis (1 pente)		En pignon (2 pentes)		En croupe (4 pentes) chevrons parallèles à la pente) (Figure 1.5.6.2-4)
	Chevrons parallèles à la pente (Figure 1.5.6.2-2)	Chevrons perpendiculaires à la pente (Figure 1.5.6.2-3)	Chevrons parallèles à la pente (Figure 1.5.6.2-2)	Chevrons perpendiculaires à la pente (Figure 1.5.6.2-3)	
CGI - Tôles de toiture Raccordement aux chevrons		x		x	
CGI - Tôles de toiture Raccordement aux lattes	x		x		x
Conception des lattes	x		x		x
Raccordement des lattes aux chevrons ou aux fermes	x		x		x
Chevrons parallèles à la pente du toit	x		x		x
Chevrons perpendiculaires à la pente du toit		x		x	
Raccordement des chevrons à la poutre de toiture ou au chaînage supérieur	x	x	x	x	x
Chevrons de débord (<i>outlookers</i>) sur chaînage supérieur (poutre de ceinture des murs)		x		x	
Chevrons de débord (<i>outlookers</i>) sur mur de toiture	x		x		
Panne faîtière			x		
Raccordement des chevrons à la panne faîtière / poutre	x		x		x
Arêtiers et noues					x
Fermes	x		x		x
Raccordement de la ferme au chaînage supérieur (poutre de ceinture des murs)	x		x		x

1.5.6.2 Géométrie du toit

En Haïti, les toitures légères sont généralement constituées d'un cadre en bois recouvert d'une membrane imperméable. Seuls les panneaux métalliques ondulés sont traités ici.

Ces directives de conception traitent de trois géométries principales de toiture : en appentis, à pignon ou en croupe :

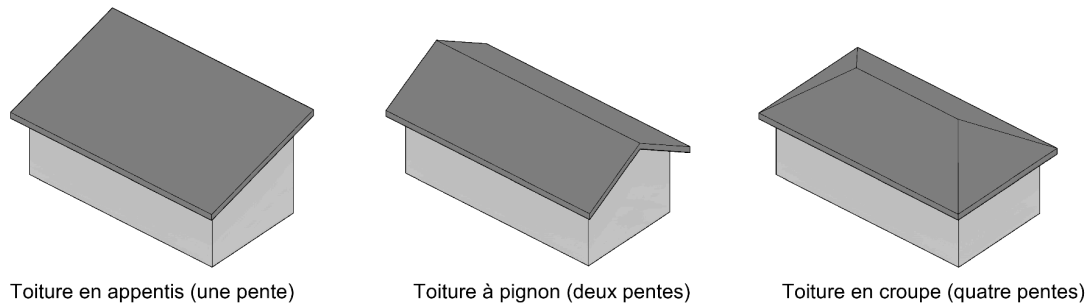


Figure 1.5.6.2-1 Géométries de toiture possibles couvertes par ces directives

1. Toiture en appentis (une pente) : Configuration la plus simple, en particulier pour les plans rectangulaires simples. L'évacuation des eaux se fait d'un côté du bâtiment. La limite de hauteur du pignon de 1,5 m et la pente minimale requise de 1,5:12 (12.5%, 7°) limitent la dimension du plan dans le sens de la pente à environ 12 m, ou 6 m pour la pente cible de 3:12 (25 %, 14°). Les avant-toits du côté haut des toitures à une pente sont relativement exposés et peuvent ne pas convenir à la ventilation. Les chevrons peuvent être parallèles à la pente, avec des lattes, ou perpendiculaires à la pente, sans latte. Tous les murs de toitures (intérieurs et extérieurs) sont en maçonnerie chaînée, ce qui permet une bonne connexion pour les charges de soulèvement du vent, la protection extérieure et la séparation des pièces intérieures.
2. Toiture à pignon (deux pentes) : Permet une pente de toit plus forte qu'un toit à une seule pente pour une même dimension de plan, et assure l'écoulement des eaux sur deux côtés. Les avant-toits sont moyennement exposés au niveau des pignons. Les toitures à deux versants sont conçues soit avec des chevrons, soit avec des fermes. Tous les pignons (intérieurs et extérieurs) sont en maçonnerie confinée, ce qui assure une bonne liaison contre les efforts de soulèvement dus au vent, une protection extérieure et une séparation des pièces intérieures.
3. Toit en croupe (quatre pentes) : Assurer l'écoulement des eaux de tous les côtés et prévoir des avant-toits protégés sur toutes les faces. Les toits en croupe sont une conséquence inévitable d'un toit à deux versants associé à un plan en L (nécessite une panne de croupe et une panne de vallée). Un toit combiné croupe et à deux versants peut également permettre l'écoulement sur trois côtés. Les deux extrémités en croupe d'un toit sont généralement reliées par une faîtière ; cette portion peut être charpentée soit avec des chevrons, soit avec des fermes, comme pour les toits à deux versants. Les toits en croupe sont parfois préférés car les forces latérales dues au vent sont plus faibles grâce à la pente du toit orientée dans toutes les directions. Cependant, les forces verticales (soulèvement) sont similaires à celles des toits à deux versants. Les raccordements des toits en croupe présentent une géométrie plus complexe, notamment au niveau de la jonction croupe/faîtière, et peuvent nécessiter des éléments de connexion spéciaux pour de grandes portées dans les zones exposées aux vents

forts. Le dispositif de croupe fourni dans ces directives pour des portées allant jusqu'à 4,5 m utilise des arêtiers et des chevrons de croupe aux extrémités de la croupe, reliés aux fermes principales.

Le choix du type de toit doit tenir compte à la fois de la résistance au vent, du coût et de la faisabilité de la construction. Les concepteurs doivent évaluer ces facteurs afin de sélectionner la géométrie de toit la mieux adaptée aux conditions et exigences spécifiques de chaque projet.

Les éléments du toit changent en fonction de la forme du toit, comme décrit ci-dessous :

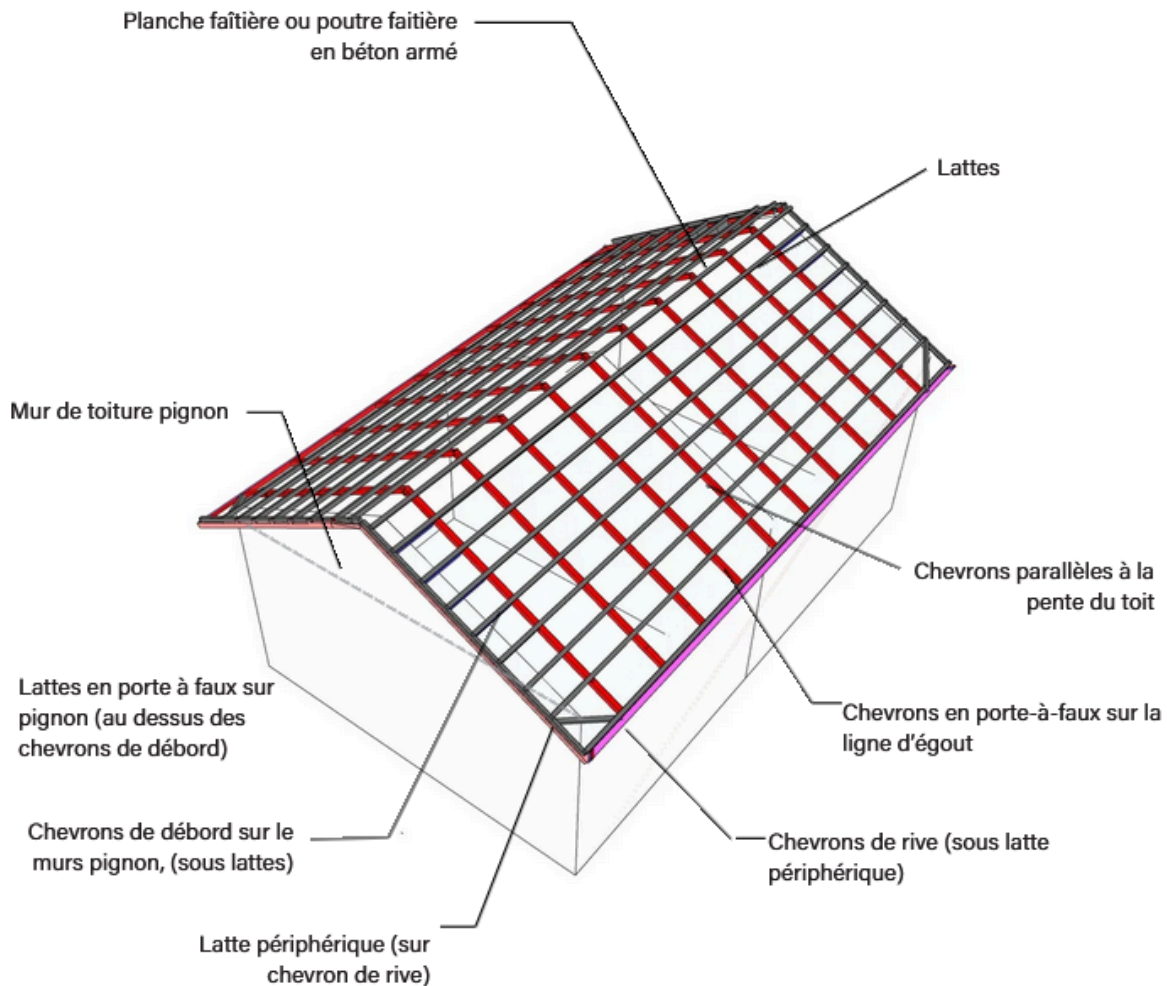


Figure 1.5.6.2-2 Éléments de toiture pour les toits à une ou deux pentes avec des chevrons parallèles à la pente.

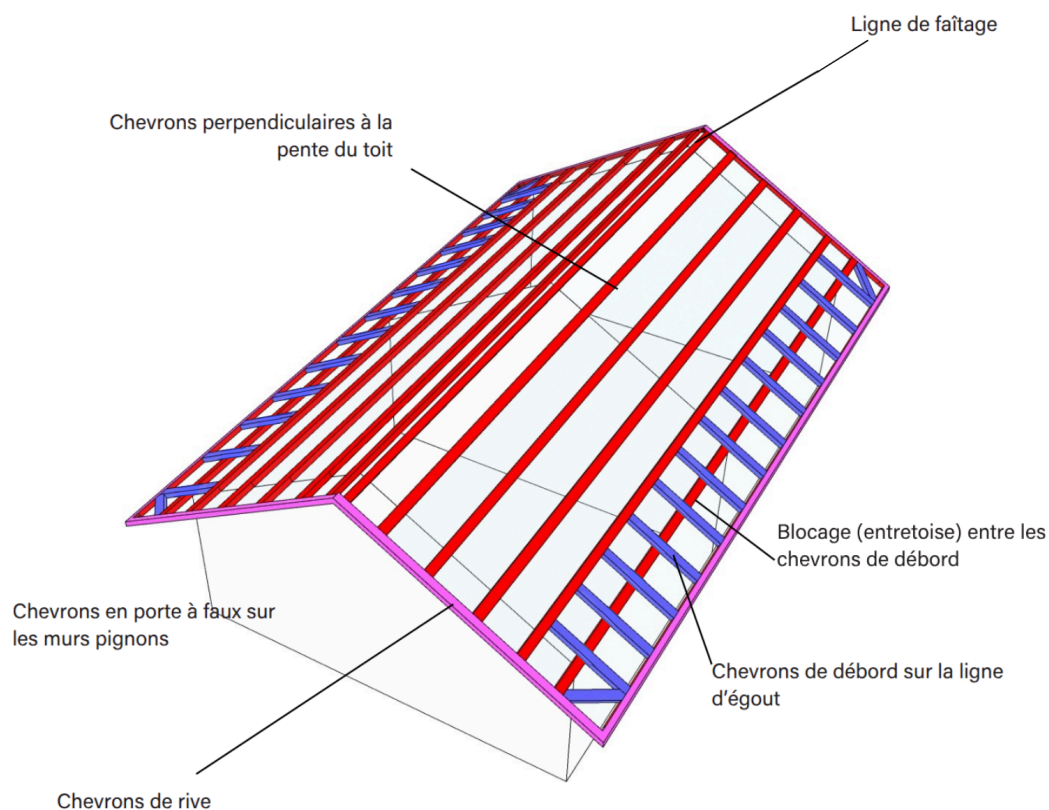


Figure 1.5.6.2-3 Éléments de toiture pour les toits à une ou deux pentes avec des chevrons perpendiculaires à la pente du toit sans latte.

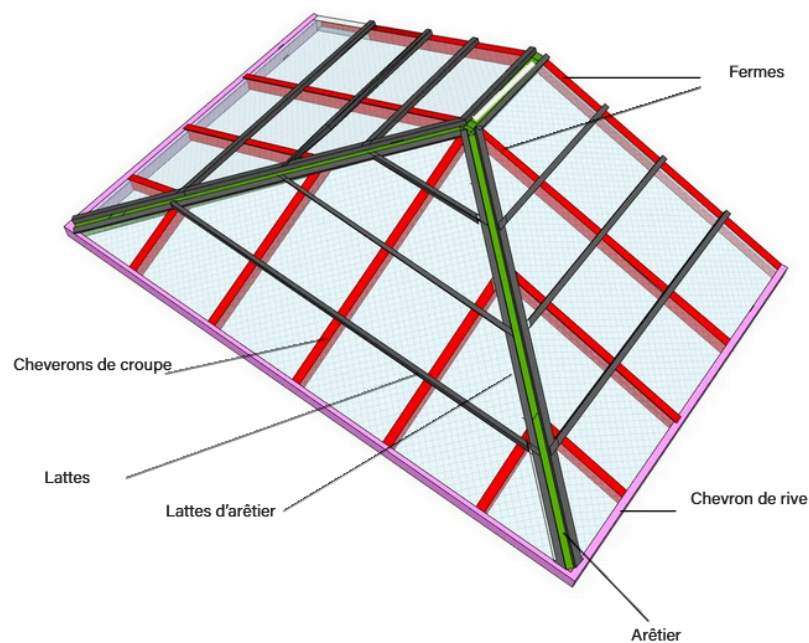


Figure 1.5.6.2-4 Éléments de toiture pour les toits en croupe.

Lorsqu'elles sont disponibles, les recommandations du fabricant du matériau de couverture concernant la pente minimale et les détails destinés à empêcher l'intrusion de l'eau doivent être suivies. La plupart des fabricants de bacs métalliques ondulés recommandent une pente minimale de 3:12 (25 %, 14°). Ils peuvent autoriser une pente minimale plus faible, de l'ordre de 1:8 (12.5%, 7°), si des mesures d'étanchéité supplémentaires sont prises, telles qu'un chevauchement d'au moins 2 ondes, des fermetures en mousse au niveau des faîtières, des arêtières et des noues, ainsi qu'une bande de butyle au niveau des chevauchements de panneaux. Voir les recommandations du fabricant pour plus d'informations.

1.5.6.3 Murs de toiture en maçonnerie

Dans le présent document, l'expression *mur de toiture en maçonnerie* s'applique à tous les murs en maçonnerie situés au-dessus du chaînage supérieur ou poutre de ceinture du plafond du niveau supérieur. Les murs de toiture présentés ici sont tous en maçonnerie chaînée. Cette solution est préférable car elle offre une meilleure protection contre les intempéries, y compris contre les débris volants, et un bon point de connexion pour les forces du vent et les forces sismiques. Les murs de toiture intérieurs offrent également une meilleure séparation entre les pièces adjacentes.

Les murs de toiture font partie du système de murs porteurs et doivent être construits avec des blocs de 15 ou 20 cm, correspondant à l'épaisseur des murs du bâtiment au niveau directement inférieur. Ils doivent être chaînés, en prolongeant les éléments de chaînage verticaux (colonnes de liaison) des murs situés en dessous et avec un chaînage supérieur à leur sommet. Tous les éléments des murs de toiture sont décrits au chapitre 1.5.4.9.

Il est possible de concevoir des murs de toiture légers, mais cela nécessite des matériaux et des détails qui ne sont pas abordés ici (contreplaqué, murs à colombages, plaques d'appui, boulons d'ancrage, détails d'étanchéité, etc.) Les murs de toiture légers augmentent également les charges sismiques et éoliennes sur le diaphragme du toit, qui n'est pas détaillé pour fonctionner comme tel (pas de contreplaqué, d'attaches, de blocages, de plaques d'appui, de boulons d'ancrage, etc.) Les murs de toiture en maçonnerie utilisés ici sont contreventés soit par des murs transversaux, soit par des colonnes en porte-à-faux, comme décrit ci-dessous.

Les toits en croupe peuvent nécessiter des cloisons intérieures légères pour assurer la séparation des pièces, mais ces cloisons ne sont pas abordées ici.

La stabilité hors plan des murs de toiture est un point critique dans leur conception et différentes configurations peuvent être réalisées :

- Pour les murs de toiture d'une portée supérieure à 4,5 m, l'option la plus simple consiste à contreventer avec des murs perpendiculaires à des intervalles ne dépassant pas 4,5 m. Cette option ne fonctionne qu'avec des chevrons. Les murs de toiture pour les toits avec chevrons sont décrits à la section 1.5.6.9.6.

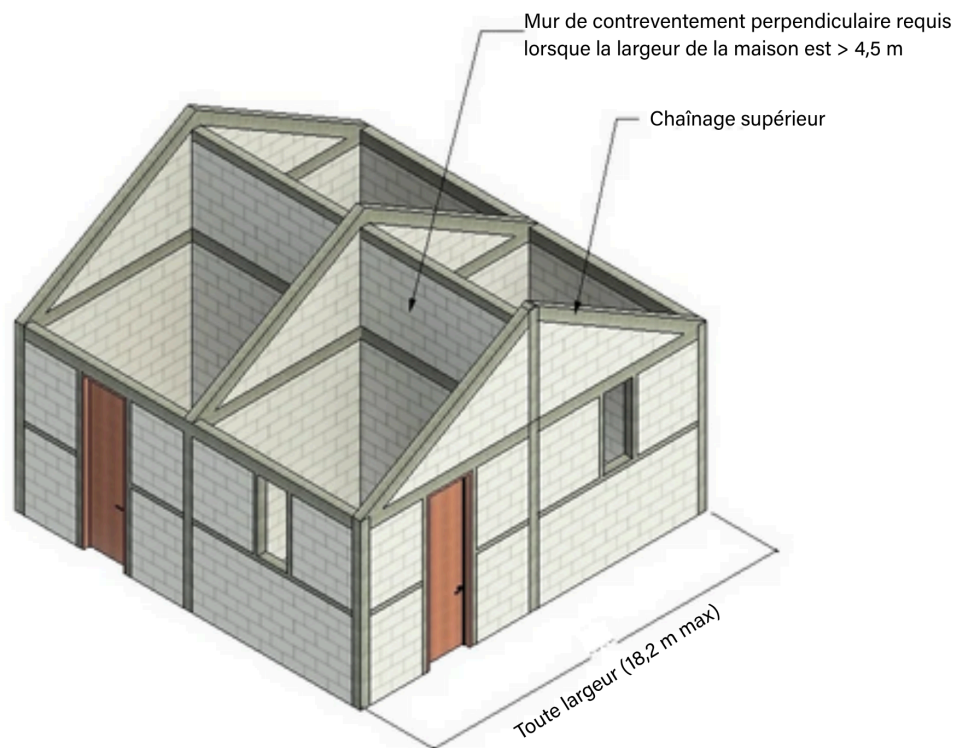


Figure 1.5.6.3-1 Configuration des pignons >4.5 m avec contreventement des pignons

Les murs de toiture sont requis sous toutes les lignes de faîtage (y compris le côté haut d'une toiture à une pente). En fonction de la pente du toit et du nombre de pièces, les murs de toiture peuvent être de forme triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale et peuvent être intérieurs (entre les pièces) ou faire partie des murs extérieurs sur le pourtour. Cette configuration assure intrinsèquement la stabilité contre les charges latérales puisque le système de chaînage supérieur et de murs de toiture est une extension directe du système maçonnerie chaînée utilisé en dessous.

Il n'est pas toujours nécessaire d'avoir des murs de toiture en dessous, les murs de toiture suspendus peuvent couvrir des ouvertures allant jusqu'à 4,5m. Les murs de toiture suspendus peuvent être utilisés pour réduire la portée des chevrons comme le montre la figure 1.5.6.3-2 ci-dessous. Deux options sont possibles :

1. Chevrons parallèles à la pente (avec pannes) :
Le mur de toiture suspendu sera rectangulaire. Il se trouve généralement au faîtage d'un pignon à plusieurs pièces, mais il peut être ajouté entre les toitures pour réduire la portée, mais avec une surface supérieure inclinée pour correspondre à la pente du toit.
2. Les chevrons sont perpendiculaires à la pente (pas de lattes) :
Le mur de toiture suspendu aura une surface supérieure inclinée donc de forme triangulaire ou trapézoïdale.

Lorsque la hauteur du mur de toiture est faible, il devient une poutre en béton armé qui s'étend entre les murs transversaux.

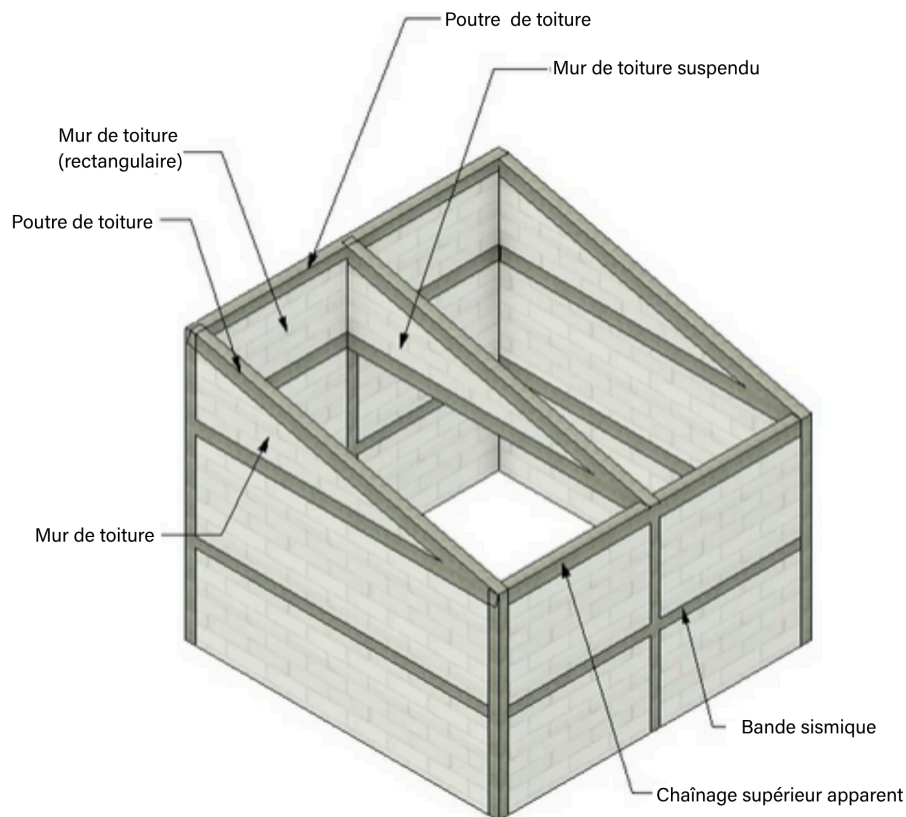


Figure 1.5.6.3-2 Mur de toiture suspendu intermédiaire pour les toitures à chevrons

- Pour les murs de toiture d'une seule travée (d'une longueur maximale de 4,5 m), les murs de contreventement perpendiculaires peuvent être omis et la stabilité assurée par une colonne en porte-à-faux au niveau du faîtage et de la poutre faîtière, qui stabilise le sommet du pignon (figure 1.5.6.3-3). Cette option permet de placer des fermes d'une portée maximale de 4,5 m entre les murs de toiture (voir section 1.5.6.9.9), des chevrons parallèles à la pente avec une panne faîtière (voir section 1.5.6.5, 1.5.6.9.6) ou des chevrons perpendiculaires à la pente soutenus par les murs de toiture (voir sections 1.5.6.5, 1.5.6.9.6). Voir la section 1.5.4.9.2 pour la conception des poteaux des murs de toiture.

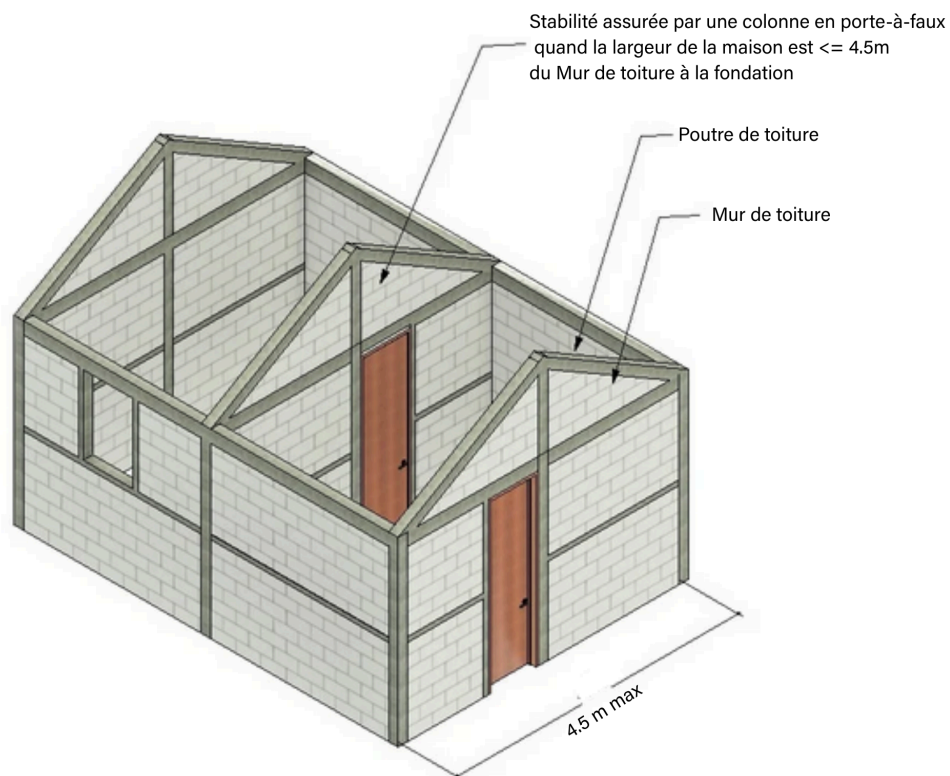


Figure 1.5.6.3-3 Configuration des pignons $< 4.5\text{ m}$ avec des colonnes en porte-à-faux

- La même solution de colonnes en porte-à-faux peut être utilisée pour les fermes de plus grande portée (les conceptions de 6 m et 9 m sont fournies à la section 1.5.6.9.8), mais les colonnes deviennent plus substantielles et il doit y avoir un mur perpendiculaire sous le niveau du plafond, parallèle à la ligne de faîtage (figure 1.5.6.3-4).
- Voir la section 1.5.4.9.2 pour la conception des poteaux du mur de toiture. La colonne de stabilisation doit être détaillée comme indiqué dans le tableau 1.5.4.9.2-1 et son côté le plus grand doit être placé orthogonalement à la surface du mur qu'elle retient. Cette colonne doit être continue depuis la ligne de faîtage (sommet du mur de toiture) jusqu'à la fondation.

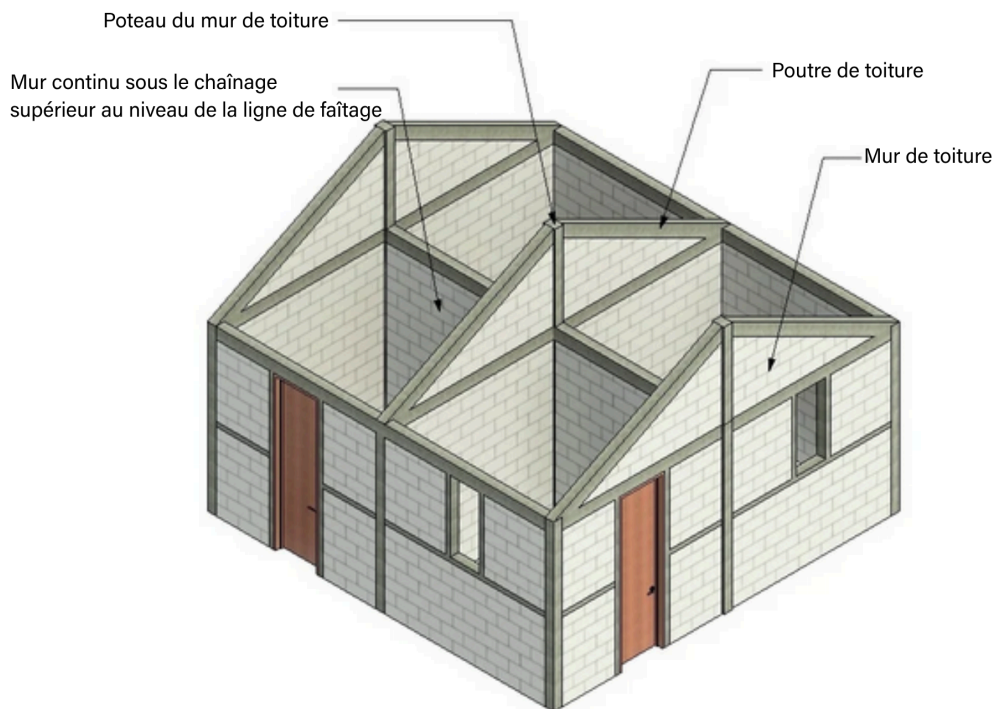


Figure 1.5.6.3-4 Configuration des murs de toiture >4m avec colonnes en porte-à-faux

1.5.6.4 Rives, avant-toits et ventilation

Décider quel(s) côté(s) du bâtiment aura(ont) des avant-toits, et également quels côtés resteront ouverts entre les chevrons ou les chevrons de débord pour la ventilation. Toutefois, il convient de noter que les ouvertures sur les côtés du bâtiment avec des pignons, ou le côté haut d'un toit à une pente, sont plus exposées aux intempéries et l'intrusion d'eau doit être évaluée.

Lorsque des ouvertures entre chevrons ou chevrons de débord sont laissées pour la ventilation, un filet de protection doit être installé pour minimiser l'intrusion d'animaux et d'insectes tout en maintenant la circulation de l'air.

Le feuillard métallique utilisé ici remplace la lisse basse qui nécessite des tiges et des boulons d'ancrage encastrés et des connecteurs spéciaux pour l'ossature en bois. Il faut veiller à aligner les élévations des chevrons, car ceux-ci s'appuient directement sur le mur. Il est recommandé d'incliner la surface supérieure en béton de tous les chaînages horizontaux pour qu'elle corresponde à celle du mur de toiture, ce qui améliorera le soutien des chevrons.

Une couche d'étanchéité doit être prévue à l'interface entre toutes les ossatures en bois et le béton.

Des avant-toits allant jusqu'à 0,6 m sont autorisés sur n'importe quel côté du bâtiment, en utilisant des prolongements de chevrons ou des chevrons de débord. Des avant-toits plus courts sont également possibles avec des pannes en porte-à-faux, soit supportés par des blocs d'appoint ou non, depuis les chevrons situés au sommet du mur de pignon, ce qui élimine la ventilation. Il est possible de supprimer complètement les avant-toits, mais cela n'est pas recommandé sans mesures spéciales d'étanchéité et de protection du bois.

Lorsque les chevrons sont perpendiculaires à la pente et que les lattes sont omises, la longueur du chevron de débord est limitée à l'espacement des chevrons requis pour le support des CGI. Il peut en résulter des chevrons de débord très courts, de petits avant-toits et une mauvaise ventilation. Les solutions sont les suivantes :

1. Passer à des chevrons parallèles à la pente avec des lattes. Les chevrons de débord et les lattes fournissent un support CGI, ce qui permet d'augmenter la longueur des fenêtres de toit. Cela permet à l'une des options de porte-à-faux de latte de soutenir l'avant-toit à la place des chevrons de débords.
2. Le blocage entre les chevrons au-dessus du mur fournit le support CGI nécessaire, mais élimine la ventilation.

Dans le sens des chevrons, les débords de toit représentent une continuation relativement simple des chevrons, avec les extrémités des chevrons reliées par un chevron de rive. Les débords ne doivent pas dépasser le minimum entre le tiers de la portée du chevron et 0,6 m. Le débord de chevron doit être mesuré horizontalement, depuis le bord extérieur du mur jusqu'à la face extérieure du chevron de rive. La portée du chevron doit être mesurée horizontalement, entre les faces des éléments porteurs.

Pour les débords perpendiculaires aux chevrons, quatre options sont possibles; comme résumé ci-dessous. Section 1.5.6.8 pour les plans et coupes, et orientations supplémentaires.

Option 1:Chevron de débord : Les débords doivent être mesurés horizontalement, depuis le bord du mur jusqu'à la face extérieure du porte-à-faux. La longueur des débords résultants ne doit pas dépasser la moitié de la longueur du chevron de débord (L) ou 0,6 m, le moindre étant retenu. La portée du chevron de débord doit être mesurée horizontalement, de la face extérieure du chevron de débord jusqu'à la face intérieure du chevron de rive. Voir Figure 1.5.6.8-2.

Option 2:Latte en porte-à-faux avec entretoises : Au lieu des chevrons de débord, placer un chevron sur le mur et des entretoises de chaque côté pour supporter la latte en porte-à-faux et transférer les forces du vent et sismiques de la toiture vers le mur via les feuillards en V du chevron. La dimension maximale du débord est de 0,25 m.

Option 3:Latte en porte-à-faux sans entretoises : Seules les lattes sont en porte-à-faux, en éliminant le chevron de rive et la moitié des entretoises. Les extrémités exposées des lattes devront être protégées. Certaines entretoises restent nécessaires pour transférer les forces du vent et sismiques de la toiture vers le mur via les feuillards en V du chevron. La dimension maximale du débord est de 0,15 m.

Option 4: Pas de débord : Supprimer complètement le porte-à-faux des débords. Un léger dépassement peut être possible selon la taille des lattes et la portée des panneaux métalliques ondulés (CGI).

1.5.6.5 Orientation des chevrons

Choisir entre des chevrons parallèles ou perpendiculaires à la pente du toit. Cela déterminera la nécessité de prévoir des lattes et l'emplacement des chevrons de débord (le cas échéant), soit au niveau de la panne faîtière, soit au niveau des pignons (Figures 1.5.6.2-2 à 1.5.6.2-4).

Chevrons perpendiculaires à la pente : Cette configuration élimine le besoin de pannes, puisque la couverture en CGI est fixée directement aux chevrons. Les chevrons se prolongent sur les extrémités des pignons ou sur les côtés des toitures à une pente. Des chevrons doivent être prévus au niveau de la poutre de toiture (côté bas des toits), ainsi que sur les côtés hauts d'un toit (toiture à une pente), où le chaînage supérieur est prévu.

Chevrans parallèles à la pente : Cette configuration nécessite des lattes au-dessus des chevrons pour soutenir les panneaux de couverture. Les chevrons sont prolongés au niveau du chaînage supérieur (côté bas des toits) et également au niveau de la poutre de toiture (côté haut), dans le cas des toits à une pente. Des chevrons de débord peuvent être prévus aux extrémités des pignons et sur les côtés inclinés des toits à une pente pour augmenter la longueur des avant-toits.

1.5.6.6 Chevrons ou fermes

Lors de la conception de la structure du toit, il est essentiel de décider s'il faut utiliser des chevrons ou des fermes.

Les chevrons sont généralement plus faciles à construire et offrent une simplicité d'installation ; cependant, ils peuvent être moins efficaces lorsqu'il s'agit de gérer des charges de vent élevées ou de longues portées. La section 1.5.9.6 présente la conception des chevrons adaptés aux zones de vent en Haïti, démontrant que si les chevrons peuvent être adaptés à ces conditions, leur performance peut être limitée dans des scénarios plus exigeants.

En revanche, les fermes - bien que plus complexes dans leur conception et leur construction - offrent une efficacité supérieure pour des portées plus longues et des charges de vent plus élevées, comme indiqué dans la section 1.5.6.9. .

Le choix entre chevrons et fermes doit donc reposer sur une évaluation minutieuse des conditions environnementales locales, des exigences de portée et de la complexité de la construction, afin de s'assurer que le système choisi offre des performances et une durabilité optimales.

1.5.6.7 Zones de pression du vent

Pour les solutions préconçues présentées dans ce chapitre, les zones de pression dues au vent suivantes sont définies sur la base du WFCM 2018 :

- Zones principales de toiture : toutes les zones indiquées par les numéros 1, 2 et 3.
- Avant-toits et coins : tous les débords (omis du schéma pour plus de clarté) qui dépassent la toiture principale. Ainsi, des avant-toits existent pour les zones 2 et 3 (2o/h et 3o/h).

Ces zones sont définies dans le Tableau 2.4 du WFCM 2018, relatif aux pressions de succion sur toitures et murs pour les toits en croupe et à deux versants. Voir Figure 1.5.6.7-1 pour les toits à deux versants, Figure 1.5.6.7-2 pour les toits en croupe, et Figures 1.5.7.8-3 et 4 pour les toits à une seule pente (générées séparément). Les valeurs de pression sur les murs ne sont pas applicables ici.

La dimension « a » est mesurée comme 10 % de la plus petite dimension du plan du bâtiment (hors débords de toiture), mais pas inférieure à 0,9 m. Pour la définition des zones de pression du vent, « a » est considéré à partir du coin du bâtiment (y compris les débords).

À noter que les exigences de conception des feuillards en V pour chevrons et chevrons de débord (Section 1.5.6.9.8) utilisent un paramètre similaire à “a” pour définir la zone intérieure de la toiture, où les sollicitations sur les feuillards sont plus faibles, sauf que la valeur est de 2,4 m (8 pieds), conformément au WFCM.

Les Tableaux 1.5.6.7-1 et 1.5.6.7-2 fournissent la pression de vent de conception pour chaque zone de toiture (1, 2, 2o/h, 3 et 3o/h) pour les bâtiments d'un et de trois niveaux, pour les toits en appentis, à pignon et en croupe, et pour les bâtiments situés dans les catégories d'exposition B, C et D et zones de vitesse du vent I, II, III et IV. Les pressions tabulées sont adaptées du Tableau 2.4 du WFCM 2018 et ajustées pour différentes hauteurs et catégories d'exposition selon la Section 2.1.3.1. Les pressions pour les toits à une seule pente ont été calculées séparément. Les facteurs dans les tableaux représentent le facteur d'ajustement final de pression par rapport au cas de référence du Tableau 2.4, bâtiment de 3 niveaux, catégorie d'exposition B.

Les tableaux fournissent les pressions de vent pour chaque zone en kPa, et sont également codés par couleur selon les valeurs de conception supérieures les plus proches (3 kPa, 5 kPa ou 9 kPa). Les valeurs codées et arrondies sont utilisées dans certains tableaux de conception de composants (par ex. pannes), les valeurs intermédiaires pouvant être obtenues par interpolation.

Les pressions de vent sont utilisées dans les sections suivantes pour la conception des éléments de toiture et de leurs raccords, comme décrit à la Section 1.5.6.9 :

- Panneaux métalliques ondulés (CGI) : Section 1.5.6.9.3
- Raccords des panneaux métalliques ondulés (CGI) : Section 1.5.6.9.4
- Pannes et raccords de pannes : Section 1.5.6.9.5
- Chevrons (définition des zones seulement) : Section 1.5.6.9.6
- Chevrons de débord et chevrons de rives : Section 1.5.6.9.7
- Chevrons de débord et connexions à la planche faîtière : Section 1.5.6.9.8

- Fermes (définition des zones seulement) : Section 1.5.6.9.9

Les définitions des zones de pression et les pressions sont utilisées directement pour la conception de tous les composants, sauf pour les fermes et les chevrons, qui utilisent des paramètres de conception différents mais conservent les mêmes définitions de zones.

En général, les éléments de toiture conçus avec ces pressions se trouvent entièrement dans une seule zone de pression de toiture (par ex. portée de panneau CGI, raccord CGI, latte, etc.), auquel cas une seule pression s'applique. Cependant, certains composants, surtout ceux proches des extrémités et des coins, peuvent occuper deux ou trois zones. Dans ce cas, la conception doit se baser sur la zone de pression la plus élevée, ou une interpolation peut être réalisée selon la longueur de l'élément dans chaque zone, comme décrit dans la section de conception des éléments.

Étant donné que la dimension minimale du plan de la plupart des bâtiments couverts par ces dispositions est $< 9,0$ m, la dimension « a » est souvent de 0,9 m. Cela signifie que pour la plupart des toits à deux pentes et en croupe, la conception des chevrons sera régie par les exigences de la Zone 2. Pour les toits à une seule pente, à cause des dimensions « 4a » et « 2a », les chevrons seront plus probablement régis par les exigences de la Zone 3.

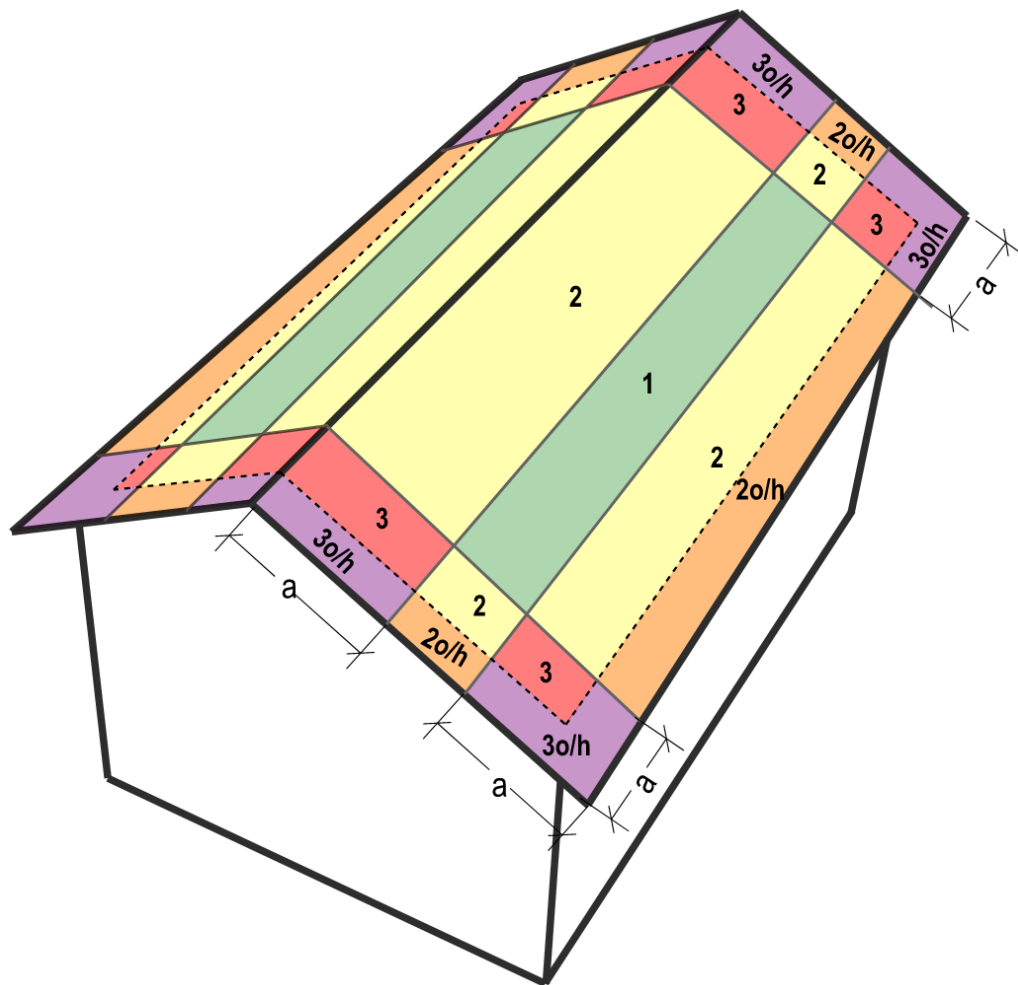


Figure 1.5.6.7-1 Définitions des zones de pression des toits à pignon

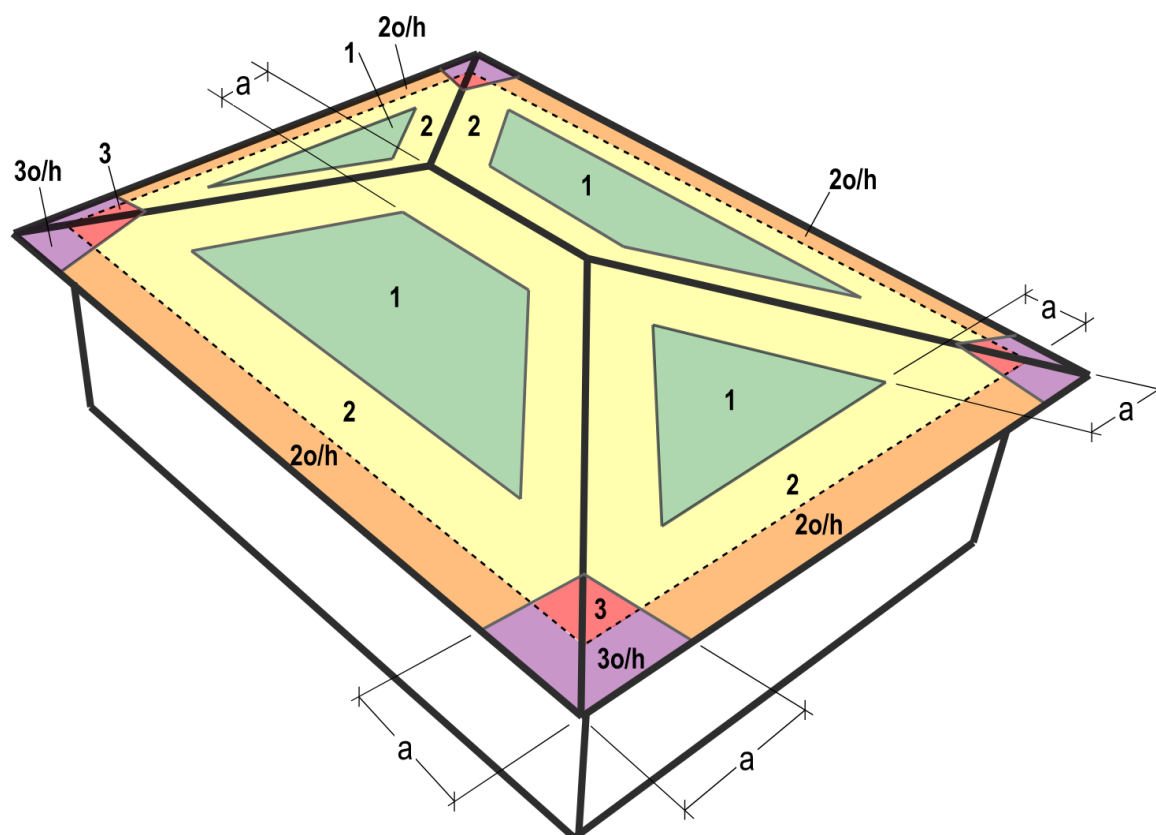


Figure 1.5.6.7-2 Définitions des zones de pression des toits en croupe

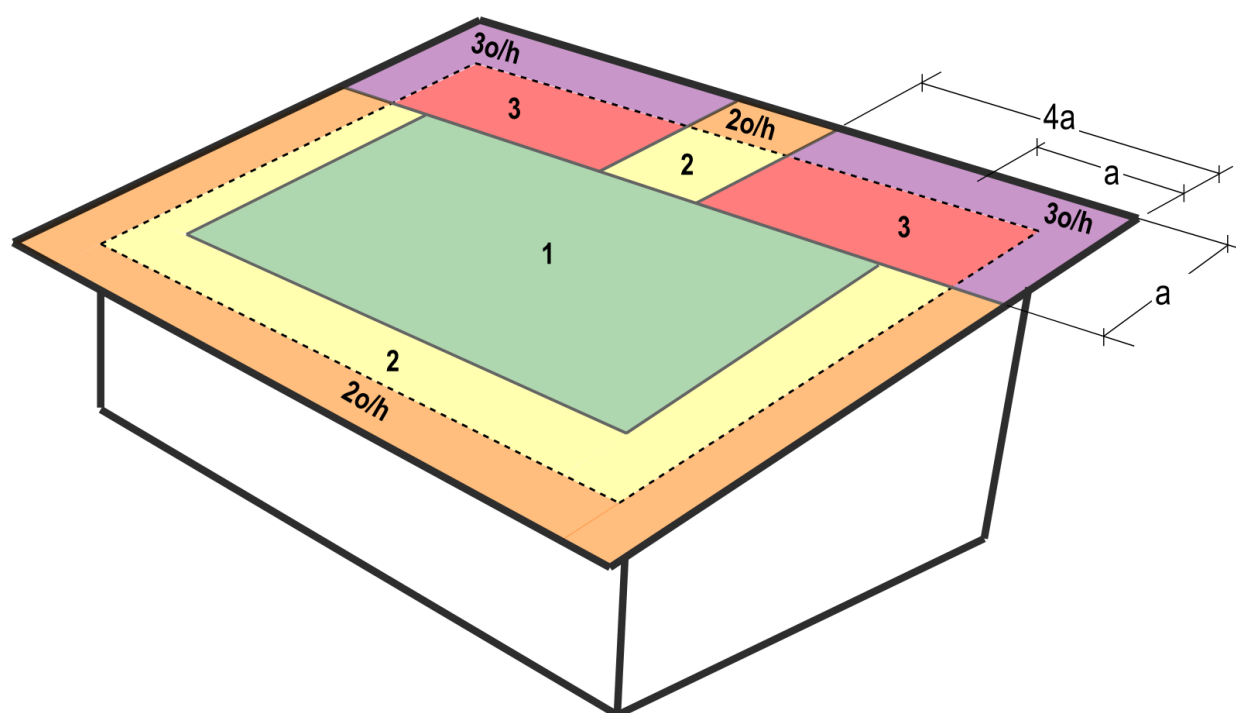


Figure 1.5.6.7-3 Définitions des zones de pression des toits en appentis

Tableau 1.5.6.7-1 Pressions du vent pour les bâtiments d'un niveau à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D

Charges de succion sur toits (kN/m ²) – Catégorie d'exposition B, 1 niveau				Facteur =	0.81
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.1	1.3	1.4	1.8	2.2
2	1.7	2.0	2.1	2.6	3.2
2 débords	1.9	2.2	2.4	2.9	3.6
3	2.0	2.3	2.5	3.1	3.8
3 débords	2.5	2.9	3.1	3.9	4.7

Charges de succion sur toits(kN/m ²) – Catégorie d'exposition C, , 1 niveau				Facteur =	1.20
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.7	2.0	2.1	2.7	3.2
2	2.5	2.9	3.1	3.9	4.7
2 - débords	2.8	3.3	3.6	4.4	5.3
3	2.9	3.5	3.7	4.6	5.6
3 -débords	3.7	4.3	4.6	5.7	6.9

Charges de succion sur toits (kN/m ²) – Catégorie d'exposition D, 1 niveau				Facteur =	1.45
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	2.0	2.4	2.6	3.2	3.9
2	3.0	3.5	3.8	4.7	5.7
2 -débords	3.4	4.0	4.3	5.3	6.4
3	3.6	4.2	4.5	5.6	6.7
3 -débords	4.4	5.2	5.6	6.9	8.4

Légende :

	Utiliser les tableaux 3.0kPa
	Utiliser les tableaux 5.0kPa
	Utiliser les tableaux de 9,0 kPa

Au-dessus de 9,0 kPa, les tableaux ne s'appliquent pas.

Tableau 1.5.6.7-2 Pressions du vent pour les bâtiments de 2 niveaux à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D

Charges de succion sur toits (kN/m ²) – Catégorie d'exposition B, 2 niveaux				Facteur =	0.91
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.3	1.5	1.6	2.0	2.4
2	1.9	2.2	2.4	2.9	3.5
2 débords	2.1	2.5	2.7	3.3	4.0
3	2.2	2.6	2.8	3.5	4.2
3 débords	2.8	3.2	3.5	4.3	5.2
Charges de succion sur toits (kN/m ²) – Catégorie d'exposition C, 2 niveaux				Facteur =	1.31
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.8	2.2	2.3	2.9	3.5
2	2.7	3.2	3.4	4.2	5.1
2 débords	3.0	3.6	3.9	4.8	5.8
3	3.2	3.8	4.1	5.0	6.1
3 débords	4.0	4.7	5.0	6.2	7.5
Charges de succion sur toits (kN/m ²) – Catégorie d'exposition D, 2 niveaux				Facteur =	1.556
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	2.2	2.6	2.8	3.4	4.2
2	3.2	3.8	4.1	5.0	6.1
2 débords	3.6	4.3	4.6	5.7	6.9
3	3.8	4.5	4.8	6.0	7.2
3 débords	4.7	5.6	6.0	7.4	9.0

Légende :

Utiliser les tableaux 3.0kPa

	Utiliser les tableaux 5.0kPa
	Utiliser les tableaux de 9,0 kPa
	Au-dessus de 9,0 kPa, les tableaux ne s'appliquent pas.

Tableau 1.5.6.7-3 Pressions de vent pour les bâtiments de 3 niveaux à toit en appentis, en croupe et à pignon dans les sites des catégories d'exposition B, C et D

Charges de succion sur toits(kN/m2) - Exposition B, 3 niveaux				Facteur =	1.00
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.4	1.7	1.8	2.2	2.7
2	2.1	2.4	2.6	3.2	3.9
2 - débords	2.3	2.7	3.0	3.6	4.4
3	2.5	2.9	3.1	3.8	4.6
3 - débords	3.1	3.6	3.9	4.8	5.8
Charges de succion sur toits (kN/m2) - Exposition C, 3 niveaux				Facteur =	1.41
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	2.0	2.3	2.5	3.1	3.8
2	2.9	3.4	3.7	4.5	5.5
2 - débords	3.3	3.9	4.2	5.1	6.2
3	3.5	4.1	4.4	5.4	6.5
3 - débords	4.3	5.0	5.4	6.7	8.1
Charges de succion sur toits(kN/m2) - Exposition D, 3 niveaux				Facteur =	1.66
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	2.3	2.8	3.0	3.7	4.4
2	3.4	4.0	4.3	5.3	6.5
2 - débords	3.9	4.5	4.9	6.0	7.3
3	4.1	4.8	5.2	6.4	7.7
3 - débords	5.1	5.9	6.4	7.9	9.6

Légende :

	Utiliser les tableaux 3.0kPa
	Utiliser les tableaux 5.0kPa
	Utiliser les tableaux de 9,0 kPa
	Au-dessus de 9,0 kPa, tableaux non applicables

1.5.6.8 Charpente pour le soutien des avant-toits et les raccords aux murs intérieurs

Cette section décrit la charpente pour le support des avant-toits et les raccords de toiture aux murs en fonction des quatre options d'avant-toit présentées à la Section 1.5.6.4. La Figure 1.5.6.8-2 fournit l'orientation pour les plans partiels présentés dans cette section.

La disponibilité des options d'avant-toit dépend de la longueur d'avant-toit et de la configuration globale de la charpente de toiture. Les longueurs d'avant-toit sont mesurées depuis le bord du mur extérieur. Voir Figure 1.5.6.8-2. Les options d'avant-toit présentées dans ce chapitre concernent les murs sur lesquels les chevrons ne s'appuient pas. Les avant-toits situés le long des murs sur lesquels les chevrons s'appuient sont formés directement par les chevrons. Pour la charpente de support d'avant-toit avec chevrons parallèles à la pente (avec lattes), voir Section 1.5.6.8.1. Pour les chevrons perpendiculaires à la pente, voir Section 1.5.6.8.2. Les avant-toits pour les toitures à croupe sont couverts séparément à la Section 1.5.6.8.3.

Pour la charpente de raccordement de toiture aux murs de toiture intérieurs, voir 1.5.6.8.4.

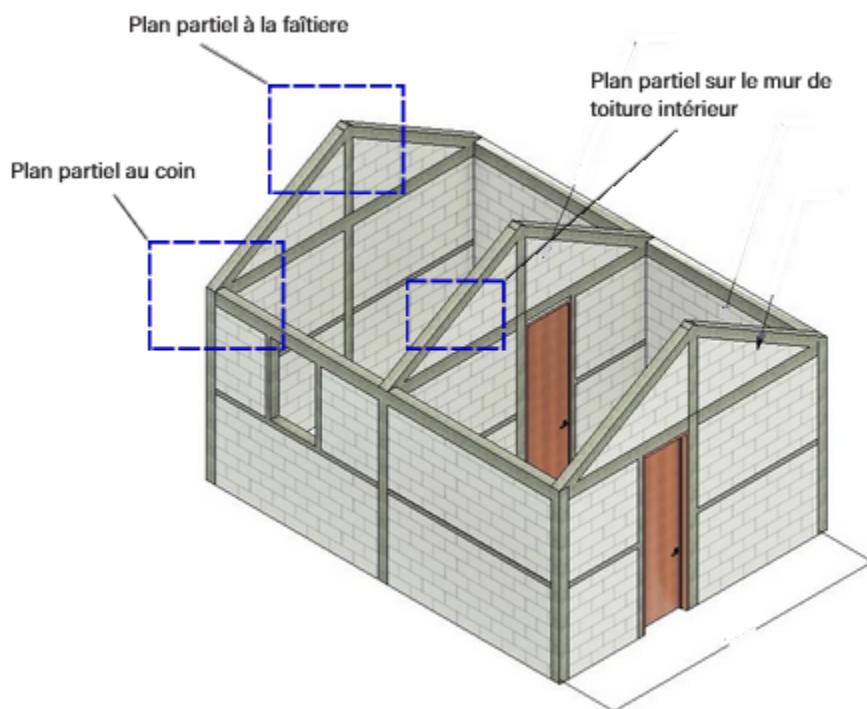


Figure 1.5.6.8-1 : Emplacements des plans partiels des coins, de la ligne de faîtière et de murs de toiture intérieurs sur un toit à pignon

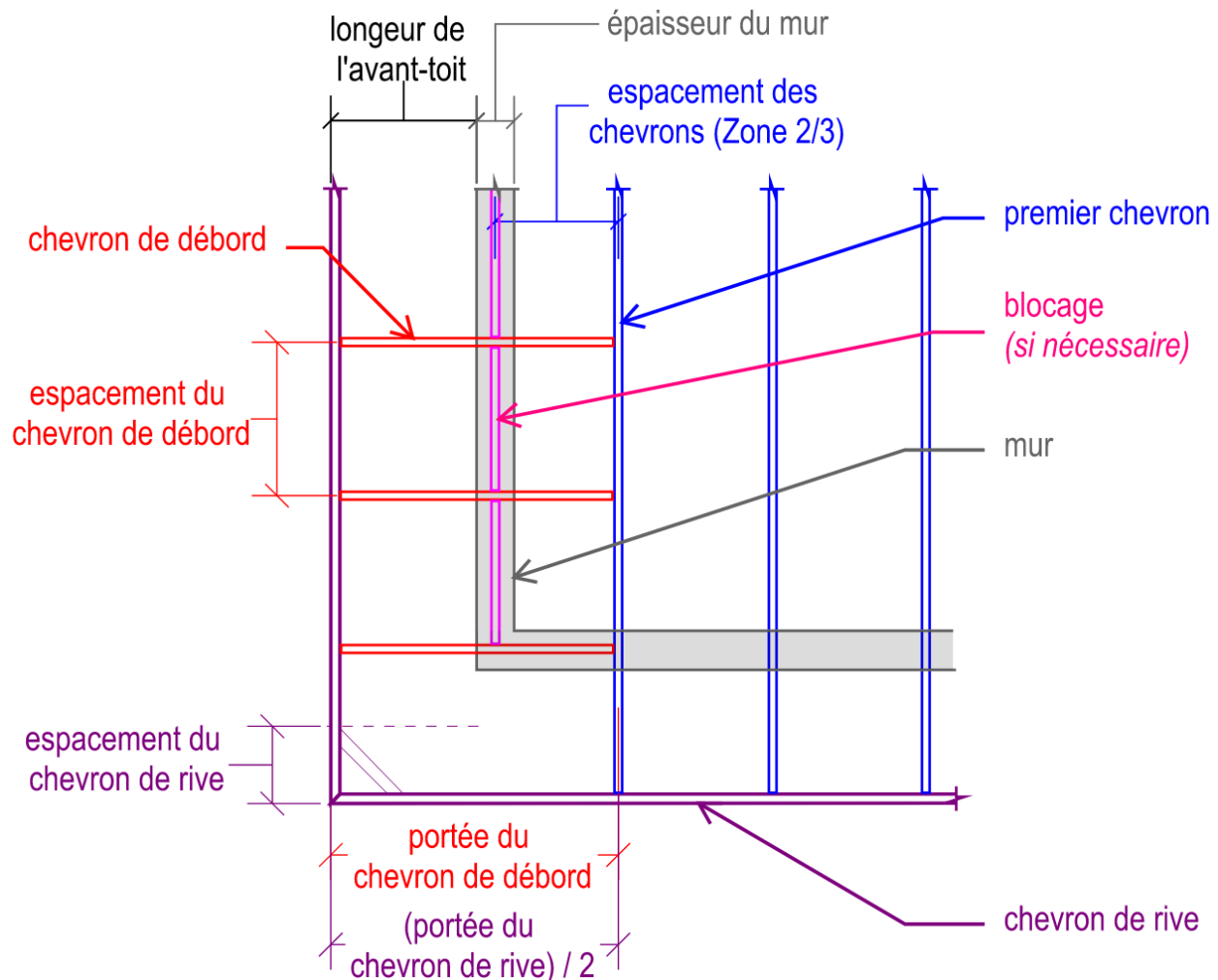


Figure 1.5.6.8-2 : Plan partiel à l'angle du bâtiment avec indication des dimensions clés (Option 1 : Outlookers)

1.5.6.8.1 Avant-toit sur les murs de toiture extérieurs (chevrons ou fermes parallèles à la pente)

Lorsque les chevrons sont parallèles à la pente du toit, ils peuvent être prolongés jusqu'à 0,6 m pour former les avant-toits des murs latéraux. Les chevrons de débord, lattes et/ou blocage sont utilisés pour former les avant-toits le long des murs de toiture en pente pour les toitures en appentis et à pignon. Quatre options sont fournies pour la projection d'avant-toit du mur de toiture, allant de la plus grande (0,6 m) à la plus petite (aucune). Le Tableau 1.5.6.8.1-1 résume les différentes options d'avant-toit pour les murs de toiture extérieurs pour les chevrons/fermes parallèles à la pente.

**Tableau 1.5.6.8.1-1 Options d'avant toit pour les murs de toitures extérieurs (mur pignons)
(chevrons/fermes parallèles à la pente)**

Option	Nom	Avant-toit max (m)	Exigences	Figure(s)
1	Chevron de débord	0.6	• Prévoir des lattes au-dessus des chevrons de débord. • La longueur d'avant-toit ne doit pas dépasser la distance de l'axe du mur de toiture à l'axe du premier chevron plus la moitié de l'épaisseur du mur de toiture. • La distance de l'axe du mur de toiture à l'axe du premier chevron intérieur ne doit pas dépasser l'espacement requis des chevrons dans la Zone 2/3.	1.5.6.8.1-1 (chevrons) 1.5.6.8.1-2 (fermes)
2	Latte en porte-à-faux avec blocage (chevron sur mur)	0.25	• Prévoir des chevrons au-dessus des murs de toiture extérieurs. • Prévoir un blocage (au niveau du chevron) sous les lattes qui assurent le support de l'avant-toit.	1.5.6.8.1-3
3	Latte en porte-à-faux sans blocage (chevron sur mur)	0.15	• Prévoir des chevrons au-dessus des murs de toiture extérieurs. • Prévoir un blocage (au niveau de la latte) entre les lattes. • Prévoir un blocage (au niveau du chevron) entre le chevron du mur de toiture et le premier chevron.	1.5.6.8.1-4
4	Aucun avant-toit (chevron sur mur)	0	• Prévoir des chevrons au-dessus des murs de toiture extérieurs. • Prévoir une latte de rive continue (ou utiliser un chevron plus profond au mur de toiture). • Prévoir un blocage (au niveau du chevron) entre le chevron du mur de toiture et le premier chevron. • Prévoir des mesures spéciales de protection contre les intempéries.	1.5.6.8.1-5

Option 1: Avant-toit maximal (0,6 m), lattes sur chevrons de débord (outlookers). Figure 1.5.6.8-1.

Les chevrons de débord permettent une projection d'avant-toit jusqu'à 0,60 m. Cependant, la projection d'avant-toit ne peut pas dépasser la contre-portée du chevron de débord jusqu'au premier chevron

intérieur. Cela limite effectivement la projection d'avant-toit à l'espacement des chevrons et double la portée de la latte. Les options sont :

1. Supporter chaque latte avec un chevron de débord, o
2. Prévoir le nombre minimal requis de chevrons de débord selon la Section 1.5.6.9.7 et :

- a. Dimensionner les lattes et les raccords latte-à-chevron pour la portée plus longue,
ou
b. Prévoir un bloc d'appoint (ou blocage) entre les chevrons de débord pour supporter les lattes.

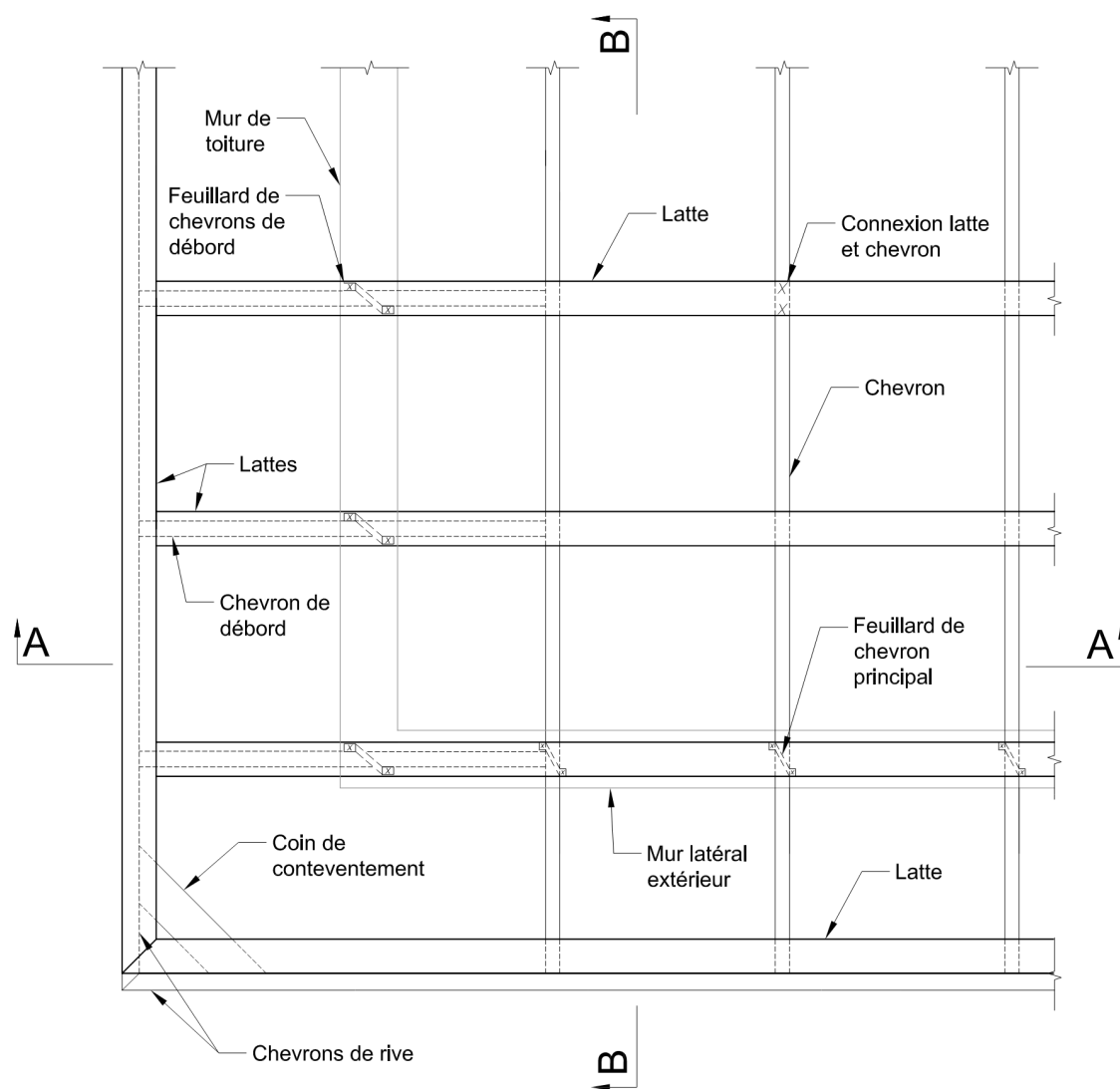
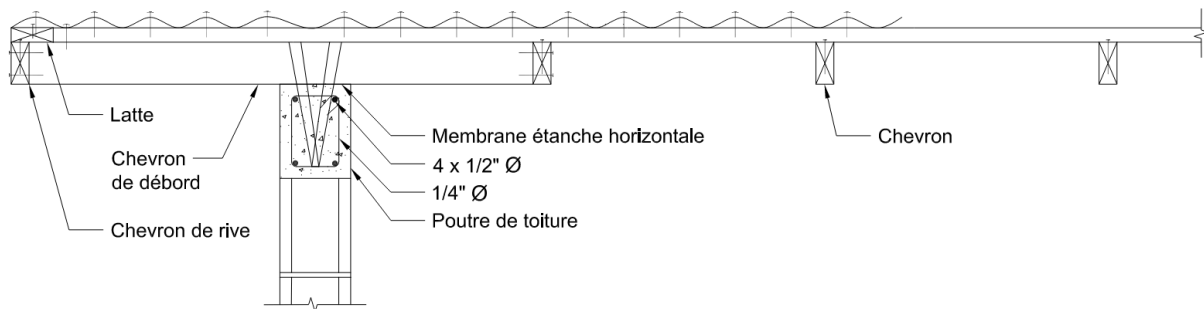


Figure 1.5.6.8.1-1 Option 1: avant-toit maximal (0,6 m)

Section A-A



Section B-B

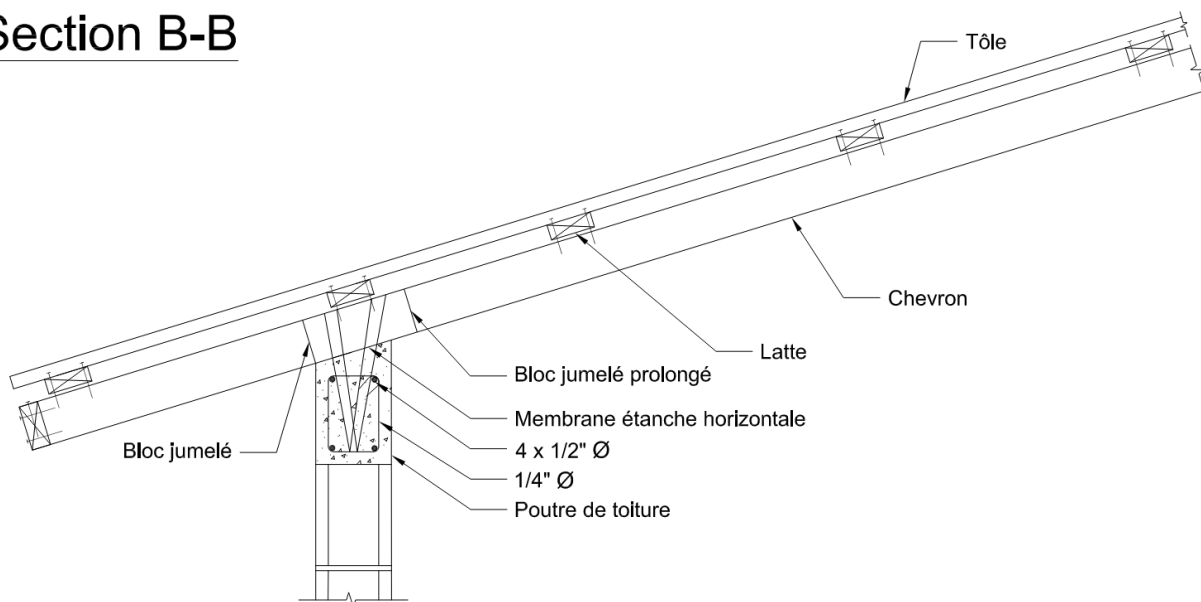


Figure 1.5.6.8.1-2 Option 1 : Chevrons parallèles à la pente

Le plan partiel de l'option 1 est très similaire que l'on utilise des chevrons ou des fermes. La Figure 1.5.6.8.1-2 montre la section de la Figure 1.5.6.8.1-1 pour une toiture à fermes. La configuration et le raccordement des chevrons de débord sont les mêmes, sauf que le chevron de débord doit être cloué en biais à la ferme, plutôt qu'en bout.

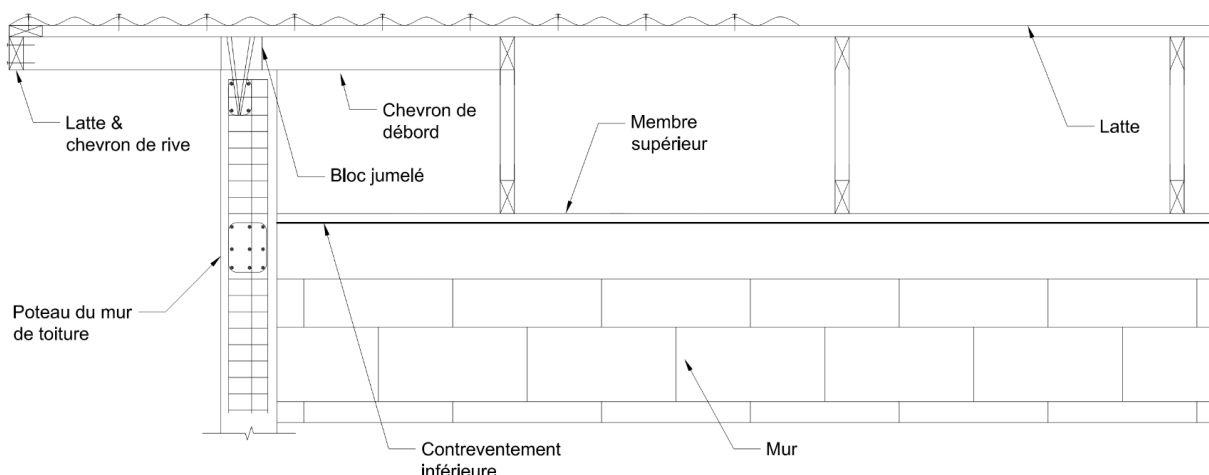


Figure 1.5.6.8.1-3 Chevrons parallèles à la pente, option 1 : avant-toit maximal (0,6 m)

Le raccordement des chevrons, chevrons de débord et lattes à une planche faîtière et au mur de toiture/colonne est illustré à la Figure 1.5.6.8.1-3. Il existe deux options pour le raccordement du chevron à la planche faîtière, en utilisant un feuillard métallique ou en utilisant des entretoises, voir Section 1.5.6.9.8.

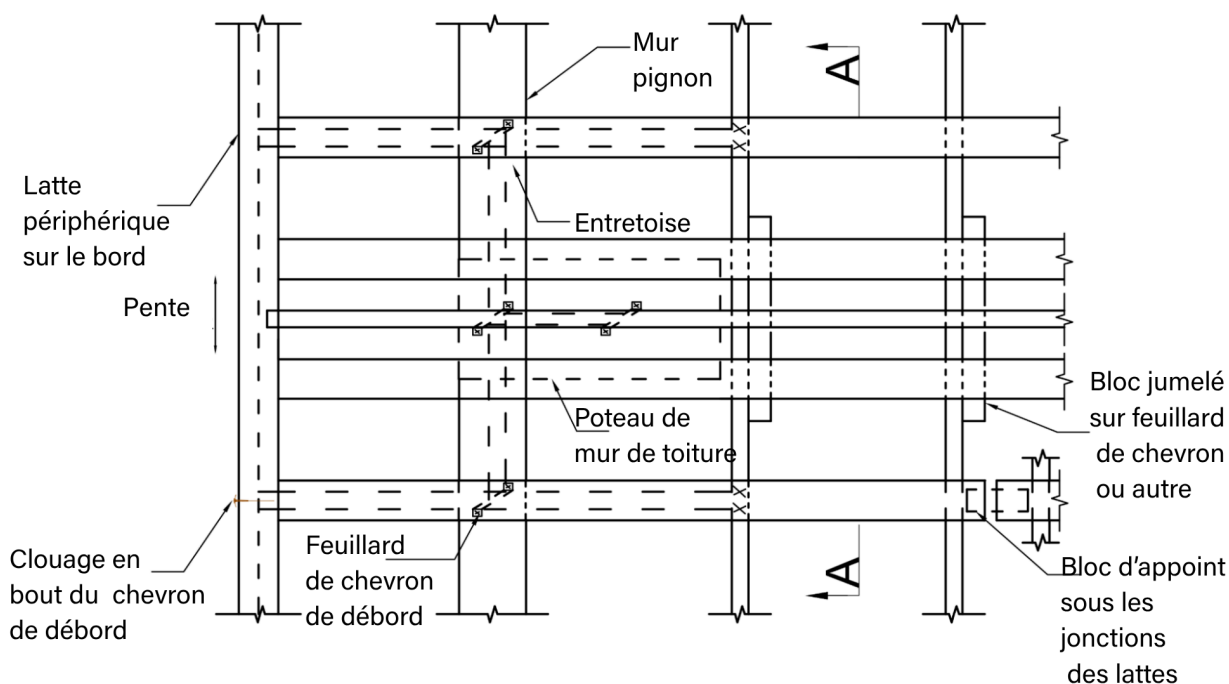
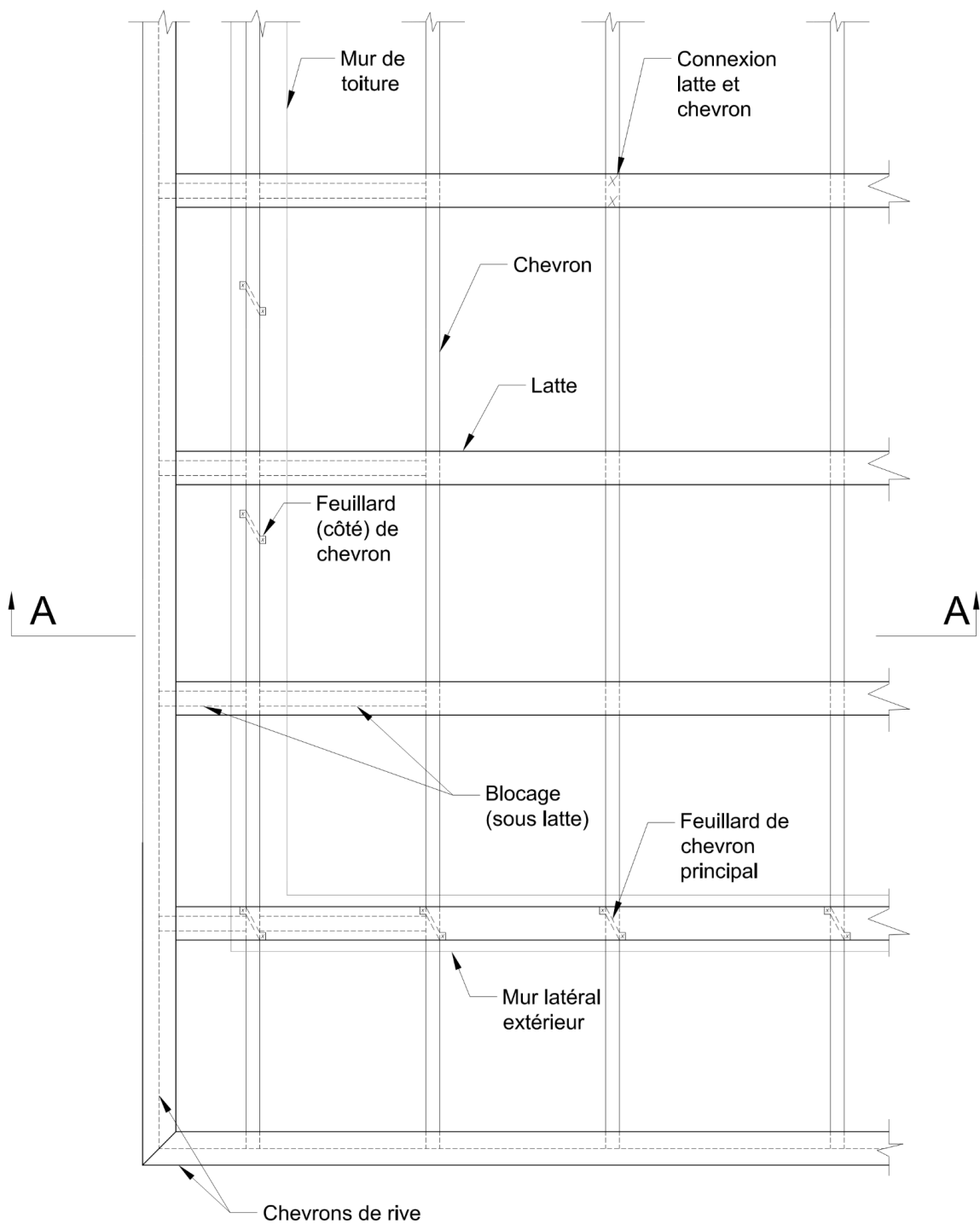


Figure 1.5.6.8.1-4 : Liaisons entre la ligne de faîtière et le mur de toiture pour les chevrons parallèles à la pente

Option 2 : Avant-toit moyen (0,25 m), chevron bloqué au mur, aucun chevron de débord, Figure 1.5.6.8.1-5.

Cette option élimine les chevrons de débord aux murs de toiture et fournit un chevron directement au-dessus du mur. La portée de la latte est réduite, mais la ventilation est éliminée. Les chevrons de débord sont remplacés par un blocage de chaque côté du mur de toiture, situé sous certaines ou toutes les lattes. Les lattes fournissent un support en porte-à-faux pour les avant-toits.



Section A-A

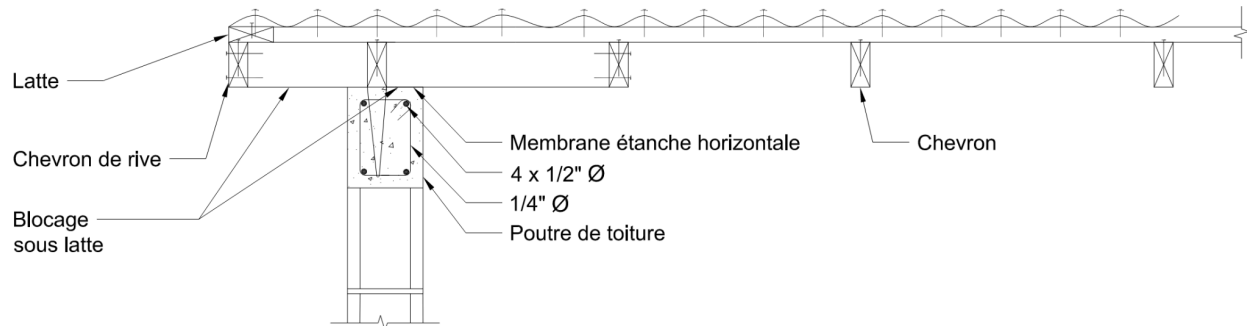
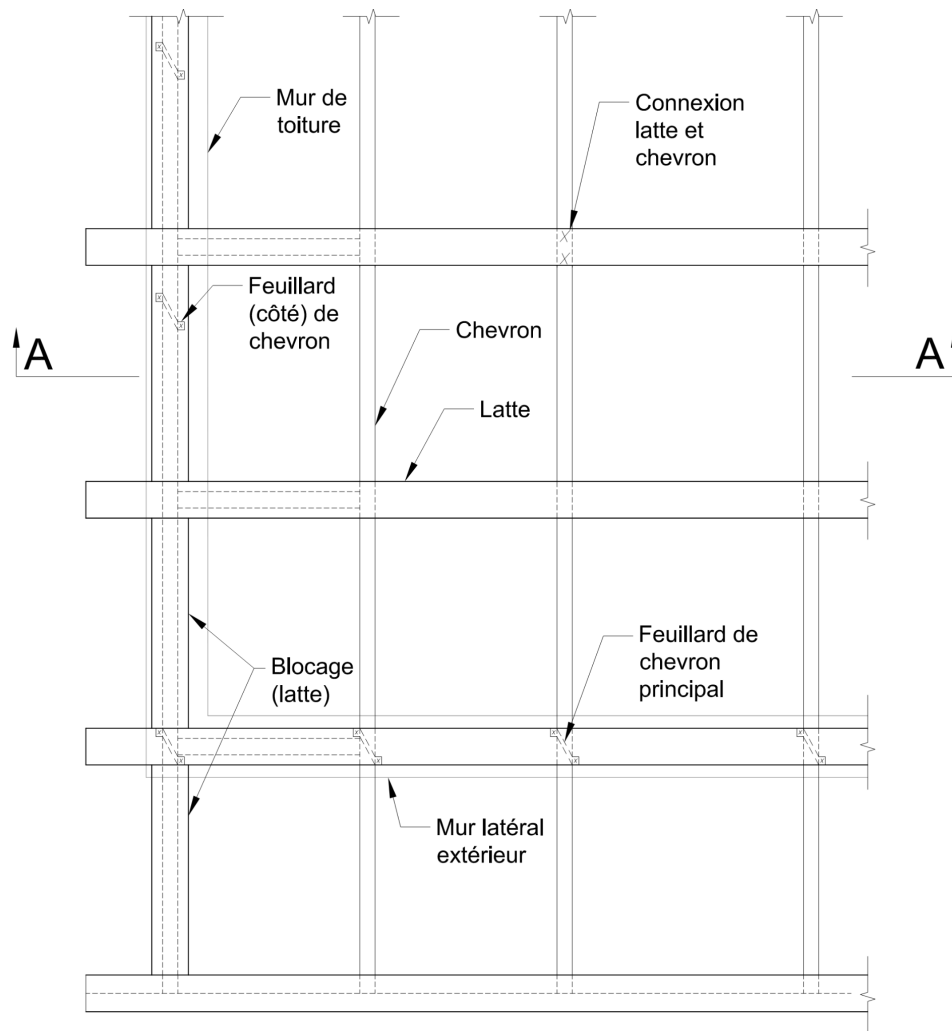


Figure 1.5.6.8.1-5 Option 2 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente

Option 3 : avant-toit minimal (0,15 m), lattes en porte-à-faux, Figure 1.5.6.9.1-6.

L'Option 3 est une variante de l'Option 2 avec une projection d'avant-toit maximale plus petite de 0,15 m. Elle élimine le chevron de rive, la latte de rive et le blocage d'avant-toit. Cela laisse potentiellement les extrémités des lattes exposées, celles-ci devraient donc être protégées (solins, capuchon d'extrémité, etc.).

Dans cette configuration, toutes les pannes sont en porte-à-faux par rapport au mur, sans fixations de rive dédiées à la fixation des CGI. Le blocage n'est prévu qu'entre le chevron du pignon et le premier chevron intérieur. Cette disposition crée une vulnérabilité, car le soulèvement du vent peut pénétrer sous la toiture métallique. Pour assurer la fixation latérale requise des CGI (voir section 1.5.6.9.4), un "blocage de panne" supplémentaire peut être nécessaire entre les pannes principales directement au-dessus du chevron du mur de toiture.



Section A-A

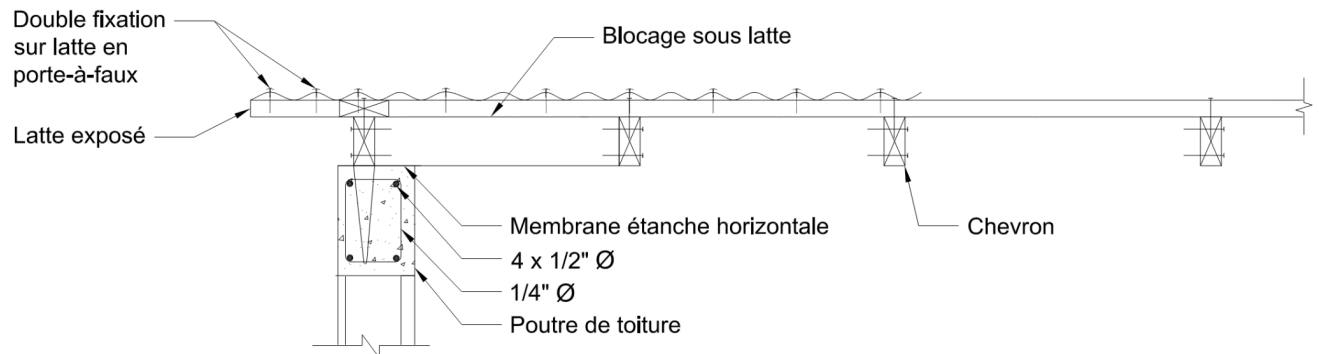
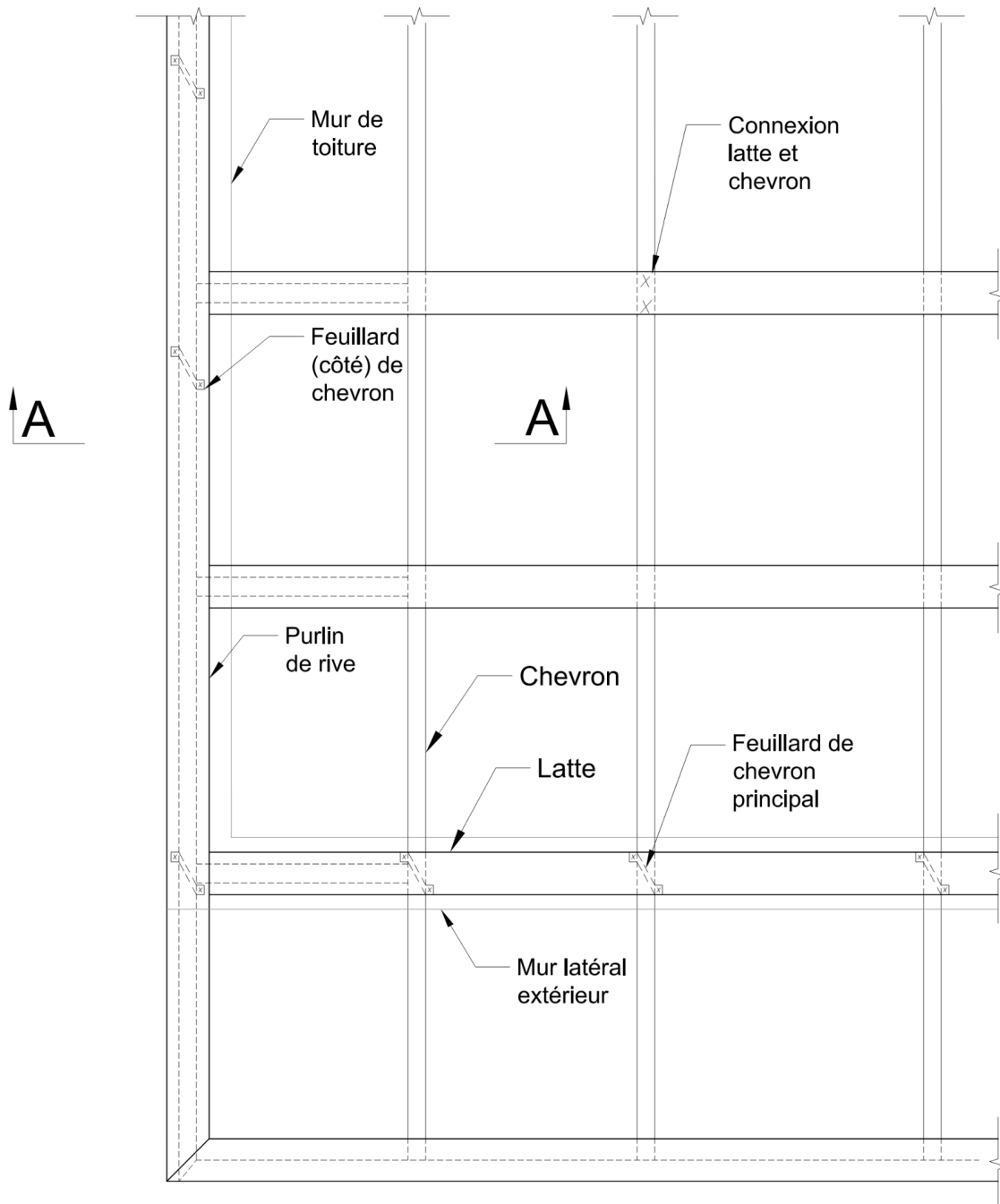


Figure 1.5.6.8.1-6 Option 3 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente

Option 4 : Pas d'avant-toit, Figure 1.5.6.8.1-7.

L'Option 4 représente la configuration la moins durable et la plus économique en éliminant entièrement la projection d'avant-toit. Cette option n'est pas recommandée à moins que des mesures d'étanchéité spéciales ne soient prises (mastic d'étanchéité, solins/barges, etc.).



Section A-A

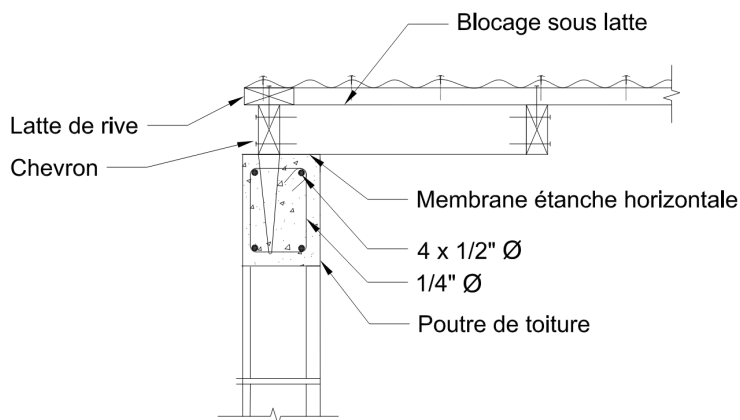


Figure 1.5.6.8.1-7 Option 4 pour les avant-toits : chevrons parallèles à la pente

1.5.6.8.2 Avant-toits aux murs latéraux extérieurs : Chevrons perpendiculaires à la pente

Pour les chevrons perpendiculaires à la pente, il n'y a pas de lattes et les extensions de chevrons sont le long des murs de toiture triangulaire au lieu du mur latéral. Il existe des options d'avant-toit similaires à celles pour les chevrons parallèles à la pente, sauf que les Options 2 et 3 n'existent pas puisqu'il n'y a pas de lattes.

Le Tableau 1.5.6.8.2-1 résume les différentes options d'avant-toit pour les murs extérieurs supportant les toitures à pignon et en appentis, pour chaque direction de chevron.

Tableau 1.5.6.8.2-1 Options d'avant-toit aux murs latéraux extérieurs (chevrons perpendiculaires à la pente)

Option	Nom	Avant-toit max (m)	Description	Figure
1	Chevrons de débord	0.6	- La longueur d'avant-toit ne doit pas dépasser la distance de l'axe du mur latéral à l'axe du premier chevron plus la moitié de l'épaisseur du mur latéral. - Ta distance de l'axe du mur latéral à l'axe du premier chevron intérieur ne doit pas dépasser l'espacement requis des chevrons dans la Zone 2/3. - Un blocage entre les chevrons de débord le long des murs latéraux est requis à moins que la dimension du	1.5.6.8.2-1

			bord du toit au premier chevron intérieur ne soit inférieure à l'espacement requis des chevrons dans la Zone 2/3.	
2	Latte en porte-à-faux avec blocage (chevron sur mur)	N/A	NA (pas de lattes)	N/A
3	Latte en porte-à-faux sans blocage (chevron sur mur)	N/A	N/A (pas de lattes)	N/A
4	No eaves (rafter on wall)	0	• Prévoir des chevrons au-dessus des murs latéraux extérieurs. • Prévoir une latte de rive continue (ou utiliser un chevron plus profond au mur de toiture). • Prévoir un blocage (au niveau du chevron) entre le chevron du mur de toiture et le premier chevron. • Prévoir des mesures spéciales de protection contre les intempéries..	1.5.6.8.1-5 (similaire)

Option 1: Avant-toits maximaux (0,6 m), chevrons de débord, Figure 1.5.6.8.2-1

La conception pour l'Option d'Avant-toit 1 pour les chevrons perpendiculaires à la pente diffère de celle décrite pour les chevrons parallèles à la pente car il n'y a pas de lattes. Un blocage est fourni le long du mur latéral (entre les chevrons de débord) à moins d'être exempté par une courte portée de chevron de débord (voir Tableau 1.5.6.8.2-1).

Le raccordement des chevrons au mur de toiture est illustré à la Figure 1.5.6.8.2-2.

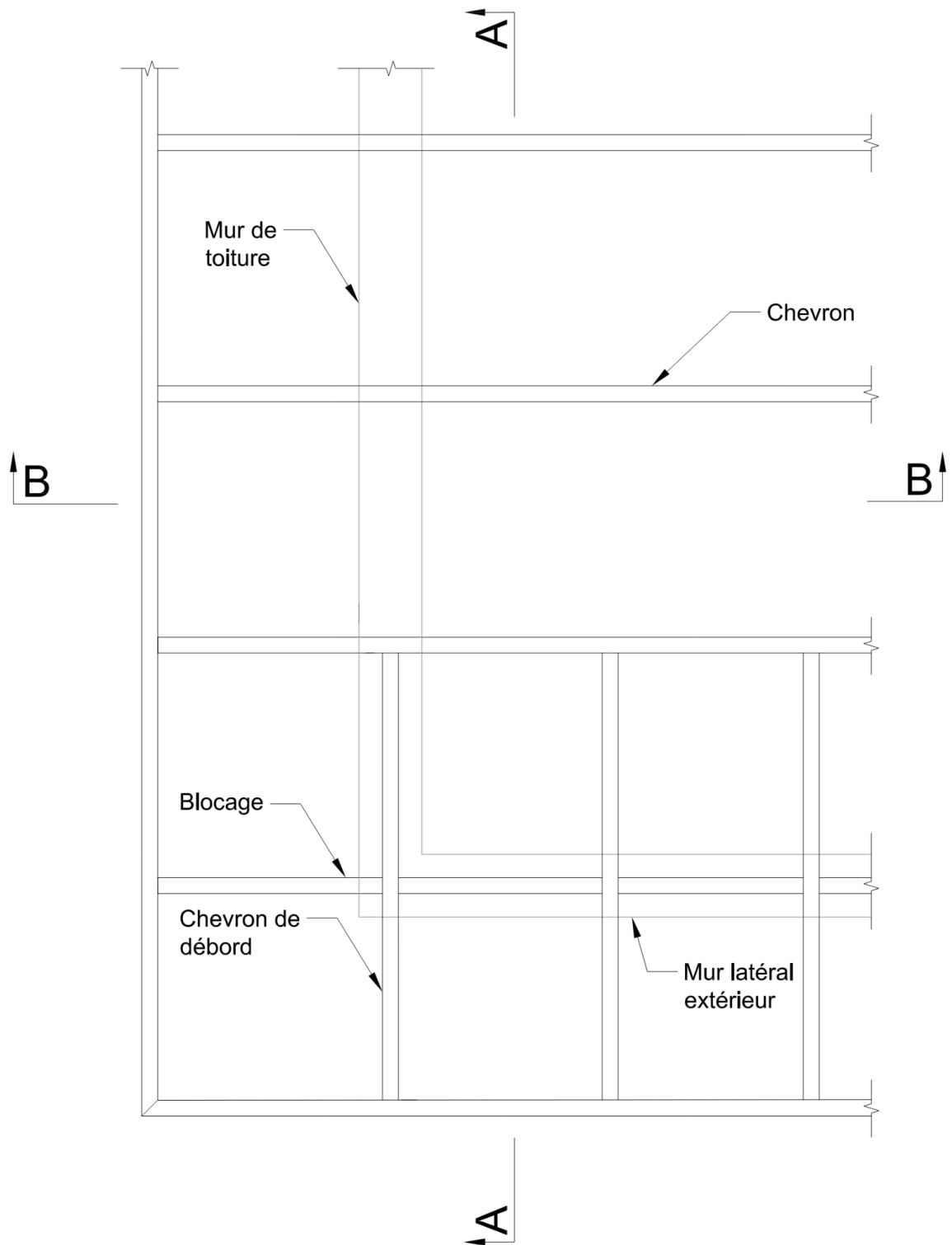
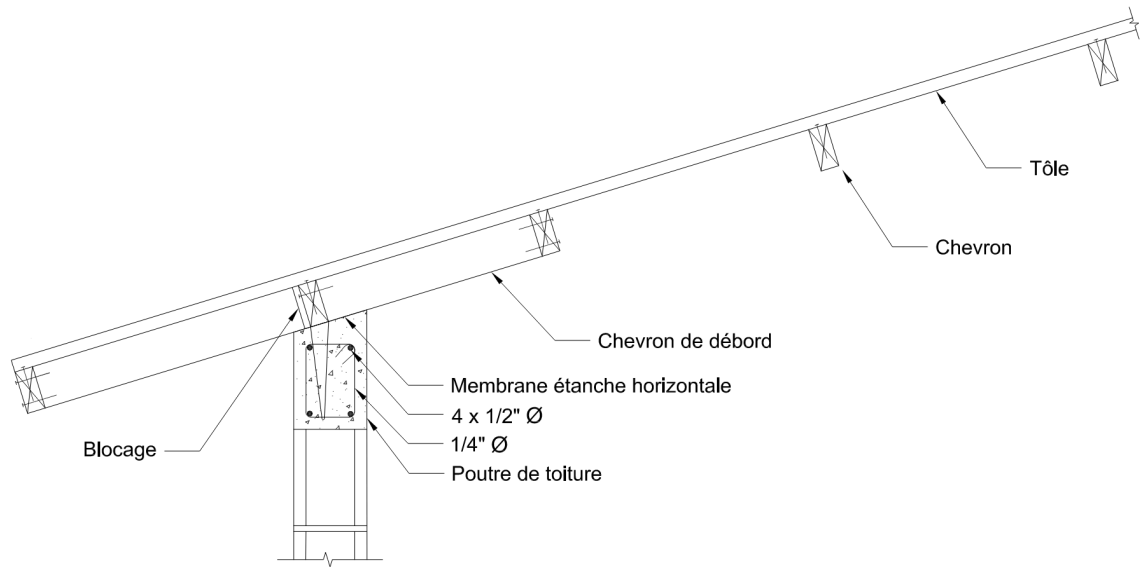


Figure 1.5.6.8.2-1: Avant-toit Option 1: Chevrons perpendiculaires à la pente

Section A-A



Section B-B

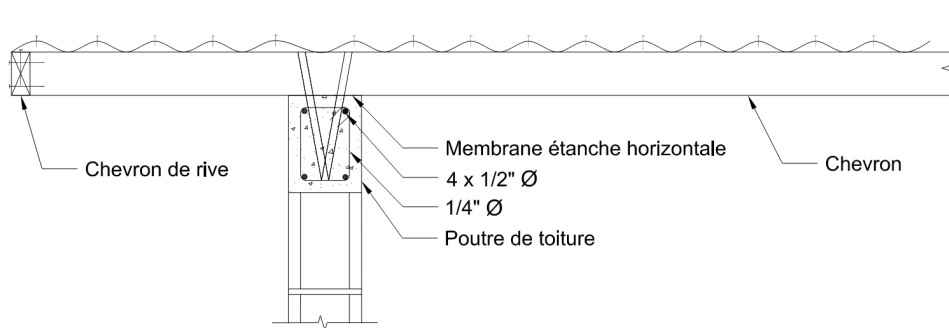


Figure 1.5.6.8.2-1 Contd: Avant-toit Option 1: Chevrons perpendiculaires à la pente

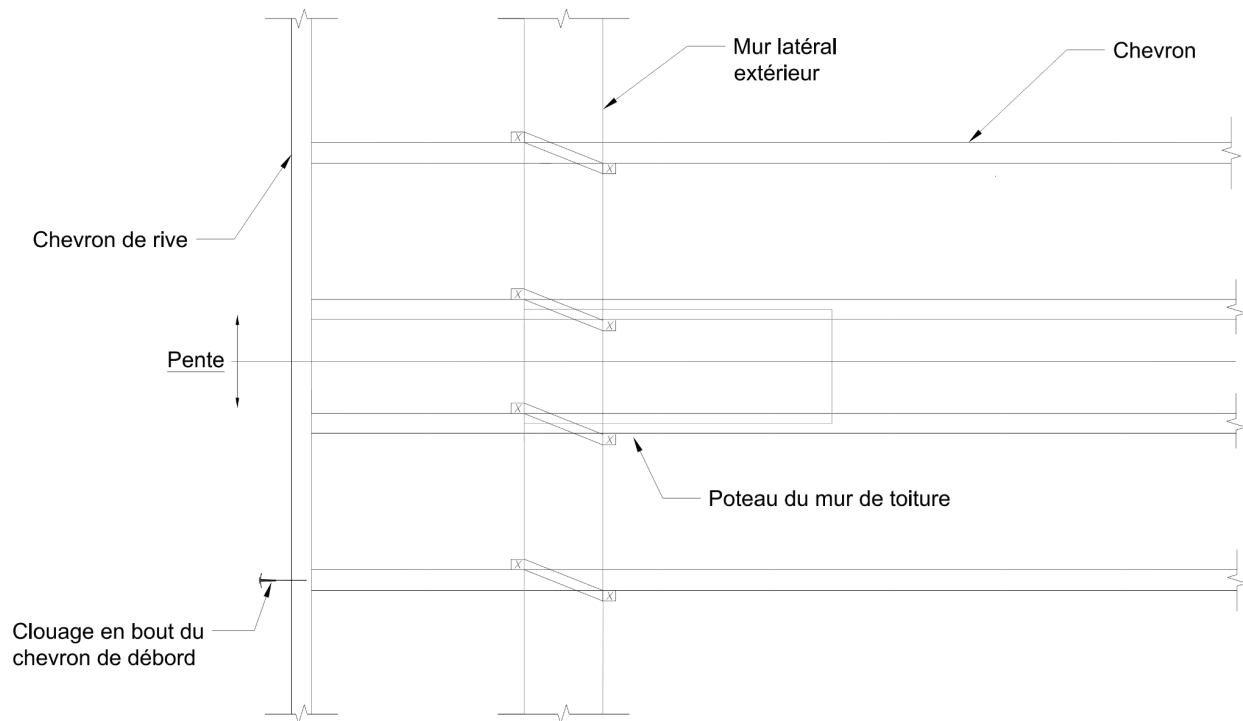


Figure 1.5.6.8.2-2 : Option d'Avant-toit 1 : Raccordement du chevron au mur de toiture au faîte (chevrons perpendiculaires à la pente)

1.5.6.8.3 Avant-toits aux toitures à croupe

Les toitures à croupe peuvent avoir des longueurs d'avant-toit jusqu'à 0,6 m. Voir Figure 1.5.6.8.3-1 pour la charpente typique aux avant-toits pour les toitures à croupe.

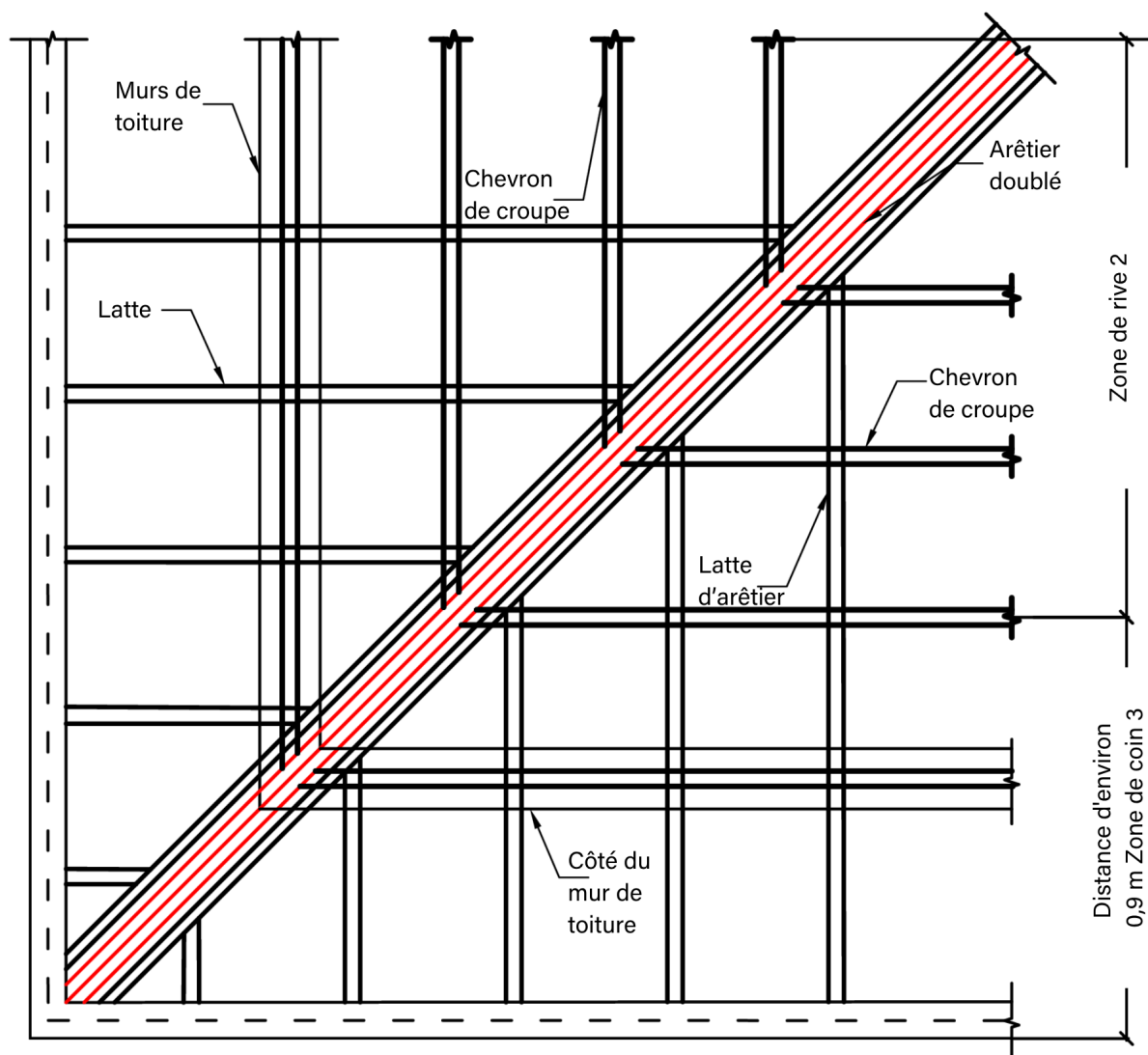


Figure 1.5.6.9.1-10 : Plan partiel du coin de toiture à croupe, avant-toits maximaux de 0,6 m

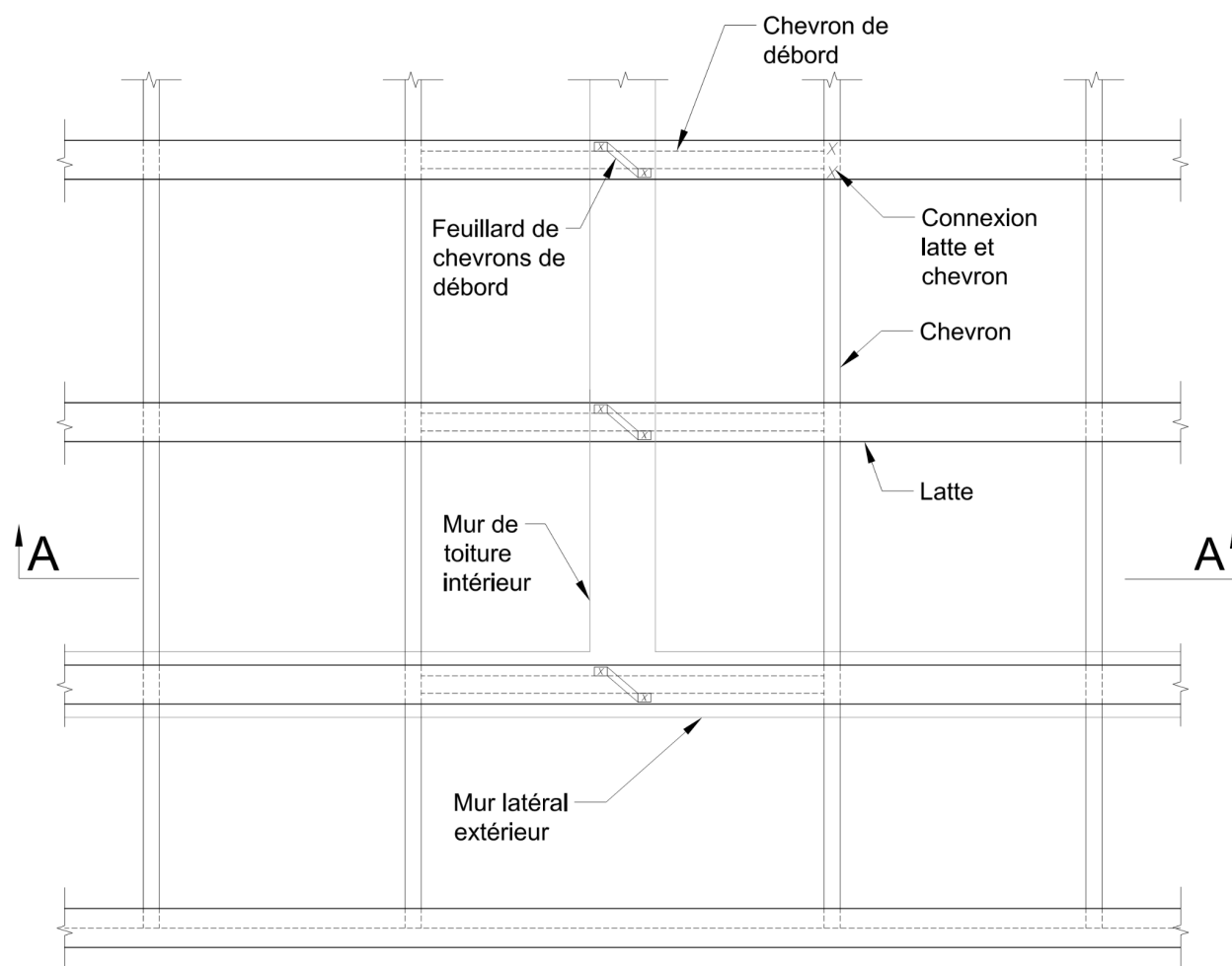
1.5.6.8.4 Raccordements aux murs intérieurs

Les chevrons doivent être raccordés aux murs intérieurs parallèles à ceux-ci. S'il n'y a pas de murs intérieurs parallèles aux chevrons, ce type de raccordement ne se produit pas. La condition est similaire à la projection d'avant-toit aux murs extérieurs sauf que seules les Options 1 et 2 sont réalisables.

Le Tableau 1.5.6.8.4-1 résume les conditions pour raccorder les chevrons aux murs intérieurs. Comme les options de charpente aux murs intérieurs sont similaires aux options d'avant-toit, des noms d'option similaires sont donnés.

Table 1.5.6.8.4-1 Options de raccordement mur toiture au niveau des murs intérieurs

Option	Éléments	Chevrans parallèles à la pente	Chevrans perpendiculaires à la pente
1	Chevrans de débord	Prévoir des chevrons de débord selon la Figure 1.5.6.8.4-1 à travers les murs de toiture intérieurs.	Prévoir des chevrons de débord similaires à la Figure 1.5.6.8.4-1 aux murs transversaux intérieurs, si des murs transversaux se produisent (maisons de deux pièces ou plus seulement).
2	Chevron sur le mur	Prévoir des chevrons le long des murs de toiture intérieurs et placer un blocage sous les lattes entre les chevrons de part et d'autre du mur.	Prévoir des chevrons bloqués le long des murs transversaux intérieurs, si des murs transversaux se produisent (maisons de deux pièces ou plus seulement).



Section A-A

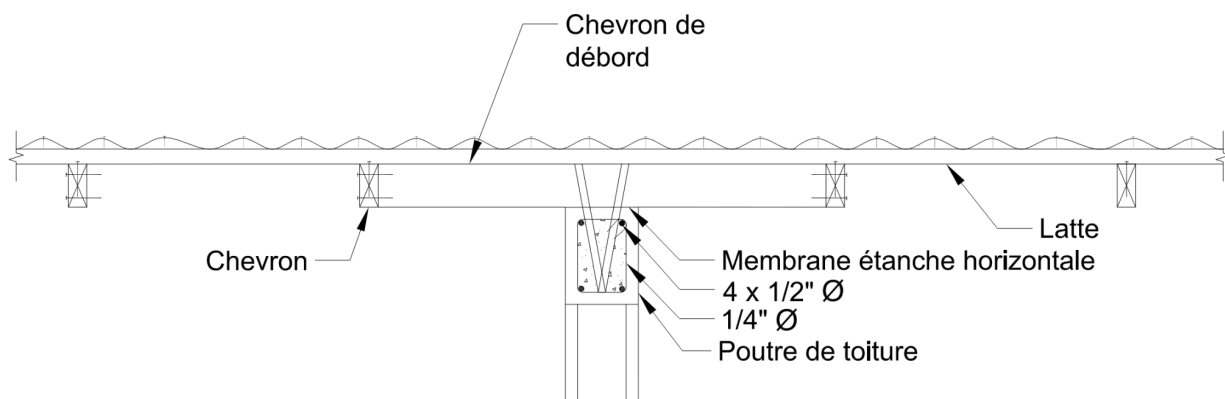


Figure 1.5.6.8.4-1 : Raccordement au mur de toiture intérieur avec chevrons de débord (Option 1)

1.5.6.9 Éléments de toiture et connexions

Cette section propose des solutions de toiture prescriptives, permettant aux utilisateurs de sélectionner les conceptions appropriées en fonction des paramètres du site et du bâtiment (hauteur, dimensions en plan, nombre de niveaux, zone de vent, catégorie d'exposition, etc.)

1.5.6.9.1 Base de conception

Les informations relatives à la conception sont basées sur le Wood Frame Construction Manual (2018 WFCM), de l'American Wood Council, une norme de référence pour l'International Residential Code (2021 IRC). Lorsque cela est indiqué, la National Design Specification for Wood Construction (2018 NDS) et son supplément (2018 NDS Supplement) sont également référencés. Il s'agit de normes de référence pour le Code international du bâtiment 2021 (2021 IBC).

Le WFCM couvre l'ensemble de la conception des structures à ossature en bois, de sorte que ce sont principalement les dispositions relatives aux toits qui s'appliquent ici. Les dispositions et limitations relatives aux murs, aux planchers, etc. ne s'appliquent pas. Le manuel comprend à la fois des dispositions relatives à la conception technique (chapitre 2) et à la conception normative (chapitre 3), qui sont toutes deux citées en référence ici, principalement les dispositions normatives.

Certaines exceptions sont faites aux limites d'applicabilité du WFCM 2018 (tableau 1) et certains ajustements ont été apportés aux tableaux de conception. Elles sont notées ci-dessous lorsqu'elles se produisent et comprennent :

1. Pour les bâtiments situés sur la pente maximale autorisée, avec la hauteur maximale autorisée de l'avant-toit en maçonnerie, la hauteur moyenne du toit (figure 1.4.3-1) peut dépasser 10 mètres.

Par exemple :

(1,5 m + 0,3 m) x ½ + 3,2 m	(1er niveau-RdC) +
2.7m	(2ème niveau) +
2.7m	(3ème Niveau) +
(1,5 m + 0,2 m) x ½	(Hauteur maximale du toit léger à mi-hauteur)

Hauteur moyenne totale du toit (MRH) = 10,75 m.

Un processus similaire est utilisé pour fixer les hauteurs maximales pour les bâtiments à un et

deux niveaux, respectivement de 5m et 7,9m.

La limite de hauteur de la WFCM de 2018 de 10m (33ft) est révisée à 11m. Cette modification a été jugée comme ayant un impact négligeable. Pour les portées des chevrons, l'augmentation de la pression causée par l'augmentation de la hauteur est approximativement compensée par la diminution de l'espacement qui se produit à partir d'espacements d'arrondi de 12", 16" et 24" à 300mm, 400mm et 600mm.

2. Le nombre d'unités de logement peut être supérieur à deux.
3. Ces dispositions s'appliquent en cas de conflit.
4. La conception prescriptive est autorisée dans toutes les zones de vent pour les catégories d'exposition B et C et D.
5. La longueur maximale des débords de toit et des chevrons de débord est de 0,6 m, sauf indication contraire (2018 WFCM est de 2 pieds). Les chevrons 50x100 ne doivent pas être entaillés s'ils sont utilisés pour soutenir les avant-toits.
6. Le contreplaqué ou le platelage de la toiture n'est pas nécessaire.
7. Les toits ont été conçus et détaillés pour ne pas nécessiter de quincaillerie spéciale de connexion des éléments en bois autre que des clous et feuillards en acier galvanisé. Si ce matériel est disponible (par exemple, connecteurs paracyclonique, supports pour chevrons ou solives, supports ou fixations pour croupes, etc.), d'autres détails peuvent être utilisés, voir les exigences de la WFCM et du fabricant.
8. Les toitures utilisant une planche de faîtage (et non une panne faîtière porteuse) nécessitent, selon le WFCM Section 3.5.1.4, des solives de plafond pour résister aux poussées transmises aux murs extérieurs par les chevrons. Ces solives ne sont pas requises ici, car le chaînage supérieur fourni est supposé reprendre directement ces poussées. Ce chaînage supérieur est prévu pour stabiliser les murs en maçonnerie chaînée hors plan en cas de charge sismique, il peut donc également reprendre les poussées des chevrons dues aux charges permanentes, d'exploitation et du vent. Il est important de respecter la pente minimale des chevrons de 25 % (3:12, 14°) pour les toitures avec planche de faîtage, ou alors une panne faîtière porteuse doit être prévue.
9. Si la charge permanente du toit est élevée, ou si des charges d'exploitation importantes et continues sont prévues sur la toiture, il convient de prendre en compte le risque de fluage du béton des chaînages supérieurs sous l'effet des poussées horizontales des chevrons générées par les charges verticales sur les chevrons.

Les effets topographiques du vent ne sont pas pris en compte. Si des effets topographiques sont connus ou suspectés d'être présents dans la zone, ils doivent être pris en compte en utilisant les procédures de l'International Residential Code (2021 IRC), ou de l'ASCE 7-16.

1.5.6.9.2 Fixations et quincaillerie

Fixations

Les fixations mentionnées dans ces dispositions proviennent de l'Annexe L de la NDS 2018 (dupliquée dans l'Annexe 2.2 de ce document, pour référence).

Quatre types de fixations sont spécifiés directement :

1. **SN** Clous lisses (smooth nails) : ce sont des clous lisses, communs ou de type box, sauf indication contraire. Le matériau est de l'acier au carbone et doit avoir les résistances minimales moyennes à la flexion suivantes : 80 ksi pour un diamètre de tige de 0,192 pouce (clou commun 20d), 90 ksi pour des diamètres de tige supérieurs à 0,142 pouce mais n'excédant pas 0,177 pouce, et 100 ksi pour des diamètres de tige de 0,142 pouce ou moins. Applications :
 - a. Charpente générale.
 - b. Non recommandé lorsque la résistance à l'arrachement est critique, par exemple pour les connexions de latte (purlin) aux chevrons.
2. **TS** Clous à tige déformée (torsadée ou spiralée) : ils ont une tige déformée (torsadée ou spiralée) qui donne une capacité d'arrachement plus fiable dans le temps par rapport à un clou lisse. La capacité et les matériaux sont autrement identiques aux clous lisses. Applications :
 - a. Lorsque la résistance à l'arrachement est critique, par exemple les connexions de latte aux chevrons.
 - b. Utilisés avec des tailles de tête supposées, comme des fixations propriétaires supposées utilisées pour connecter des panneaux de couverture métallique (CGI) aux lattes ou aux chevrons.
3. **RS** Clous annelés (ring shank) : ils ont une tige déformée constituée d'anneaux rapprochés sur une partie ou sur toute la longueur de la tige, répondant aux exigences de l'ASTM F1667. Cela augmente de manière significative la capacité d'arrachement par rapport aux clous lisses (SN) ou torsadés/spiralés (TS). Les dimensions des tiges annelées proviennent des annexes L5 (clous annelés pour structures poteaux-portiques – PSRS) et L6 (clous annelés pour panneaux de toiture – RSRS) du NDS. Applications :
 - a. Lorsque la résistance à l'arrachement est critique, par exemple pour les connexions de latte aux chevrons.
 - b. Utilisés avec des tailles de tête supposées, comme des fixations propriétaires supposées utilisées pour connecter des panneaux de couverture métallique (CGI) aux lattes ou aux chevrons. Dans ce cas, toute la partie de la tige enfoncée est supposée être « annelée ».
4. **WS** Vis à bois (wood screws) : on suppose qu'il s'agit de vis répondant aux dimensions de l'annexe L3 du NDS, vis standards #8, #10 et #12. Applications :
 - a. Lorsque la résistance à l'arrachement est critique, par exemple pour les connexions de latte aux chevrons.
 - b. Utilisées avec des tailles de tête supposées, comme des fixations propriétaires supposées utilisées pour connecter des panneaux de couverture métallique (CGI) aux lattes ou aux chevrons.

Les connexions utilisant des clous et des agrafes d'autres matériaux, comme l'acier inoxydable, doivent être conçues selon une pratique d'ingénierie reconnue ou telles que permises dans le IBC ou IRC 2021, ou le NDS ou WFCM 2018.

Lorsque les clous disponibles localement sont d'un matériau, d'un diamètre et/ou d'une longueur différents, le nombre de clous doit être ajusté en utilisant des principes rationnels d'ingénierie. Par exemple, la capacité d'arrachement latéral d'un clou est proportionnelle à son diamètre (NDS 2018, équation 12.2-C).

Tableau minimal de clouage

Le Tableau 1.5.6.9.2-1 présente le schéma minimum de clouage, à appliquer en l'absence d'exigences spécifiques dans les présentes dispositions. Les sources incluent le Tableau R603.3(1) du IRC 2021 et le WFCM 2018, limité aux exigences relatives à la couverture. À noter que certaines dimensions de clous ne correspondent pas à celles indiquées ici ; utiliser la dimension disponible immédiatement supérieure en remplacement.

Tableau 1.5.6.9.2-1 Tableau de fixation minimal (exigences de l'IRC 2021 pour la charpente de toiture uniquement)

ÉLÉMENT	DESCRIPTION DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION	NOMBRE ET TYPE DE FIXATIONS	ESPACEMENT ET EMBLEMEMENT
1	Entretoises entre solives de plafond, chevrons ou fermes vers la lisse haute ou autre ossature en dessous	4 clous 8d à boîte (2 1/2" × 0,113") ; ou 3 clous 8d ordinaires (2 1/2" × 0,131") ; ou 3 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 3 clous 3" × 0,131"	Clouage de biais
	Entretoises entre chevrons ou fermes ne se situant pas sur les lisses hautes, vers chevron ou ferme	2 clous 8d ordinaires (2 1/2" × 0,131") ; ou 2 clous 3" × 0,131"	Clouage de biais à chaque extrémité
	Entretoises plates vers ferme et remplissage d'âme	Clous 16d ordinaires (3 1/2" × 0,162") ; ou 3" × 0,131"	Clouage en face tous les 6" axe en axe
2	Solives de plafond vers lisse haute	4 clous 8d à boîte (2 1/2" × 0,113") ; ou 3 clous 8d ordinaires (2 1/2" × 0,131") ; ou 3 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 3 clous 3" × 0,131"	Par solive, clouage de biais
3	Solive de plafond non fixée à un chevron parallèle, recouvrant une cloison [voir Section R802.5.2 et Tableau R802.5.2(1)]	4 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 3 clous 16d ordinaires (3 1/2" × 0,162") ; ou 4 clous 3" × 0,131"	Clouage en face

4	Solive de plafond fixée à un chevron parallèle (assemblage au talon) [voir Section R802.5.2 et Tableau R802.5.2(1)]	Les solives de plafond ne sont pas requises dans ces dispositions. Voir Tableau R802.5.2(1) ou WFCM 2018 si prévues.	Clouage en face
5	Entrait et chevron	4 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 3 clous 10d ordinaire (3" × 0,148") ; ou 4 clous 3" × 0,131"	Clouage en face de chaque chevron
6	Chevron ou ferme de toit et lisse	3 clous 16d à boîte (3 1/2" × 0,135"); ou 3 clous 10d ordinaires (3" × 0,148") ; ou 4 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 4 clous 3" × 0,131"	2 clous de biais d'un côté et 1 clou de biais du côté opposé de chaque chevron ou ferme
7	Chevrons de toit à la faîtière, à la noue ou à l'arêtier, ou chevrons de toit à une poutre faîtière d'au moins 2"	4 clous 16d à boîte (3 1/2" × 0,135"); ou 3 clous 10d ordinaires (3" × 0,148") ; ou 4 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 4 clous 3" × 0,131"	
		3 clous 16d à boîte (3 1/2" × 0,135"); ou 2 clous 10d ordinaires (3" × 0,162") ; ou 3 clous 10d à boîte (3" × 0,128") ; ou 3 clous 3" × 0,131"	

Pour SI : 1 pouce = 25,4 mm, 1 pied = 304,8 mm, 1 mile par heure = 0,447 m/s ; 1 ksi = 6,895 MPa.

Feuillard métallique (strape métallique)

Le principal moyen d'ancrage de la structure de toiture aux murs se fait par l'utilisation de feuillards métalliques, encastrés dans les éléments en béton et cloués sur les éléments en bois. Les connexions simples par clouage en bout ou en biais (sans feuillard) ne sont pas autorisées par ces dispositions pour les connexions de chevrons, sauf indication contraire.

Le feuillard doit être conforme à la norme ASTM A653 ou équivalent, et est supposé avoir une largeur de 32 mm (1,25"). Le matériau d'acier par défaut est de classe 33 avec F_y minimum = 33 000 psi (228 MPa), F_u = 45 000 psi (310 MPa), et doit être soit de calibre 16 (0,036" ou 0,9 mm) soit de calibre 20 (0,06" ou 1,5 mm). Cela fixe le nombre maximum de clous par bande de feuillard fourni dans le Tableau 1.5.6.9.2-2. Le nombre maximum de clous par bande est également fourni pour les aciers de classe 40 (F_y = 40 000 psi ou 275 MPa, F_u = 55 000 psi ou 379 MPa) et classe 50 (F_y = 50 000 psi ou 345 MPa, F_u = 65 000 psi ou 448 MPa) lorsque la capacité du matériau est confirmée.

Un feuillard différent peut être utilisé à condition que le nombre maximum de clous soit recalculé ou ajusté, que l'épaisseur soit au moins de calibre 20, que la largeur soit d'au moins 25 mm (1") et que F_y minimum $\geq$ 228 MPa (33 000 psi).

Les clous supposés pour la fixation du feuillard sont des 8d ordinaire ou 10d à boîte (0,131"x2,5" ou 0,128"x3,0") puisque leurs diamètres et capacités sont très similaires. Des clous 10d ordinaires peuvent être utilisés pour réduire le nombre de clous requis (0,148"x3,0"). Si des clous 10d ordinaires sont substitués aux 8d ordinaires /10d boîte pour les connexions de feuillards (lorsqu'une capacité 10d ordinaire n'est pas fournie), alors le nombre de clous du feuillard peut être multiplié par 0,85. Utiliser les détails et capacités recommandés par le fabricant lorsque disponibles.

Tableau 1.5.6.9.2-2 Nombre maximum de clous par bande de feuillard

Strap Gauge	Strap Material	8d common or 10d box nails	10d common nails
20	Grade 33	6	5
20	Grade 40	7	6
20	Grade 50	8	7
16	Grade 33	10	8
16	Grade 40	12	9
16	Grade 50	14	11

Notes:

1. L'interpolation de la résistance du matériau et de l'épaisseur est permise.

Les feuillards préfabriqués destinés au clouage sont généralement fournis pré-perçés et galvanisés (ou au moins zingués). Les feuillards en acier brut doivent être évités, en particulier pour les applications en extérieur. S'ils doivent être utilisés, ils doivent être protégés par une préparation soignée + peinture ou d'autres mesures.

Le diamètre des trous supposé pour déterminer la capacité du feuillard est de 4 mm (0,156"), voir le Tableau 1.5.6.9.2-3 pour les recommandations lorsque les trous doivent être percés ou poinçonnés. La galvanisation/le revêtement doit être rétabli si le feuillard est exposé aux intempéries. Le diamètre du trou doit être égal ou légèrement supérieur à celui du clou, mais pas de plus de 10 % ; les tailles de forets adaptées aux diamètres de clous communs sont indiquées dans le Tableau 1.5.6.9.2-2.

Tableau 1.5.6.9.2-3 Tailles des mèches pour les trous dans le feuillard métallique pour les tailles de clous courantes

Taille du clou	Diamètre du clou (pouces)	Forêt suggéré	Notes
10d à boîte	0,128" (3,25 mm)	3,5 mm	+8% plus grand
8d ordinaire	0,131" (3,33 mm)	3,5 mm	+5% plus grand
10d ordinaire	0,148" (3,76 mm)	4,0 mm ou 5/32"	+6% plus grand +6% plus grand

Pour l'espacement des clous, se référer au NDS 2018 ; un exemple de disposition des trous est montré à la Figure 1.5.6.9.1-1. Augmenter l'espacement ou sauter des trous en cas de fissuration. En particulier, une distance au bord (perpendiculairement au fil du bois) d'au moins 4 fois le diamètre doit être respectée. Ceci inclut les assemblages avec feuillards fixés aux fermes en bois (la plaque de contreplaqué n'est pas prise en compte pour satisfaire à cette exigence).

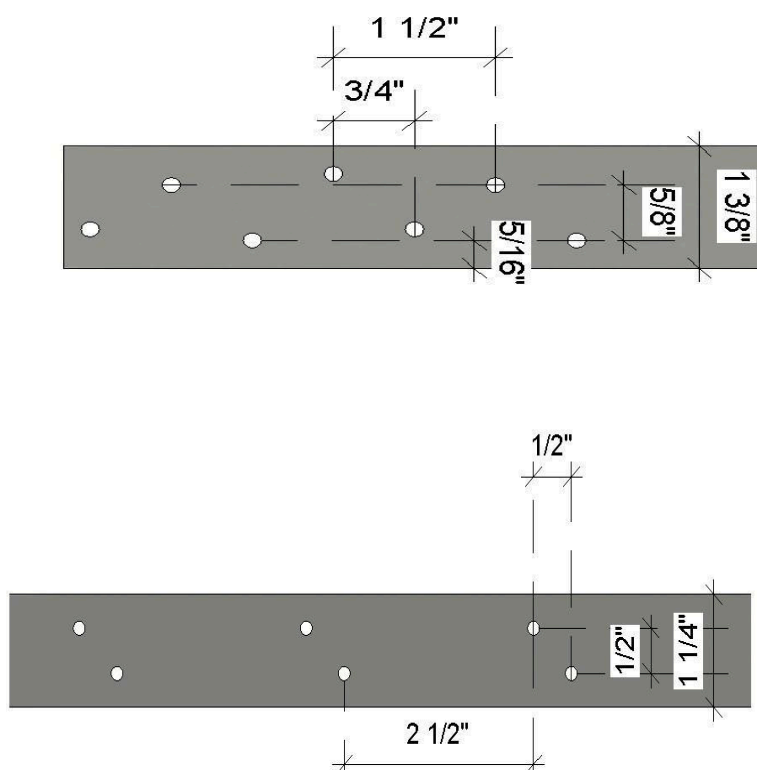


Figure 1.5.6.9.1-1 Exemple de dimensions de feuillards et de disposition des clous

Les clous standards 8d ou 10d (longueur de 2,5" à 3,0") traverseront un chevron typique (largeur de 1,5"). Pour éviter cela, et pour respecter l'exigence minimale de pénétration ($10 \times$ diamètre ou 1,3" / 33 mm), utiliser l'une des options suivantes :

1. La solution la plus simple consiste à utiliser des clous de 1,5" de long (le diamètre doit cependant rester de 0,128", 0,131" ou 0,148"). Ceux-ci ne sont pas couramment disponibles en Haïti. Des clous de 1,5" de long de plus petit diamètre (par ex. 4d) peuvent être disponibles mais ne sont pas adaptés.
2. Utiliser des blocs d'appoint ("blocs jumelés") d'un ou des deux côtés pour réduire ou éliminer le dépassement. Vérifier que la longueur de pénétration requise est respectée. Il est généralement de $10 \times$ le diamètre hors pointe du clou (la pointe peut être supposée équivalente à $2 \times$ le diamètre, voir NDS 2018).

Exemples :

- a. 2 x blocs d'appoint en contreplaqué nominal de $\frac{1}{2}$ ", un de chaque côté, avec des clous 8d communs de 2,5".
 - b. 1 x bloc d'appoint en contreplaqué (1x4 / 25x100) avec tolérance d'environ $\frac{1}{4}$ " (6 mm) de dépassement, cloué avec des 8d communs de 2,5".
 - c. 1 x bloc d'appoint en contreplaqué (2x4 / 50x100) avec des clous 10d boîte de 3,0" de long, voir Figure 1.5.6.9.2-2. Si des clous 8d (2,5" de longueur) sont utilisés, le nombre de clous requis doit être augmenté afin de compenser la pénétration réduite, voir le NDS 2018. . Cette option est requise pour assembler un chevron au-dessus d'un mur.
 - d. Installer les chevrons par paires à double espacement de chevron (et portée de latte) avec des clous 10d boîte de 3,0" de long, et doubler la force de soulèvement requise pour le feuillard. Les chevrons doivent être reliés à l'aide de deux clous 10d espacés de 400 mm au centre le long de leur longueur, en alternant les côtés.
3. Lors de l'installation des blocs d'appoint :
 - a. Fournir au moins 4 clous supplémentaires entre chaque bloc et le chevron, en dehors des clous du feuillard.
 - b. À noter que, lors du calcul de la pénétration pour la capacité en cisaillement, la longueur de la pointe du clou doit être exclue (supposée égale à 2 fois le diamètre sauf indication contraire). Le calcul de la capacité à l'arrachement inclut, quant à lui, la longueur de la pointe.

Si le dépassement est accepté (non recommandé), veiller lors du rabattage des pointes à ne pas endommager le bois ni faire ressortir le clou. Il peut être possible de riveter les pointes si le constructeur maîtrise cette technique.

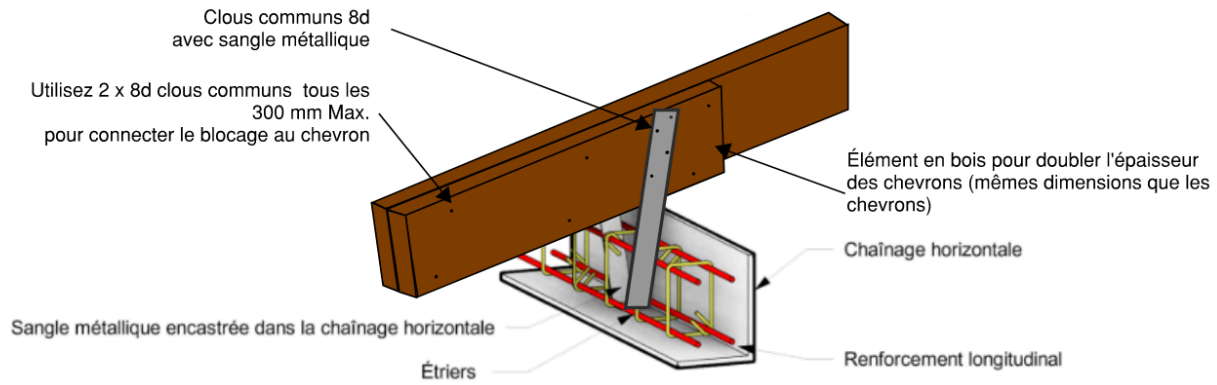


Figure 1.5.6.9.2-2 Raccordement typique d'une toiture à un mur avec des blocs jumelés

Le feuillard galvanisé en rouleau est souvent fourni avec des trous pré-perçés pour l'installation des clous. Vérifier les exigences du fabricant pour les clous acceptables. Le fabricant fournit généralement également une méthode pour ajuster la capacité en fonction des différentes tailles de clous. Tester un clou sur un échantillon de feuillard avant de percer tous les trous afin de s'assurer que le feuillard ne se déforme pas et ne se fende pas. En cas de fente du bois, utiliser un trou sur deux et un feuillard plus long.

1.5.6.9.3 Panneaux de toiture ondulés (CGI)

Les panneaux de toiture doivent être conformes aux spécifications énoncées à la section 1.3.7, aux recommandations du fabricant en matière de conception et d'installation. et à ce qui suit :

Les conseils sont fournis lorsque les informations du fabricant ne sont pas disponibles:

- Les portées admissibles pour une gamme de valeurs différentes d'épaisseur de métal de base (BMT) sont fournies dans le tableau 1.5.6.9.3-1. BMT est utilisé au lieu de calibre car l'épaisseur réelle des panneaux rapportée à un calibre donné varie considérablement. Interpoler entre les valeurs BMT si nécessaire.
 - Le BMT minimum doit être de 0,455 mm (calibre 26). **Toutefois, une** épaisseur de 0,614 mm (calibre 24) est recommandée pour une meilleure durabilité. Les portées plus élevées autorisées pour les CGI plus épais (calibre inférieur) permettent un espacement plus important des lattes et des connexions plus solides entre les CGI et les lattes.
 - Les épaisseurs de métal de base (BMT) indiquées sont avant revêtement.
 - Les portées admissibles ont été déterminées en utilisant les propriétés approximatives des sections pour une gamme de valeurs BMT. Interpoler au besoin. Ces valeurs sont prudentes et les informations sur les portées fournies par le fabricant doivent être utilisées si elles sont disponibles.
 - Il convient de noter que dans de nombreux cas, la portée autorisée du tablier dépend des connexions entre le CGI et les lattes (clous ou vis de couverture).
- Matériau : La limite d'élasticité minimale de l'acier est de 228 MPa (33 000 psi, grade 33). Cette valeur peut être adoptée si aucune autre information n'est disponible. Des informations sur les portées sont fournies pour plusieurs valeurs de limite d'élasticité, interpoler selon les besoins.
- Profondeur : Les informations sur la portée sont fournies pour deux profils de tablier courants, un tablier de 16 mm de profondeur avec un espacement de 76 mm entre les ondulations, et un tablier de 7/8" (22 mm) de profondeur avec un espacement de 2,67" (68 mm) entre les ondulations.
- Espacement des supports : La portée maximale des CGI et la distance entre les éléments de soutien (chevrons, pannes, etc.) sont de 1,2 m c/c. Des portées de 0,4 m à 0,9 m sont plus probables pour les profils de tablier CGI couramment disponibles.

Pour assurer une surface continue d'évacuation de l'eau, il faut tenir compte des chevauchements entre les feuilles CGI adjacentes. En général, un chevauchement d'environ 75 à 100 mm (ou selon les spécifications du fabricant) est recommandé pour assurer une étanchéité et un drainage efficaces.

Lors de l'installation des feuilles de toiture CGI, il est essentiel de créer un assemblage de toiture étanche à l'eau. Des solins doivent être appliqués à toutes les interfaces critiques - le long des périmètres de toiture, autour des pénétrations et aux intersections des murs - en utilisant des matériaux compatibles avec les panneaux CGI et résistants à la corrosion.

Tableau 1.5.6.9.3 Capacité de portée des panneaux de toiture ondulée (CGI)

Métal de base Épaisseur BMT (mm)	Portées (m) pour CGI de 16 mm de profondeur			Portées (m) pour CGI de 22.2mm (7/8") de profondeur		
	Pression du vent			Pression du vent		
	3kPa	5kPa	9kPa	3kPa	5kPa	9kPa
Fy = 228 MPa (33 000 psi)						
0.35	0.57	0.43	0.33	0.67	0.52	0.39
0.45	0.64	0.50	0.38	0.75	0.58	0.44
0.55	0.71	0.55	0.42	0.84	0.64	0.48
0.65	0.77	0.60	0.44	0.90	0.70	0.53
0.75	0.83	0.64	0.48	1.07	0.75	0.57
Fy = 345 MPa (50 000 psi)						
0.35	0.70	0.53	0.40	0.82	0.63	0.47
0.45	0.79	0.61	0.45	0.92	0.72	0.54
0.55	0.86	0.67	0.50	1.03	0.80	0.60
0.65	0.92	0.73	0.55	1.11	0.87	0.64
0.75	0.96	0.79	0.59	1.18	0.92	0.69
Fy = 450 MPa (65 000 psi)						
0.35	0.75	0.62	0.46	0.93	0.72	0.54
0.45	0.81	0.78	0.52	1.01	0.82	0.62

Notes:

1. La résistance de l'acier supérieure à 228 MPa (33 000 psi) doit être confirmée.
2. Propriétés approximatives utilisées pour les vérifications en contraintes admissibles, issues des dispositions de l'Eurocode pour les silos, EN 1993-4-1.
 - a. Rigidité, $I = 0,13 \times t \times d^2$
 - b. Résistance, $S = 0,26 \times t \times d$
3. Pressions uniformes sur travée simple ont été calculées pour différentes portées simples dans les cas suivants :
 - a. Résistance en flexion : réduire la pression calculée de 0,6 pour la capacité en flexion de l'acier en contraintes admissibles.
 - b. Limite de flèche L/60 : la pression à augmenter d'un facteur 1/0,7 en raison du facteur additionnel de 0,7 appliqué aux charges de service pour la vérification des déformations dues au vent (0,7W).
 - c. Prendre la plus faible valeur entre (a) et (b), puis appliquer un facteur de réduction de 0.67 pour tenir compte des propriétés approximatives, de l'absence de vérification du flambement local, etc.
 - d. Ignore la contribution de la charge permanente de 0,6 G pour le poids de la toiture, qui peut être ajoutée séparément.
 - e. Les résultats ont été représentés sous forme de courbes de pression des travées pour chaque profondeur du CGI, BMT et sont présentés à l'annexe 5.
 - f. Les courbes ont été utilisées pour générer les portées correspondant à des pressions de vent de 3 kPa, 5 kPa et 9 kPa.
 - g. La vérification G+Q pour la résistance et la flèche L/120 n'est pas dimensionnante.

4. Les tableaux supposent que le CGI est simplement appuyé (une portée). Si le CGI est continu sur au moins trois portées, les portées tabulées peuvent être augmentées de 10 %.

1.5.6.9.4 Connexions des panneaux de toiture ondulée

L'attache des panneaux de toiture doit se faire avec des clous à tige torsadée (TS), des clous à tige annelée (RS) ou des vis pour bois (WS) comme décrit à la Section 1.5.6.9.2, les clous lisses (SN) ne sont pas autorisés. Aucun de ces connecteurs n'est destiné à être utilisé comme fixations de toiture. Il est supposé que des clous spécifiques au fabricant de dimensions et matériaux équivalents seront utilisés.

Les fixations doivent avoir une tête métallique intégrale d'un diamètre minimum de 8 mm (0,31") ou 10 mm (0,39") et être destinés à l'usage comme fixation pour panneaux CGI par le fabricant. Les clous pour contreplaqué ou bardeaux bitumés ne conviennent pas. Il est recommandé d'utiliser des connecteurs avec rondelle en néoprène pour limiter les infiltrations d'eau.

Trois types de fixations sont inclus ici, voir Section 1.5.6.9.2 :

1. **TS** Clous à tige déformée (torsadée ou spiralée): tige torsadée ou spiralée, offrant une capacité de retrait plus fiable dans le temps que les clous lisses. Les capacités sont déterminées selon le Tableau 12.2C du NDS 2018.
2. **RS** Clous annelés (ring shank) : tige déformée ou annelée, comportant des anneaux serrés sur tout ou partie de la tige. Les dimensions de tige RS sont tirées de l'Annexe L6 du NDS, Roof Sheathing Ring Shank Nails, en supposant que la tige annelée s'étend sur toute la profondeur encastrée. Les capacités sont déterminées selon le Tableau 12.2E du NDS 2018.
3. **WS** Vis à bois (wood screws) : vis pour bois répondant aux dimensions de l'Annexe L3 du NDS (#8, #10 et #12). Elles ne sont pas non plus destinées à l'attache des panneaux CGI, seule la dimension du filetage et de la tige s'applique. Les capacités sont déterminées selon le Tableau 12.2B du NDS 2018.
4. Les capacités des fixations sont basées sur les capacités d'arrachement du tableau 12.2B, C et E du NDS (lb/pouce), modifiées comme suit :
 - a. $G=0,55$ pour le Pin du Sud (Southern Pine) #2, et $C_d=1,6$.
 - b. Une longueur de pointe assumée de $2 \times \text{diamètre}$ a été déduite de la pénétration effective lorsqu'il n'y avait pas de traversée complète du bois.
 - c. La longueur filetée des vis pour bois a été considérée comme étant les $\frac{2}{3}$ de longueur totale moins la pointe.

Ces trois types de fixations représentent le minimum acceptable pour chaque type. Il est probable que des fixations spécifiques au fabricant de taille comparable aient des dimensions et matériaux différents, avec des performances éventuellement supérieures. Les données du fabricant peuvent être utilisées à la place de ces valeurs, à condition qu'elles incluent la capacité au soulèvement au vent adaptée aux panneaux CGI la conception à contrainte admissible (ASD). Les vis spécifiques au fabricant peuvent avoir une pointe autoforeuse pour utilisation avec une visseuse électrique, ou nécessiter un pré-perçage.

Les exigences en matière de soulèvement par le vent pour les fixations propriétaires ou différents espacements peuvent être calculées à l'aide de la formule suivante :

Soulèvement / fixation (kN) = pression du vent (kPa) x espacement des chevrons ou des lattes (m) x espacement des fixations (m)

Ces exigences peuvent être comparées aux capacités des fixations propriétaires ou à celles indiquées dans les tableaux 1.5.6.9.4-1, 2 et 3.

La capacité d'une fixation de panneau CGI à résister aux forces de soulèvement au vent dépend de :

- Type de fixation (TS, RS, WS), dimensions (longueur, diamètre, etc.), encastrement et espacement le long du panneau.
- Épaisseur du panneau CGI (16 mm ou 22,2 mm), calibre/épaisseur (par ex. 0,45 mm ou calibre 26) et espacement des ondulations : 76 mm pour panneaux de 16 mm, 68 mm pour panneaux de 22 mm. L'espacement des fixations a été calculé pour 22 mm du tablier avec un espacement de 68 mm entre les ondulations, car ce cas était le plus critique dans la plupart des situations.
- Épaisseur des lattes/chevrons/entretoises de support, qui affecte la pénétration des fixations. Cela va des lattes nominales 1x/25x ou 2x/50x à plat, jusqu'aux chevrons ou entretoises 2x/50x en vertical. L'essence/qualité supposée est Southern Pine #2 pour toutes les lattes et chevrons (G=0.55).

Les étapes suivantes sont effectuées :

1. Déterminer la pression de soulèvement du vent pour la zone de toiture concernée à partir de la Section 1.5.6.7, en arrondissant à 3 kPa, 5 kPa ou 9 kPa pour utilisation avec les tableaux.
2. Utiliser le Tableau 1.5.6.9.4-1, 2 ou 3 pour sélectionner un connecteur du type désiré (TS, RS ou WS) et l'espacement requis.
 - a. L'espacement s'exprime en ondulations : 0 = pas de solution, 1 = toutes les ondulations, 2 = toutes les 2^e ondulations, 3 = toutes les 3^e ondulations, ce qui est l'espacement maximum autorisé.
 - b. S'il n'y a pas de solution (0), réduisez l'espacement lattes/ chevron, augmentez la profondeur des lattes ou choisissez une autre taille ou un autre type de fixation.
 - c. Un connecteur est requis à chaque coin et au niveau des recouvrements de panneau.
 - d. Le processus nécessite de connaître ou de supposer l'épaisseur du support: 0,75" (lattes plates 1x4), 1,5" (lattes plates 2x2, 2x3, 2x4) ou $\geq 3,5$ " ($\geq$ =chevrons ou entretoises 2x4).
3. Des fixations supplémentaires sont nécessaires le long des côtés périphériques (c'est-à-dire pas sur les extrémités libres non ondulés).
 - a. Les fixations relient les panneaux CGI le long des côtés du toit aux lattes ou aux chevrons de périphérique entre les autres rangées de fixations.
 - b. L'espacement maximal entre les fixations dépend de l'espacement utilisé le long des extrémités ondulés :
 - I. 300 mm pour les fixations toutes les 3 ondulations
 - II. 200 mm pour les fixations toutes les 2 ondulations
 - III. 100 mm pour les fixations toutes les 1 ondulation
4. Les exigences des fabricants peuvent être utilisées lorsqu'elles sont fournies. Vérifier le connecteur sélectionné pour rupture par cisaillement autour de la tête du clou sous l'effet du soulèvement au vent à l'aide des Tableaux 1.5.6.9.4-4 et 1.5.6.9.4-5. La capacité de rupture par cisaillement doit dépasser la capacité de retrait. Des valeurs sont fournies pour deux diamètres de tête : 8 mm et 10 mm.

- a. La capacité de traction de la fixation sera déterminante pour les fixations solides (vis pour bois) avec des CGI faibles et/ou minces.
- b. Si la capacité de traction de la fixation est inférieure à la capacité d'arrachement de la fixation, les options suivantes sont possibles :
 - I. Utiliser un autre type, une autre taille ou une autre longueur de fixation.
 - II. Utiliser des CGI plus épais ou réduire l'espacement entre les lattes/chevrons.
 - III. Utiliser des lattes plus épaisses, c'est-à-dire pour éviter que les fixations ne traversent les lattes 1x4.
 - IV. Utiliser les pressions de vent réelles de la section 1.5.6.7. pour la zone de toiture considérée, multipliée par la surface tributaire de la fixation (espacement x portée des lattes/chevrons), afin de les comparer aux capacités des fixations indiquées dans le tableau.
 - V. Réduire l'espacement des fixations, par exemple de toutes les 3 ondulations à toutes les 2 ondulations, et recalculer la charge de vent par fixation à partir de la surface tributaire (espacement des fixations x portée des lattes/chevrons) x pression du vent.

Tableau 1.5.6.9.4-1 Clous de couverture à tige torsadée TS , taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m

Code	éléments porteurs	Référence	Diamètre		Longueur		Capacité		3 kPa Pression du vent					5 kPa Pression du vent					9 kPa Pression du vent				
			(in)	(mm)	(mm)	(mm)	(lb)	(kN)	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2
TS1	1x4 plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	49	0.22	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0	1	0	0	0	0
TS2	1x4 plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	55	0.25	3	3	2	1	1	2	1	1	0	0	1	1	0	0	0
TS3	2x plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	90	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS4	2x plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	110	0.49	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1	2	2	1	0	0
TS5	2x vert	8d commun	0.131	3.33	2.5	64	89	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS6	2x vert	10d commun	0.148	3.76	3	76	135	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS7	2x vert	12d box	0.128	3.25	3.25	83	136	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS8	2x vert	Boîte 16d	0.135	3.43	3.5	89	158	0.71	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0

Tableau 1.5.6.9.4-2 Clous de couverture à tige annulaire RS, taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m

Code	éléments porteurs	Référence	Diamètre		Longueur		Capacité		3 kPa Pression du vent					5 kPa Pression du vent					9 kPa Pression du vent				
			(in)	(mm)	(mm)	(mm)	(lb)	(kN)	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2
RS1	1x4 plat	Dimensions du tableau L5 de l'annexe NDS, en supposant une tige entièrement filetée.	0.113	2.87	2.375	60	74	0.33	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0	1	1	0	0	0
RS2	1x4 plat		0.12	3.05	2.5	64	78	0.35	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0	1	1	0	0	0
RS3	1x4 plat		0.131	3.33	2.5	64	80	0.36	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0	1	1	0	0	0
RS4	2x plat		0.12	3.05	2.5	64	137	0.61	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0
RS5	2x plat		0.131	3.33	3	76	156	0.70	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0
RS6	2x vert		0.12	3.05	2.5	64	148	0.66	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0
RS7	2x vert		0.131	3.33	2.5	64	146	0.65	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0
RS8	2x vert		0.131	3.33	3	76	194	0.86	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1
RS9	2x vert		0.131	3.33	3.5	89	253	1.13	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1

Tableau 1.5.6.9.4-3 Vis de couverture WS, taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m

Code	éléments porteurs	Référence	Diamètre		Longueur		Capacité		3 kPa Pression du vent					5 kPa Pression du vent					9 kPa Pression du vent				
			(in)	(mm)	(mm)	(mm)	(lb)	(kN)	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2
WS1	1x4 plat	#8	0.164	4.17	2	51	169	0.75	3	3	3	3	3	3	3	3	2	1	3	3	2	1	1
WS2	1x4 plat	#10	0.19	4.83	2	51	194	0.87	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1
WS3	1x4 plat	#12	0.216	5.49	2	51	206	0.92	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1
WS4	2x plat	#8	0.164	4.17	2.5	64	293	1.30	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	1
WS5	2x plat	#10	0.19	4.83	2.5	64	325	1.45	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	1
WS6	2x plat	#10	0.19	4.83	3	76	446	1.99	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2
WS7	2x vert	#10	0.19	4.83	3	76	455	2.03	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2
WS8	2x vert	#12	0.216	5.49	3	76	504	2.25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Notes sur les tableaux 1.5.6.9.4-1, 2 et 3:

1. Les exigences relatives aux fixations supposent une tôle ondulée (CGI) d'une profondeur de 22 mm ($\frac{7}{8}$ ") et un pas de ondulation de 68 mm ($2\frac{2}{3}$ "). Cette hypothèse est conservatrice pour une utilisation avec une tôle CGI de 16 mm de profondeur, avec un tablier profond et une d'ondulation de 76 mm.

Tableau 1.5.6.9.4-4 Capacité à l'arrachement par poinçonnement des fixations dans la tôle CGI (kN) pour une tête de fixation de 8 mm de diamètre

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (BTM) (mm)	0.25	0.31	0.32	0.39	0.45	0.55	0.57
	0.30	0.37	0.39	0.47	0.54	0.66	0.68
	0.35	0.43	0.45	0.55	0.63	0.77	0.79
	0.45	0.56	0.58	0.71	0.81	0.99	1.02

	0.55	0.68	0.71	0.87	0.99	1.21	1.24
	0.65	0.81	0.84	1.03	1.17	1.43	1.47
	0.75	0.93	0.97	1.18	1.34	1.65	1.70

Table 1.5.6.9.4-5 Capacité à l'arrachement par poinçonnement des fixations dans la tôle CGI (kN) pour une tête de fixation de 10 mm de diamètre

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (mm)	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.3	0.47	0.48	0.59	0.67	0.83	0.85
	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.45	0.70	0.73	0.89	1.01	1.24	1.27
	0.55	0.85	0.89	1.08	1.23	1.52	1.55
	0.65	1.01	1.05	1.28	1.46	1.79	1.84
	0.75	1.16	1.21	1.48	1.68	2.07	2.12

1.5.6.9.5 Lattes et raccords de lattes

Dans les toits en croupe, pignon et en appentis, lorsque les chevrons sont positionnés parallèlement à la pente du toit, des lattes doivent être installées au-dessus des chevrons pour fixer la couverture CGI. Les solutions préconçues pour les lattes utilisent toutes du pin du Sud (Southern Pine) de classe 2 et utilisent les pressions dues au vent indiquées à la Section 1.5.6.7. La charge permanente a été négligée, donc la pression correspondant à 0,6G peut être ajoutée si on le souhaite.

Des solutions préconçues (portée maximale et type de connexion) sont fournies pour quatre dimensions nominales courantes de lattes : 25 mm x 100 mm (1" x 4"), 50 mm x 50 mm (2" x 2"), 50 mm x 75 mm (2" x 3") et 50 mm x 100 mm (2" x 4"). Ces lattes sont toutes posées à plat sur le côté.

Pour chaque conception de latte, jusqu'à quatre options de fixation sont fournies : clous à tige lisse ou torsadée (SN, TS), clous à tige annelée (RS), vis à bois (WS) et feuillard métallique (ST). Ces fixations sont décrites à la Section 1.5.6.9.2.

Les types de connecteurs, leur nombre et leur capacité en kN sont résumés dans le Tableau 1.5.6.9.5-1. En général, la capacité de connexion augmente en fonction du numéro dans la liste pour chaque type.

Les portées maximales des lattes ainsi que le nombre requis de chaque type de fixation sont fournies dans les Tableaux 1.5.6.9.5-2, 3 et 4 pour des pressions de vent de 3 kPa, 5 kPa et 9 kPa, respectivement. Les tableaux de conception sont utilisés pour sélectionner les lattes qui répondent à la pression de vent requise pour la portée et l'espacement cibles, pour chaque zone de pression de vent sur le toit.

Les connexions de type feuillard métallique (ST) constituent une alternative à plus grande capacité aux connexions SN qui utilisent également des clous à tige lisses, lorsque ceux-ci sont les seuls éléments de fixation disponibles. Les connexions RS et WS seront généralement plus efficaces si elles sont disponibles.

Le tableau 1.5.6.9.5-5 indique des portées plus courtes pour les lattes 50 x 100 (2 x 4) qui sont limitées par la capacité de connexion SN.

Les lattes doivent être aussi longues que possible et les raccords doivent être évités près des avant-toits. Les raccords doivent être réalisés entre les chevrons ou les fermes, comme illustré à la figure 1.5.6.9.1-6.

L'espacement requis des lattes est généralement déterminé par la capacité de portée des panneaux CGI pour chaque zone de pression du vent sur le toit. Les portées requises des lattes correspondront aux espacements des chevrons ou des fermes déterminés à la Section 1.5.6.9.6; le processus est donc itératif, mais peut être effectué rapidement avec de l'expérience.

Des informations supplémentaires sont fournies à l'annexe 5, notamment :

1. Courbes de portée en fonction de la pression pour les lattes espacées de 0,4 m, 0,6 m, 0,9 m, 1,2 m et 2,25 m.
2. Les courbes de portée en fonction de la pression sont également fournies pour les lattes verticales 2x4, 2x6 et 2x8 à titre indicatif uniquement. Les connexions doivent être conçus séparément. Les lattes verticales peuvent également servir de chevron de débord, mais cela modifie le profil du mur de toiture.

Tableau 1.5.6.9.5-1 Types d'assemblages de lattes

Code	Raccord	D	L	T _L	No. de fixations				Résistance au vent (kN)				
		(po)	(po)	(po)	1x4	2x2	2x3	2x4	1x4	2x2	2x3	2x4	
Clous lisses (SN) (3)													
SN1	8d ordinaire 1x4 uniquement	0.131	2.5	-	3	-	-	-	1.53	-	-	-	
SN2	8d ordinaire. 1x4 uniquement ⁽¹⁾	0.131	2.5	-	4	-	-	-	2.04	-	-	-	
SN3	10d boîte 1x4 ou 2x	0.128	3	-	3	1	2	3	1.92	0.43	0.85	1.28	
SN4	10d boîte 1x4 ou 2x ⁽¹⁾	0.128	3	-	4	2	3	4	2.56	0.85	1.28	1.71	
SN5	10d ordinaire. 1x4 ou 2x	0.148	3	-	3	1	1	3	2.21	0.49	0.49	1.47	
SN6	10d ordinaire. 1x4 ou 2x ⁽¹⁾	0.148	3	-	3	1	2	4	2.21	0.49	0.98	1.96	
SN7	16d boîte 1x4 ou 2x	0.135	3.5	-	3	1	2	3	2.47	0.60	1.20	1.79	
SN8	16d boîte 1x4 ou 2x ⁽¹⁾	0.135	3.5	-	3	2	3	4	2.47	1.20	1.79	2.39	
SN9	16d ordinaire 1x4 ou 2x	0.162	3.5	-	3	1	3	3	2.94	0.71	2.14	2.14	
Clous annelé (RS) ⁽⁴⁾													
RS1	1x4 uniquement	0.135	3	2.25	2	-	-	-	2.09	-	-	-	
RS2	1x4 uniquement ⁽¹⁴⁾	0.135	3	2.25	3	-	-	-	3.13	-	-	-	
RS3	2x uniquement	0.135	3.5	2.25	-	2	3	4	-	1.82	2.73	3.64	
RS4	2x uniquement	0.148	4	2.25	-	1	1	3	-	1.14	1.14	3.41	
RS5	2x uniquement ⁽¹⁾	0.148	4	2.25	-	1	2	4	-	1.14	2.27	4.55	
RS6	2x uniquement	0.148	4.5	3	-	1	2	4	-	1.14	2.27	4.55	
RS7	2x uniquement	0.177	4.5	3	-	1	2	3	-	1.64	3.29	4.93	
RS8	2x uniquement	0.2	4.5	3	-	1	2	3	-	2.02	4.03	6.05	
RS9	2x uniquement ⁽¹⁾	0.2	5	3	-	1	2	3	-	2.33	4.65	6.98	
Vis à bois (WS) ⁽⁵⁾													
WS1	#10 1x4 uniquement	0.19	2.5	-	2	-	-	-	2.41	-	-	-	
WS2	#10 1x4 uniquement ⁽¹⁾	0.19	2.5	-	3	-	-	-	3.62	-	-	-	
WS3	#12 2x uniquement	0.216	3.5	-	-	-	1	2	-	-	1.92	3.84	
WS4	#12 2x uniquement ⁽¹⁾	0.216	3.5	-	-	1	2	3	-	1.92	3.84	5.76	
WS5	#14 2x uniquement	0.242	4	-	-	-	1	2	-	-	2.57	5.13	
WS6	#14 2x uniquement ⁽¹⁾	0.242	4	-	-	1	2	3	-	2.57	5.13	7.70	
Feuillard métallique cloué (ST) ⁽⁶⁾													
ST1	Feuillard métallique	0.131	2.5	-	-	2	2	2	-	2.05	2.05	2.05	
ST2	torsadé de 20 ga, avec 8d ordinaire clous par	0.131	2.5	-	-	3	3	3	-	3.08	3.08	3.08	
ST3	extrémité de feuillard	0.131	2.5	-	-	4	5	6	-	4.11	5.13	6.16	
ST4		0.148	3	-	-	2/2	2/2	2/2	-	1.82	1.82	1.82	
ST5	Feuillard métallique de forme U de 20ga avec 10 d ordinaire clous, clou fixé au bloc 2x4 (#A) et bloc fixé au chevron (#B).	0.148	3	-	-	2/3	2/3	3/4	-	2.73	2.73	3.64	
ST6	(#A/#B)	0.148	3	-	-	3/4	3/5	4/6	-	3.64	4.56	5.47	

Notes sur le Tableau 1.5.6.9.5-1:

1. Deux options fournies avec un nombre différent du même connecteur en cas de fente du bois.
2. Les capacités d'arrachement sont celles du Southern Pine #2 avec $G = 0,55$ selon le chapitre 12 du NDS 2018 et $C_d = 1,6$.
3. Les clous lisses (SN) et à tige torsadée (TS):
 - a. Les tailles sont conformes au tableau L4 du NDS 2018 (Voir Annexe 6, A6.4).
 - b. La longueur totale enfoncée est utilisée pour la pénétration, sans déduction pour la longueur de la pointe.
 - c. Les capacités sont tirées du tableau 12.2C du NDS 2018. Ces valeurs s'appliquent également aux clous à tige déformée ou « torsadée » conformément à la note de bas de page 3 du tableau 12.2C du NDS.
 - d. Les clous à tige torsadée sont préférés aux clous lisses de taille et longueur équivalentes, mais ont la même capacité d'arrachement.
4. Les clous à tige annelée (RS):
 - a. Les tailles sont conformes au tableau L5 du NDS 2018 (Voir Annexe 6, A6.5) clous annelés pour charpente (Post-Frame Ring Shank Nails).
 - b. TL est la longueur minimale de la tige filetée (ou « annelée »), lorsque celle-ci est inférieure à la longueur totale du clou.
 - c. Les capacités sont issues du tableau 12.2E du NDS 2018.
5. Vis à bois (WS):
 - a. Les dimensions sont conformes au tableau L3 du NDS 2018 pour les vis à bois standard (Voir Annexe 6, A6.3).
 - b. Les capacités sont conformes au tableau 12.2B du NDS 2018. La longueur filetée correspond au maximum entre $\frac{2}{3}$ de la longueur totale et 4 fois le diamètre. La pénétration correspond à la longueur d'ancrage du clou moins une déduction de 2 fois le diamètre pour la longueur de la pointe.
6. Feuillard métallique:
 - a. Se référer à la section 1.5.6.9.2 pour les informations sur les Feuillards métalliques
 - b. Deux types de connexions par feuillard métallique sont proposés, avec un feuillard métallique torsadée (ST1-3) et un feuillard métallique en U inversé + bloc (ST4-6). Utiliser les connexions avec feuillard métallique torsadée si le bloc se fend ou risque de se dégrader avec le temps.
 - c. Recommandé pour une utilisation avec des lattes 2x3 et 2x4 uniquement.
 - d. Les feuillards métalliques ST5 et ST6 nécessitent un chevron minimum de 2x6 pour permettre le clouage des blocs d'appoint.

Tableau 1.5.6.9.5-2 Portées et connexions des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 3,0 kPa

Latte	Portée maximale des lattes (m)	0.4m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	0.6m Latte Espacement				Portée maximale des lattes (m)	0.9m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	1.2m Lattes Espacement			
Taille		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST
1x4 plat	0.74	1+	1,2	1,2	-	0.60	1+	1,2	1,2	-	0.49	1+	1,2	1,2	-	0.43	2+	1,2	1,2	-
2x2	0.97	8	3,7+	4,6	1+	0.79	-	3,7+	4,6	1+	0.64	-	3,8+	3+	1+	0.56	-	8	6	1-3,5,6
2x3 plat	1.25	8+	3,5+	3+	1+	1.02	9	3,5+	3+	1-3,5,6	0.83	-	3,5+	4+	2,3,5,6	0.72	-	3,7+	4,6	2,3,5,6
2x4 plat	1.47	6+	3+	3+	1+	1.20	8	3+	3+	2,3,5,6	0.98	-	3+	3+	2,3,5,6	0.85	-	3+	3+	2,3,5,6

Tableau 1.5.6.9.5-3 Portées et connexions des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 5,0 kPa

Latte	Portée maximale des lattes (m)	0,4 m Espacement des lattes Raccordements				Portée maximale des lattes (m)	0.6m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	0.9m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	1.2m Espacement des lattes Connexions			
Taille		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST
1x4 plat	0.57	1+	1,2	1,2	-	0.47	1+	1,2	1,2	-	0.38	2+	1,2	1,2	-	0.33	2,4+	1,2	1,2	-
2x2	0.75	-	3,7+	4,6	1+	0.61	-	8+	4,6	1-3,5,6	0.50	-	9	4+	2,3,5,6	0.43	-	-	-	2,3,5,6
2x3 plat	0.97	9	3,5+	4+	1-3,5,6	0.79	-	3,7+	4+	2,3,5,6	0.64	-	7+	4,6	2,3,6	0.56	-	8+	4,6	3,6
2x4 plat	1.14	8	3+	3+	2,3,5,6	0.93	-	3+	3+	2,3,5,6	0.76	-	3,5+	3+	3,5,6	0.66	-	8,9	4+	3,6

Tableau 1.5.6.9.5-4 Portées et assemblages des pannes pour des pressions de vent ne dépassant pas 9,0 kPa

Lattes	Portée maximale des lattes (m)	0,4 m Espacement des lattes Raccordements				Portée maximale des lattes (m)	0,6m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	0,9m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	1,2m Espacement des lattes Connexions			
		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST
1x4 plat	0.43	2+	1,2	1,2	-	0.35	2+	1,2	1,2	-	0.28	4,7+	2	1,2	-	0.25	9	2	2	-
2x2	0.56	-	8+	6	1-3,5,6	0.46	-	-	6	2,3,5,6	0.37	-	-	-	2,3,6	0.32	-	-	-	3,6
2x3 plat	0.72	-	3,7+	4,6	2,3,5,6	0.59	-	7+	4,6	3,6	0.48	-	8+	6	3,6	0.42	-	9	6	3,6
2x4 plat	0.85	-	3+	3+	2,3,5,6	0.70	-	5+	3+	3,6	0.57	-	7+	4+	3,6	0.49	-	8+	4,6	3,6

Notes sur les tableaux 1.5.6.9.5-3, 4 et 5:

1. Les lattes doivent être continues sur trois travées, sinon réduire les travées de 10 %.
2. Les connexions ont été dimensionnées pour les réactions correspondant à la pression du vent et à la portée maximale des lattes. L'acceptation d'une portée de latte réduite diminue la réaction de connexion et pourra élargir la gamme d'application des fixations SN. Voir tableau 1.5.6.9.4-5.

Afin d'élargir la gamme de lattes pouvant être utilisées avec des assemblages cloués, la portée maximale des lattes 50 x 100 (2x4) est indiquée dans le tableau 1.5.6.9.5-5 lorsqu'elle est limitée par la capacité de l'assemblage cloué (tige lisse ou torsadée).

Table 1.5.6.9.5-5 Portées maximales des lattes de 50 x 100 (2 x 4) limitées par la capacité de connexion

Pression du vent (kPa)	Portée maximale des lattes 50 x 100 (m)	Capacité de connexion (kN)						
		SN3	SN4	SN5	SN6	SN7	SN8	SN8
		3-10d boite	4-10d boite	3-10d ordinaire	4-10d ordinaire	3-16d ordinaire	4-16d ordinaire	3-16d ordinaire
		1.28	1.71	1.47	1.96	1.79	2.39	2.14
0.4m Espacement								
3 kPa	1.47	1.07	1.43	1.23	-	-	-	-
5 Kpa	1.14	0.64	0.86	0.74	0.98	0.90	-	1.07
9 kPa	0.85	0.36	0.48	0.41	0.54	0.50	0.66	0.59
0.6m Espacement								
3 kPa	1.20	0.71	0.95	0.82	1.09	0.99	-	1.19
5 Kpa	0.93	0.43	0.57	0.49	0.65	0.60	0.80	0.71
0.9m Espacement								
3 kPa	0.98	0.47	0.63	0.54	0.73	0.66	0.89	0.79
1.2m Espacement								
3 kPa	0.85	0.36	0.48	0.41	0.54	0.50	0.66	0.59

Notes :

1. Se référer au tableau 1.5.6.9.5-1 pour les informations sur les connexions des clous.
2. Les connexions SN1 et SN2 (8d) ne sont pas incluses en raison d'une pénétration insuffisante dans le chevron avec des lattes 2x.
3. Pour des espacements de lattes plus importants et des pressions de vent plus élevées, il est généralement plus efficace d'utiliser des lattes 25x100 (1x4) lorsque des connexions SN sont requises.
4. Les connexions par feuillard métallique (ST) peuvent être utilisées dans les zones de haute pression pour compléter ces connexions SN.

Notes:

Notes sur le processus de conception des lattes :

1. Une section de latte constante est généralement adoptée pour l'ensemble du bâtiment.
2. L'espacement des chevrons ou des fermes (donnant la portée des lattes) variera le long de la longueur du bâtiment (plus faible aux extrémités, plus élevé au milieu). Cela peut permettre de conserver un espacement constant des lattes le long du bâtiment, même si la pression du vent est plus forte aux extrémités.

3. Lorsque les lattes passent au-dessus des murs de toiture ou des murs latéraux, elles peuvent être supportées par des chevrons de débord ou des entretoises (voir les options de débords de toit dans les sections 1.5.6.9.1 et 1.5.6.9.
4. Les lattes doivent être placées près de la ligne de faîtière chaque côté pour réduire la portée des panneaux CGI en port-à-faux et pour soutenir la faîtière de couverture. De même, les toits en croupe ou en noue nécessitent des lattes supplémentaires adjacentes et parallèles à la croupe/noue pour soutenir les panneaux CGI et la faîtière de couverture.
5. Le type de fixation disponible peut influencer le choix de la section de la latte. La capacité en retrait des clous lisses est limitée pour les lattes plus épaisses et profondes de 50 mm (2") en raison de la pénétration réduite. Des portées réduites pour les lattes 2x4 sont fournies dans le tableau 1.5.6.9.5-4, limitées par la capacité de la connexion SN3-8 plutôt que par la résistance de la latte
6. L'utilisation de clous lisses (SN1-8) est déconseillée, car elle sollicite les clous en retrait sous l'effet des forces de succion du vent, et la capacité dépend de la qualité de la construction, des propriétés du matériau, de l'humidité et d'autres facteurs. Les clous à tige torsadée (TS) peuvent être utilisés à la place d'un clou lisse de taille comparable pour la même capacité de connexion mais avec une plus grande fiabilité..
7. Les clous à tige annelée (RS), les vis à bois (WS) ou les feuillards métalliques (ST) sont nécessaires pour développer une capacité de soulèvement suffisante pour les lattes 2x avec une portée/espacement élevé.
8. Les clous lisses peuvent être utilisés en cisaillement en utilisant l'une des deux connexions avec feuillard métallique (ST), soit la connexion par feuillard torsadé (Figure 1.5.6.9.5-1), soit la connexion feuillard+entretoise. Ces connexions par feuillard fonctionnent mieux avec des lattes plus grandes (par ex. 50 mm x 100 mm, 2" x 4") qui sont généralement utilisées pour des portées et des espacements plus importants.
 - a. Pour ST1, ST2 et ST3:
 - i. Feuillard torsadée de 20ga avec les clous ordinaires 8d à chaque extrémité.
 - ii. Des clous de 1,5" de longueur sont indiqués; voir la Section 1.5.6.9.2 pour les options permettant de réduire le dépassement de la pointe avec des clous plus longs.
 - b. Pour ST4, ST5 and ST6:
 - i. Utiliser un bloc 2x4 fixé sur le côté du chevron sous la latte pour toutes les dimensions de latte, avec le fil du bois orienté vers le haut.
 - ii. #B x clous ordinaires 10d indiqués au tableau pour les clous Bloc d'appoint-chevron. Maintenir une distance d'extrémité de 55 mm par rapport au bas de la cale. Réduire le nombre de clous si des fentes apparaissent. Le bloc peut être prolongé sous le chevron si nécessaire.
 - iii. Des feuillards métallique en U inversé de 20ga avec #A x clous ordinaires 10d indiqués au tableau (de préférence 38mm/1,5" de long) à chaque extrémité de la Feuillarde métalliques vers le bloc d'appoint 2x4. Maintenir une distance d'extrémité de 55 mm par rapport au haut du bloc d'appoint.
 - iv. Utiliser une connexion à feuillard métallique torsadée si la bloc d'appoint se fend.
 - c. Des chevrons 50x150 (2x6) peuvent être requis pour les fixations ST5 et ST6.

9. Les lattes continues sont prévues aux extrémités des prolongements de chevrons formant les débords de toit, juste en retrait des chevrons de périphérique:
 - a. Supporter les lattes sur les chevrons, pas sur le chevron d'extrémité.
 - b. Maintenir la distance d'extrémité requise entre les fixations de latte et l'extrémité du chevron, minimum 50 mm. Si nécessaire, déplacer la latte davantage vers l'intérieur.
 - c. Alternativement, augmenter la hauteur du chevron de périphérique (par ex. chevron de périphérique 50x150 avec chevrons 50x100) pour supporter directement la tôle ondulée (CGI). Cela nécessite d'augmenter la résistance des connexions chevron de périphérique vers chevron (conception d'ingénierie).
10. Des lattes de périphérique continues sont prévues directement au-dessus des chevrons de périphérique au niveau du mur de toiture extérieur pour les options de débord de toit 1 et 2.
 - a. Les lattes de périphérique sont perpendiculaires aux lattes régulières et sont connectées directement au chevron de périphérique du mur de toiture.
 - b. Utiliser la même connexion latte-chevron (SN, RS ou WS) spécifiée le long du mur latéral, mais répartie uniformément le long de la latte. Prévoir des fixations supplémentaires aux extrémités et aux jonctions des lattes.
 - I. Il n'existe pas de connexion ST équivalente, conception d'ingénierie requise.
 - c. Biseauter les lattes en plan aux angles du bâtiment et connecter avec des « Clouage en biais » horizontaux.
 - I. 50x100 et 50x75 : 1x16d boîte ou ordinaire de chaque côté
 - II. 50x50 : 1x10d boîte ou ordinaire de chaque côté
 - III. 25x100 : Prévoir une contrevente diagonale plate 50x100 à chaque angle du bâtiment sous les lattes avec 2-8d clous ordinaires à chaque extrémité.
 - d. Alternativement, augmenter la hauteur du chevron de périphérique (par ex. chevron de périphérique 50x150 avec chevrons 50x100) pour supporter directement le CGI. Cela nécessite d'augmenter la résistance des connexions chevron de périphérique vers chevron (conception d'ingénierie).
11. Pour les options de débord de toit 1, 2 et 4, les lattes sont supportées par des chevrons de débord ou des entretoises, et s'arrêtent avant les lattes de rive.
 - a. Lorsque les lattes sont connectées uniquement aux chevrons de débord, utiliser la même connexion latte-chevron (SN, RS ou WS).
 - b. Lorsque les lattes sont connectées aux entretoises, utiliser le même nombre et type de connecteur que pour connexion latte-chevron, mais répartir les connecteurs uniformément sur la longueur de la latte.

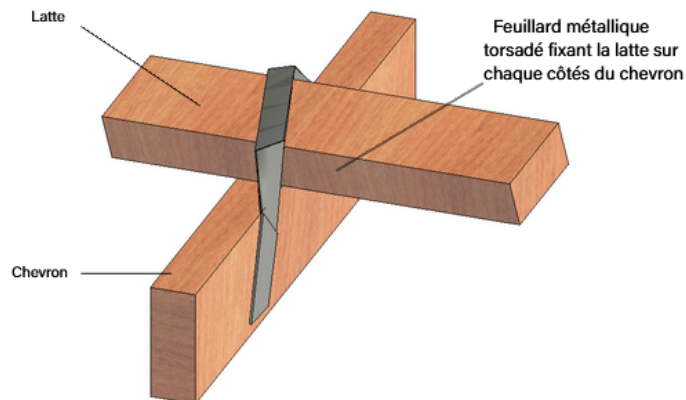


Figure 1.5.6.9.5-1 Connexion latte-chevron par feuillard métallique ST1-3

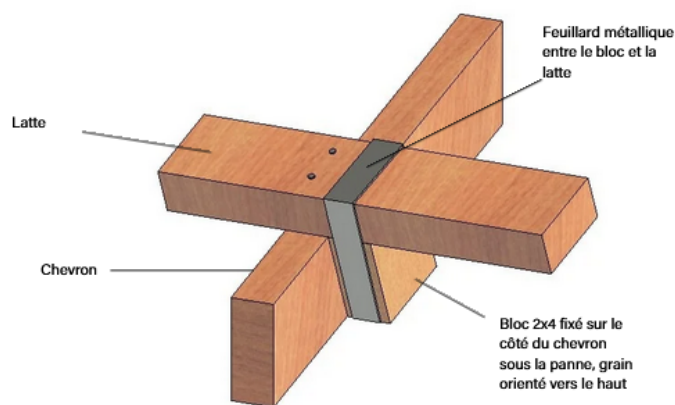


Figure 1.5.6.9.5-2 Connexion latte-chevron par bloc + feuillard métallique en U ST4-6

1.5.6.9.6 Chevrons

Cette section indique les portées maximales des chevrons pour les toitures légères y compris les patios. Deux vérifications doivent être effectuées (1) Charge permanente minimale et soulèvement maximal dû au vent (combinaison de charges ASD $0,6D + 1,0W$) et (2) Charge de gravité (combinaison de charges ASD $D + L$). Ces deux vérifications sont intégrées dans la procédure suivante.

Les tableaux de portée sont utilisés différemment selon le type de toiture (en appentis, à pignon, et à croupe) et selon que les chevrons sont parallèles à la pente du toit (avec lattes) ou perpendiculaires à la pente (sans lattes, en appentis et à pignon seulement).

Il est à noter que les portées des chevrons sont mesurées horizontalement, et non selon la longueur inclinée lorsque la toiture est en pente. Toutefois, sur les plans de construction, l'espacement est généralement mesuré le long de la pente inclinée, par exemple la distance entre les lattes.

Pour utiliser les tableaux de portée :

1. Sélectionner la configuration des chevrons parallèles à la pente (avec lattes) ou perpendiculaires à la pente (sans lattes).

- a. Les chevrons dans les toitures en croupe doivent être parallèles à la pente.

Ces dispositions présument que des fermes supportent les poutres d'arêtier et la toiture entre les extrémités de l'arêtier. Une planche faîtière + chevrons peut être utilisée entre les fermes supportant l'arêtier, mais la conception de la planche faîtière aux fermes de support de l'arêtier nécessite une conception technique.

2. Déterminer les portées horizontales requises des chevrons.

- a. La portée libre entre les murs est permise à condition que les chevrons soient continuellement supportés sur les murs (béton ou mortier), que les connexions de feuillards métalliques soient installées de manière serrée, et que les feuillards métalliques des chevrons soient conformes à la Figure 1.5.6.9.8-12. Pour les toitures à pignon avec chevrons parallèles à la pente, la portée du chevron est définie comme la portée libre entre le mur et la planche faîtière. (Notez que les dimensions d'axe en axe sont utilisées dans d'autres cas, par exemple pour l'emplacement des chevrons et les mesures des zones de toiture).

3. Déterminer l'extension requise des chevrons pour les dimensions des rives

- a. Pour les toitures en appentis et à pignon, cela s'applique aux murs latéraux pour les chevrons parallèles et aux murs de toiture pour les chevrons perpendiculaires.
 - b. Pour les toitures en croupe, cela s'applique à tous les murs latéraux.
 - c. Les rives peuvent avoir des longueurs différentes de chaque côté. Par exemple, des rives plus longues peuvent être appropriées du côté haut d'une toiture en appentis.

4. Déterminer les emplacements des jonctions de chevrons (aux murs).

5. Sélectionner l'option de configuration des rives. Voir 1.5.6.9.1.

6. En utilisant les tableaux de portée des chevrons, déterminer la dimension et l'espacement requis des chevrons dans la Zone de Toiture 2 pour le nombre des niveaux, la Catégorie d'Exposition et la portée horizontale requise.

- a. Les portées horizontales maximales sont fournies dans les Tableaux 1.5.6.9.6-1, 2 et 3 pour les chevrons en Southern Pine #2 de dimensions nominales de 50x100 et 50x150 (2x4 et 2x6), pour des bâtiments d'un, deux et trois niveaux situés dans des sites d'Exposition B, C et D respectivement.

- b. Les portées pour des essences, qualités et dimensions supplémentaires sont fournies à l'Annexe 5.

- c. Les tableaux de portée des chevrons sont pour une pente de 25 % (3:12, 14°) et pour un critère de flèche de portée/180, convenant lorsqu'il n'y a pas de plafond supporté ou de finitions. Le Tableau 1.5.6.9.6-4 présente des facteurs d'ajustement de portée pour différentes pentes de toit et pour des critères de flèche de portée/240 et portée/360.

- d. Il est permis d'extrapoler sur l'espacement de la Zone 2 pour la portée réelle requise. Si l'espacement de la Zone 2 est ajusté, les valeurs correspondantes des Zones 1 et 3 sont respectivement 1.33 et 0.8 fois les valeurs de la Zone 2.

- e. Il peut être utile de vérifier la portée horizontale maximale pour la charge permanente + charge d'exploitation à ce stade.
7. Déterminer les dimensions des Zones de Pression de Toiture comme indiqué dans les Figures 1.5.6.8-1, 2 et 3. Déterminer la dimension 'a' et la largeur de la bande de pression plus élevée (zones 2 et 3) autour du périmètre du bâtiment et le long des faîtes.
 - a. Noter que 'a' est mesuré horizontalement depuis le bord de la toiture, et non depuis le bord du bâtiment. La largeur de la zone de pression plus élevée affectant la portée/l'espacement des chevrons est réduite par les rives.
8. Déterminer les espacements des chevrons pour les chevrons dans différentes Zones de Pression de Toiture. La plupart des chevrons s'étendent sur plus d'une zone de Toiture. Utiliser l'une des méthodes ci-dessous pour déterminer l'espacement :
 - a. La zone la plus défavorable prévaut :

Utiliser l'espacement pour la zone la plus élevée que le chevron occupe, par exemple Zone 3 pour un chevron dans les Zones 2 et 3.
 - b. Estimation visuelle :

Estimer visuellement l'étendue du chevron dans chaque zone au 25 % près, de manière conservatrice. Utiliser le Tableau 1.5.6.9.6-3A pour déterminer l'espacement.
 - I. Zone 1,25 = 75 % du chevron est dans la Zone 1, 25 % dans la Zone 2.
 - II. Zone 2,75 = 25 % du chevron est dans la Zone 2, 75 % dans la Zone 3.
 - c. Ratios réels :

Déterminer la longueur réelle du chevron dans chaque zone et utiliser les ratios pour déterminer l'espacement applicable du chevron.
9. Vérifier les portées horizontales des chevrons pour charge permanente + charge d'exploitation.
 - a. Déterminer les portées maximales des chevrons pour les charges permanentes et d'exploitations pour les espacements sélectionnés en utilisant le Tableau 1.5.6.9.6-5A ou 5B.
 - b. La portée maximale pour charge permanente + charge d'exploitation doit dépasser la portée pour charge de vent dans tous les cas.
10. Corrections de portée et d'espacement :
 - a. Pour les chevrons parallèles à la pente, corriger les portées horizontales pour la pente de toit en utilisant le Tableau 1.5.6.9.6-4.
 - b. Pour les chevrons perpendiculaires à la pente :
 - I. Utiliser les facteurs du Tableau 1.5.6.9.6-4 pour corriger les portées pour une pente nulle.
 - II. Convertir les espacements horizontaux en espacement réel mesuré le long de la pente du toit en utilisant le facteur du Tableau 1.5.6.9.6-3 (facteur = $1/\cos(\text{pente})$).
11. Vérifier les portées et espacements finaux des chevrons :
 - a. Fonctionnent-ils avec l'option des rives sélectionnée à l'Étape 5 ?

- b. Y a-t-il de la place pour la poteau de support du mur de toiture lorsqu'elle est présente ?
- c. Les chevrons s'alignent-ils au jonction du mur intérieur ?
- d. Y a-t-il de la place pour les chevrons de débord ou le blocage d'appoint pouvant supporter les rives requises ?

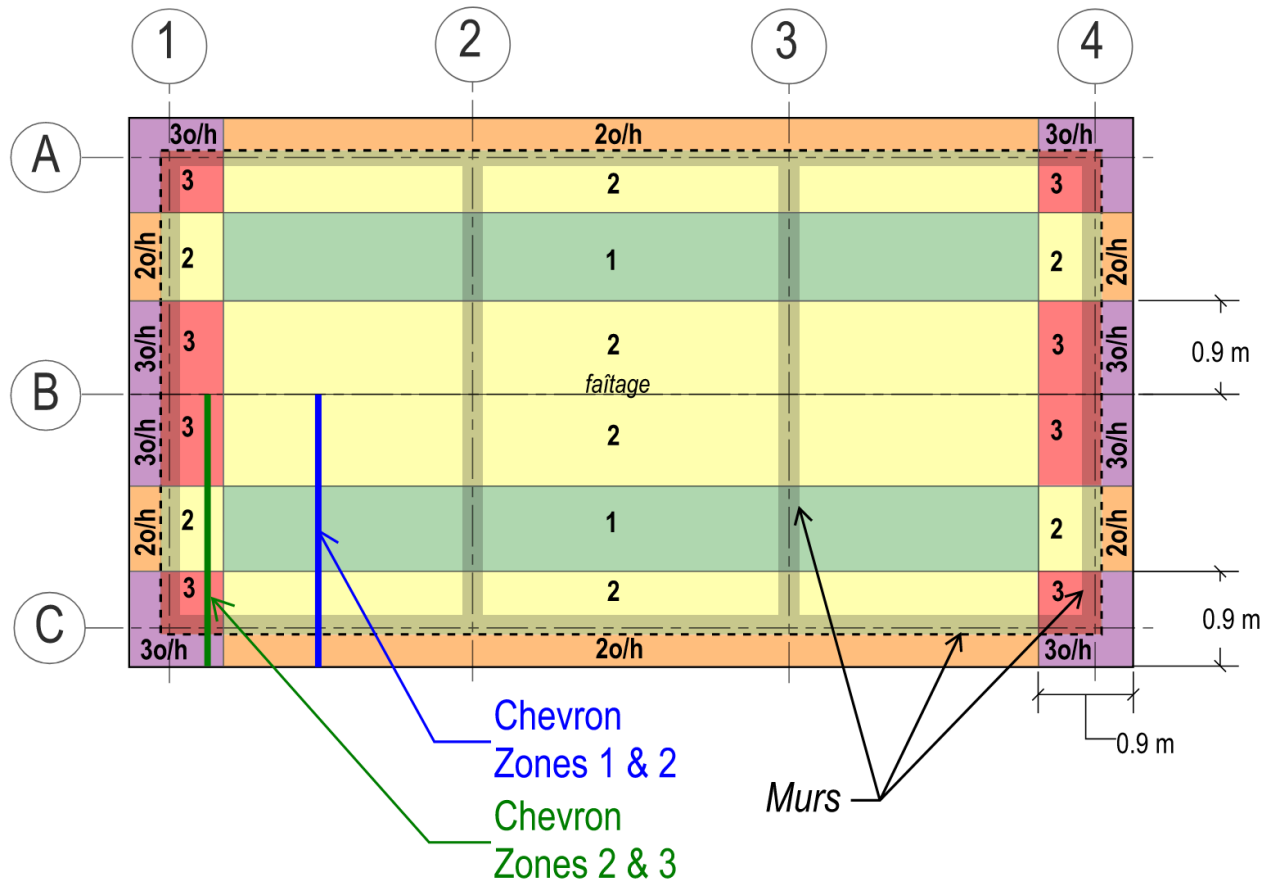


Figure 1.5.6.9.6.1-1 Plan montrant un exemple de toit à pignon avec des chevrons parallèles à la pente et les zones de pression du toit.

Note : Il existe deux types de chevrons différents. Les chevrons intérieurs se croisent entre les zones 1 et 2. Les chevrons situés près des murs de toiture extérieurs se croisent entre les zones 2 et 3. Noter que les zones 2o/h et 3o/h n'ont pas besoin d'être prises en compte dans la conception des chevrons.

Tableau 1.5.6.9.6-1 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition B
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture
Portée libre en mètres - Pente 25% 3:12 (14°)

Esp. Un niveau	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	3.24	3.04	2.97	2.74	2.55	2.23	5.61	5.27	5.10	4.67	4.34	3.78
400	2.91	2.73	2.68	2.46	2.28	1.98	5.00	4.67	4.52	4.17	3.85	3.31
480	2.72	2.54	2.47	2.27	2.12	1.78	4.64	4.33	4.20	3.86	3.59	2.92
600	2.49	2.35	2.30	2.08	1.89	1.56	4.25	3.99	3.86	3.54	3.14	2.54

Esp. Deux niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	3.09	2.92	2.84	2.58	2.44	2.13	5.32	5.02	4.86	4.38	4.13	3.60
400	2.78	2.61	2.56	2.31	2.18	1.85	4.73	4.46	4.33	3.91	3.68	3.07
480	2.58	2.44	2.36	2.14	2.02	1.66	4.40	4.14	4.01	3.59	3.36	2.73
600	2.39	2.25	2.18	1.91	1.77	1.45	4.03	3.80	3.68	3.21	2.92	2.37

Esp. Trois niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.97	2.82	2.74	2.45	2.35	2.06	5.10	4.83	4.67	4.16	3.97	3.46
400	2.68	2.52	2.46	2.19	2.10	1.74	4.52	4.29	4.17	3.70	3.55	2.88
480	2.47	2.35	2.27	2.03	1.94	1.57	4.20	4.00	3.86	3.38	3.17	2.58
600	2.30	2.17	2.08	1.78	1.66	1.37	3.86	3.66	3.54	2.95	2.75	2.25

Tableau 1.5.6.9.6-2 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition C
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% 3:12 (14°)

Esp. Un Étage	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.79	2.63	2.56	2.35	2.19	1.88	4.76	4.47	4.34	4.02	3.69	3.08
400	2.50	2.35	2.30	2.10	1.94	1.57	4.26	3.99	3.87	3.54	3.19	2.56
480	2.32	2.21	2.13	1.91	1.70	1.39	3.94	3.71	3.61	3.20	2.83	2.28
600	2.13	1.99	1.90	1.68	1.51	1.23	3.60	3.33	3.17	2.79	2.46	2.01

Esp. Deux niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.70	2.55	2.47	2.28	2.12	1.78	4.60	4.34	4.23	3.87	3.57	2.92
400	2.42	2.30	2.22	2.03	1.85	1.49	4.11	3.86	3.74	3.40	3.02	2.44
480	2.26	2.13	2.05	1.82	1.63	1.33	3.81	3.59	3.45	3.04	2.70	2.18
600	2.05	1.90	1.81	1.60	1.43	1.18	3.45	3.16	3.01	2.65	2.33	1.91

Esp. Trois niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.63	2.48	2.40	2.23	2.07	1.70	4.47	4.23	4.14	3.76	3.47	2.80
400	2.35	2.25	2.15	1.98	1.77	1.43	3.99	3.75	3.64	3.28	2.89	2.35
480	2.21	2.07	1.99	1.75	1.56	1.29	3.71	3.49	3.33	2.92	2.59	2.09
600	1.99	1.82	1.74	1.54	1.38	1.13	3.33	3.03	2.89	2.54	2.24	1.84

1.

Tableau 1.5.6.9.6-3 Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un, deux et de trois niveaux dans les sites d'exposition D
Limite de déflexion = L/180 Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres Pente 25% 3:12 (14°)

Esp. Un Étage	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.60	2.43	2.37	2.20	2.02	1.65	4.41	4.18	4.06	3.69	3.39	2.72
400	2.32	2.19	2.12	1.95	1.71	1.39	3.94	3.69	3.58	3.19	2.80	2.31
480	2.16	2.03	1.94	1.70	1.52	1.26	3.66	3.39	3.24	2.84	2.52	2.03
600	1.94	1.78	1.70	1.51	1.34	1.11	3.25	2.95	2.83	2.46	2.18	1.78

Esp. Deux niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.53	2.38	2.31	2.13	1.96	1.60	4.31	4.06	3.93	3.59	3.24	2.62
400	2.28	2.13	2.06	1.86	1.64	1.34	3.83	3.59	3.46	3.05	2.68	2.21
480	2.11	1.95	1.86	1.64	1.46	1.22	3.56	3.26	3.11	2.72	2.40	1.95
600	1.87	1.71	1.63	1.45	1.29	1.07	3.12	2.84	2.71	2.35	2.09	1.71

Esp. Trois niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.47	2.33	2.27	2.09	1.90	1.57	4.23	3.97	3.82	3.50	3.12	2.53
400	2.24	2.08	2.02	1.80	1.59	1.30	3.75	3.50	3.37	2.93	2.59	2.13
480	2.07	1.88	1.80	1.59	1.40	1.19	3.48	3.15	3.00	2.63	2.31	1.88
600	1.82	1.65	1.58	1.40	1.25	1.04	3.02	2.75	2.63	2.27	2.03	1.65

Notes relatives aux Tableaux 1.5.6.9.6-1, 2 et 3 :

1. Les portées des chevrons ont été adaptées à partir du tableau 3.26M du WFCM 2018, avec les modifications décrites à l'annexe 5.
2. Les chevrons sont en pin du Sud n° 2, les dimensions sont nominales. Voir l'Annexe 5 pour d'autres essences, qualités et dimensions. Les chevrons d'une profondeur supérieure à 50x150 (2x6) peuvent nécessiter un blocage et un contreventement supplémentaires pour assurer leur stabilité.

3. Ces dispositions s'appliquent aux chevrons qui ne dépassent pas 4,5 m de l'axe des murs. Les portées supérieures ne sont données qu'à titre indicatif.
4. Les chevrons doivent également être vérifiés en termes de portée et d'espacement sous la charge permanente + d'exploitation, qui peut être déterminante.
5. Interpolation autorisée sur la portée pour les vitesses de vent et les espacements intermédiaires.
6. Le critère de déflexion est $L/180$ et la pente est de 3:12 (25 % ou 14°). Voir le Tableau 1.5.6.9.6-4 pour ajuster à $L/240$ et $L/360$ et pour d'autres pentes.
7. Les vitesses du vent sont celles de l'exposition C à 10 m de hauteur.

Tableau 1.5.6.9.6-3A : Interpolation de la zone et de l'espacement des chevrons

Zone Toit. 1	1.25 75% Zone 1 25% Zone 2	1.5 50% Zone 1 50% Zone 2	1.75 25% Zone 1 75% Zone 2	Zone Toit. 2	2.25 75% Zone 2 25% Zone 3	2.5 50% Zone 2 50% Zone 3	2.75 25% Zone 2 75% Zone 3	Zone Toit. 3
400	375	350	325	300	285	270	255	240
533	500	467	433	400	380	360	340	320
640	600	560	520	480	456	432	408	384
800	750	700	650	600	570	540	510	480

Remarques :

Pour les valeurs d'espacement de la zone 2 non indiquées, l'espacement de la zone 3 correspond à 80 % de l'espacement de la zone 2 et l'espacement de la zone 1 correspond à 133 % de l'espacement de la zone 2.

Table 1.5.6.9.6-3B Ajustement de l'espacement des chevrons pour la pente du pignon

Pente	1.5:12	2:12	3:12	4:12	5:12	6:12	7:12	8:12	10:12	12:12
Pente (%)	12.5%	16.7%	25.0%	33.3%	41.7%	50.0%	58.3%	66.7%	83.3%	100%
Pente (degrés)	7.1°	9.5°	14.0°	18.4°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	39.8°	45°
Facteur 1/cos(Pente°)	1.01	1.01	1.03	1.05	1.08	1.12	1.16	1.20	1.30	1.41

Les portées des chevrons indiquées dans les tableaux 1.5.6.9.6-1, 2 et 3 sont basées sur une pente de toit de 3:12 (14°) et une limite de déflexion L/180. Pour d'autres pentes de toit et d'autres critères de déflexion, multiplier les valeurs du tableau par les ajustements du tableau 1.5.6.9.6-4.

Tableau 1.5.6.9.6-4 Facteurs d'ajustement pour les portées de chevrons limitées par le vent

Limite de déflexion	Pente du toit												
	Plat	12.5 %	16.7 %	25.0 %	33.3 %	41.7 %	50.0 %	58.3 %	66.7 %	75.0 %	83.3 %	91.7 %	100%
	0:12	1.5:12	2:12	3:12	4:12	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
	0°	7.1°	9.5°	14.0°	18.4°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°
L/180	1.03	1.03	1.02	1.00	0.98	0.95	0.93	1.10	1.06	1.02	0.98	0.94	0.90
L/240	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.90	0.98	0.95	0.91	0.87	0.84	0.80
L/360	0.87	0.87	0.86	0.86	0.84	0.81	0.78	0.83	0.79	0.77	0.73	0.70	0.68

Notes :

1. Les valeurs à plat ne sont applicables que pour les chevrons perpendiculaires à la pente. Les pentes de chevrons <7,1° pour les chevrons parallèles à la pente ne sont pas permises.

Tableaux de portée des chevrons pour charges mortes et charges vives

Le tableau 1.5.6.9.6-5A fournit les portées maximales en supposant une charge permanente de 0,5 kPa (10 psf) et une charge d'exploitation de 1,0 kPa (20 psf) avec un critère de portée/180 pour la flèche sous charge d'exploitation.

Ces portées peuvent prévaloir sur celles des tableaux 1.5.6.9.6-1 à 3. Toutefois, les charges permanentes réelles sont généralement inférieures à 0,5 kPa, et il peut être possible d'envisager un critère de charge d'exploitation réduit (portée/120). Le tableau 1.5.6.9.6-5B fournit les portées des chevrons en supposant une charge permanente de 0,3 kPa (6 psf) et une charge d'exploitation de 1,0 kPa (20 psf) avec un critère de portée/120 pour la flèche sous charge d'exploitation. Le critère de portée/120 est une dérogation au IBC 2021 qui peut être adoptée à la discrétion de l'ingénieur. Si le critère inférieur est adopté, l'ingénieur peut souhaiter considérer les questions de fonctionnalité telles que :

1. Résistance et flèche des chevrons dues à une seule personne au milieu de la portée (charge ponctuelle d'environ 90 kg). Ceci est plus important pour les toits sans lattes permettant de redistribuer les charges verticales sur plusieurs chevrons.
2. Affaissement des chevrons et risque d'accumulation d'eau sous charge en service (G+0,5Q) pour les toitures à faible pente.

Tableau 1.5.6.9.6-5-A Portées maximales des chevrons pour les charges permanentes de 0,5 kPa et les charges d'exploitation de + 1,0 kPa (portée/180)

Espacement des chevrons	Taille et portée			
	50 x 100	50 x 150	50 x 200	50 x 250
200	3.86	5.83	7.35	8.76
300	3.15	4.75	6.00	7.14
400	2.73	4.10	5.19	6.17
475	2.51	3.76	4.77	5.65
600	2.23	3.34	4.24	5.02
800	1.93	2.89	3.67	4.34

Tableau 1.5.6.9.6-5-B Portées maximales des chevrons pour les charges permanentes de 0,3 kPa et les charges d'exploitation de + 1,0 kPa (portée/120)

Espacement des chevrons	Taille et portée			
	50 x 100	50 x 150	50 x 200	50 x 250
200	4.16	6.54	8.62	8.80
300	3.42	5.38	7.09	8.80
400	2.97	4.66	6.14	7.81

480	2.71	4.25	5.61	7.15
600	2.42	3.81	5.02	6.40
800	1.96	3.07	4.05	5.17

Les portées des chevrons indiquées dans les tableaux 1.5.6.9.6-5-A s'appliquent à des pentes de toit allant jusqu'à 33.3%(4:12 18,4°). Pour des pentes de toit plus raides, multiplier les valeurs tabulées par les ajustements du tableau 1.5.6.9.6-7. Le facteur d'ajustement est de 1,0 pour les chevrons plats perpendiculaires à la pente.

Tableau 1.5.6.9.6-6 Facteurs d'ajustement pour les portées des chevrons sous charge permanente et d'exploitation en fonction de la pente

Limite de déflexion	Pente du toit								
	0%	41.7%	50.0%	58.3%	66.7%	75.0%	83.3%	91.7%	100%
	Plat	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
	0°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°
L/180	1.00	1.02	1.04	1.05	1.07	1.10	1.12	1.14	1.17

Notes:

1. Noter que les pentes de chevrons <7,1° pour les chevrons parallèles à la pente ne sont pas autorisées.

Retenue des chevrons (contreventement latéral)

Les chevrons doivent être retenus contre la rotation pour empêcher le flambage latéral de torsion, en particulier pour les grandes dimensions (2x8 et plus). Le flambage peut se produire sous l'effet de charges descendantes (partie supérieure en compression) ou ascendantes (partie inférieure en compression). La retenue est assurée par :

- Les chevrons de rive aux extrémités des chevrons.
- La ligne de faîtage ou l'arêtier (le cas échéant).
- Chevrons de débord (fonction de blocage).
- La connexion de la bande en V à l'anneau ou à la poutre métallique à chaque extrémité, à condition qu'elles soient installées de manière étanche. La jonction des chevrons au niveau de la connexion murale offre une meilleure retenue en raison du blocage nécessaire.
- Les pannes assurent la retenue des chevrons dans la configuration parallèle à la pente, mais le CGI est moins efficace pour les chevrons perpendiculaires à la pente.
- Les plafonds fixés à la sous-face des chevrons offrent une bonne retenue, mais ne sont généralement pas présents.

Les exigences en matière de contreventement latéral décrites ici s'ajoutent au blocage spécifié pour le soutien des avant-toits ou pour le transfert des charges sismiques/du vent entre le toit et les murs.

En l'absence d'une évaluation plus détaillée, la retenue latérale des chevrons doit être assurée par un blocage solide continu entre les chevrons (de la même taille que les chevrons), comme décrit dans le

tableau 1.5.6.9.6-7. Les pièces de blocage alternées peuvent être légèrement décalées pour permettre le clouage en bout au lieu du clouage en bout. Se référer à la section 1.5.6.9.2 pour le clouage requis.

Tableau 1.5.6.9.6-7 Exigences relatives à la retenue latérale des chevrons

Taille des chevrons	Espacement des blocages
50x100	Aucun
50x150	Blocage au centre de 1,8 m

Notes :

1. Voir la SDN 2018 ou l'IRC 2021 pour les exigences relatives aux tailles de chevrons supérieures à 50x200.

1.5.6.9.7 Chevrons de débord et chevrons de rive

Dans les toits à pignon et monopentes, les débords de toit sont formés à l'aide de chevrons (option de débord de toit 1) ou à l'aide d'un chevron sur la toiture plus un blocage sur un ou les deux côtés (options de débord de toit 2, 3 et 4). Les bandes en V résistent aux forces de soulèvement du vent, mais sont également utilisées pour relier le toit aux murs pour les forces latérales du vent et les forces sismiques.

Par conséquent, des chevrons ou des blocages sont nécessaires sur les murs pignons intérieurs et extérieurs pour les chevrons ou les fermes parallèles à la pente (voir section 1.5.6.9.1 figures 1.5.6.9.1-1 à 7), ainsi que sur les murs latéraux dans le cas correspondant où les chevrons sont perpendiculaires à la pente (voir section 1.5.6.9.1 figure 1.5.6.9.1-8).

Les liaisons chevron-mur sont traitées dans la section 1.5.6.9.8, de manière similaire à celle utilisée pour les liaisons chevron-mur. Se référer à la section 1.5.6.9.8 pour le clouage type requis du chevron de débord au chevron/chevron de rive/ferme.

Voir la figure 1.5.6.8-1 pour un plan indiquant les définitions de l'espacement et des portées pour les chevrons de débord et les chevrons de périphérie .

Pour utiliser les tableaux de portées :

1. A l'aide du plan de toiture et de la section 1.5.6.7, déterminer les zones de pression du vent (Zones) pour les composants suivants :
 - a. Chevrons de débord : Nécessaires pour les toitures à pignon et en appentis uniquement pour l'option 1 des avant-toits. La portée requise dépend de la présence ou non d'un blocage entre les chevrons (option 1, 2 ou 3 de la section 1.5.6.9.1). La conception des chevrons de débord et le premier chevron intérieur La conception des chevrons de débord est régie par la zone de toiture 2o/h ou 3o/h..
 - b. Chevrons de débord intérieurs : Lorsque les chevrons sont parallèles à la pente pour les toitures à pignon et en appentis, des chevrons de débord sont nécessaires sur les murs de toiture intérieur triangulaire , sauf si un chevron est prévu au-dessus du mur de toiture. La conception des chevrons de débord intérieurs est régie par les zones de toiture 1, 2 ou 3.

- c. Chevrons de rive : Ils s'étendent entre les extrémités des chevrons ou des chevrons de débord extérieurs et se rejoignent aux angles du bâtiment. La pression applicable est celle de la zone 3o/h.
2. Sélectionner la taille et l'espacement qui répondent à l'exigence de portée pour la zone de toiture applicable dans le tableau 1.5.6.9.7. :
- a. Chevrons extérieurs : Elles soutiennent les avant-toits pour les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges de vent, et transfèrent également les forces d'inertie latérales dues au vent et aux séismes du toit vers les murs. La portée requise est la distance horizontale entre le bord et le premier chevron. La portée chevron extérieurs correspond à la distance horizontale entre la face extérieure du chevron de périphérique et l'axe du premier chevron intérieur et ne doit pas dépasser les portées maximales indiquées dans le tableau 1.5.6.9.7-1.
- Les chevrons de débord sont normalement de la même taille que les chevrons afin de simplifier les connexions et d'éliminer les cales.
 - Le premier chevron est toujours situé à l'angle du bâtiment, et un chevron est requis sous chaque latte lorsqu'il y en a une.
 - En l'absence de lattes (chevrons perpendiculaires à la pente), l'espacement entre chevrons de débord est réglable et ne doit pas dépasser 1,2 m.
- b. Chevrons de débord : Semblables aux chevrons de débord. La portée requise est la distance horizontale entre le bord et le premier chevron (voir chevrons intérieurs).
- Elles peuvent éventuellement être conçues pour des pressions plus faibles et un espacement différent, à moins qu'elles ne doivent supporter des lattes.
 - Lorsqu'il n'y a pas de pannes ou qu'il n'est pas nécessaire de soutenir les chevrons de débord, l'espacement des chevrons de débord est réglable, sans dépasser 1,2 m.
- c. Chevrons de rive : La portée critique des chevrons de rive se situe généralement à l'angle du bâtiment. La portée du chevron de rive est le double de la portée du chevron de débord. L'espacement du chevron de rive est la moitié de la longueur de l'avant-toit et les pressions de 3o/h s'appliquent La portée est le double de la portée du plus long des deux porte-à-faux d'angle.

Tableau 1.5.6.9.11-1 Portées maximales des chevrons de débord et des chevrons de rive pour des pressions de vent de 3,0, 5,0 et 9,0 kPa

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
Espacement (m)	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

Notes :

- Les capacités de portée sont pour une hypothèse de portée simple.

Exigences supplémentaires pour les chevrons de rive et les lattes de rive parallèles aux murs latéraux des toitures à pignon et en appentis :

1. Les chevrons de rive sont généralement orthogonaux à la pente des chevrons pour correspondre à la hauteur du chevron. Cependant, ils peuvent devoir être orientés verticalement pour supporter une gouttière (si présente). Cela peut nécessiter un chevron de rive plus profond pour protéger les extrémités des chevrons, ou le parement de la sous-face du chevron pour éliminer la partie de bois de bout exposée. Se référer aux spécifications des fabricants pour les exigences d'installation des gouttières
2. Trois options sont possibles pour la configuration et la connexion des lattes de rive :
 - a. Les lattes de rive peuvent être supportées sur les chevrons en retrait (>50 mm) du chevron de rive. C'est le meilleur cheminement de charge de la latte de rive au chevron, mais vérifier que le CGI peut être en porte-à-faux suffisant au bord. De plus, pour l'Option d'Avant-toit 1, la latte de rive nécessitera un support vertical provenant d'un blocage ajouté en dessous.
 - b. Il est possible de supporter la latte de rive sur le chevron de rive, mais cela nécessite un clouage bout à bout et/ou en biais supplémentaire (conception technique) entre le chevron de rive et le chevron pour transmettre les forces de soulèvement au vent. Cela peut résulter en une connexion compliquée selon la dimension de la latte.
 - c. Si le chevron de rive peut être plus profond que le chevron (par exemple 2x6 versus 2x4), alors le chevron de rive peut supporter directement le CGI en éliminant entièrement la latte de rive. Cela nécessite tout de même un clouage bout à bout et/ou en biais supplémentaire (conception technique) du chevron de rive au chevron.
3. Jonction les lattes de rive de manière similaire aux lattes intérieures typiques, c'est-à-dire à mi-chemin entre les chevrons supportées par un blocage ou un chevron de débord ou un chevron de rive en dessous.
4. For all cases, edge purlins will meet at building corners. The connecting purlins should be bevelled (cut at 45° in plan) to eliminate exposed end-grain, and the purlins nailed together.
5. Dans tous les cas, les lattes de rive se rencontrent aux coins du bâtiment. La connexion des lattes doit être biseautée (coupées à 45° dans le plan) afin d'éliminer les extrémités exposées, et les lattes clouées ensemble.
6. Voir les exigences de connexion supplémentaires à la Section 1.5.6.9.8.

1.5.6.9.8 Connexions des chevrons, des chevrons de débord, des chevrons de croupe et des planches faîtières

Ces éléments doivent être raccordés à chaque poutre de rive ou de pignon qu'ils traversent à l'aide de sangles métalliques en V coulées dans les poutres et clouées sur chaque face latérale de l'élément raccordé. Les clous des feuillards sont d'abord placés sur les côtés de l'élément, puis sur le dessus et le côté opposé si nécessaire.

La poutre porteuse peut être à deux ou quatre barres, mais l'assemblage est similaire dans les deux cas. Notez que les poutres de toiture à deux barres nécessitent un renforcement vertical supplémentaire dans le mur de toiture afin de réduire la portée de la poutre de toiture pour les charges de soulèvement du vent (voir section 1.5.4.9.3).

Les connexions entre les chevrons et les planches faîtières sont présentées séparément et les connexions pour les toits en croupe sont décrites dans les sections 1.5.6.9.11.

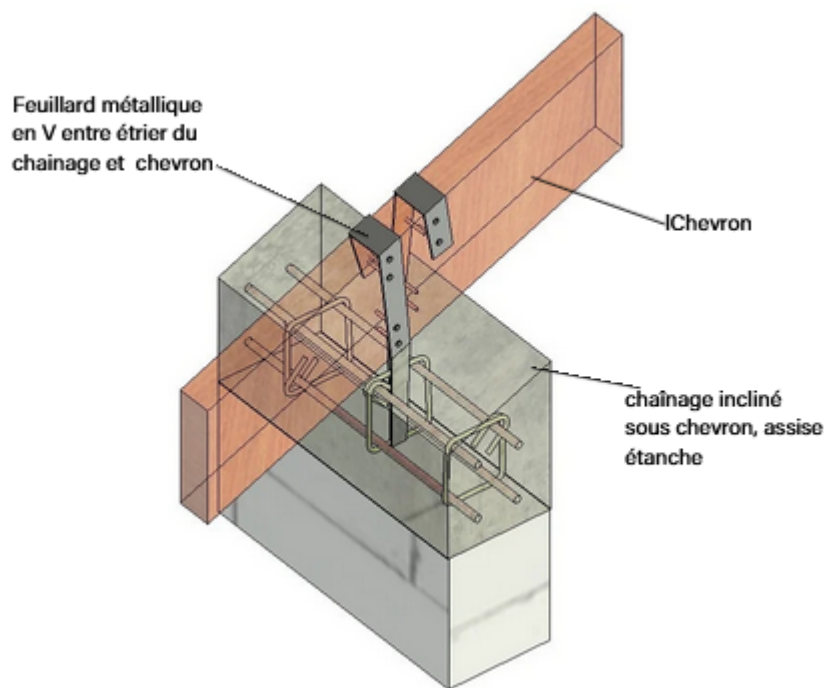


Figure 1.5.6.9.8-1 Raccordement perpendiculaire d'un chevron ou d'un chevron de à une poutre (4 barres, incliné, 3D)

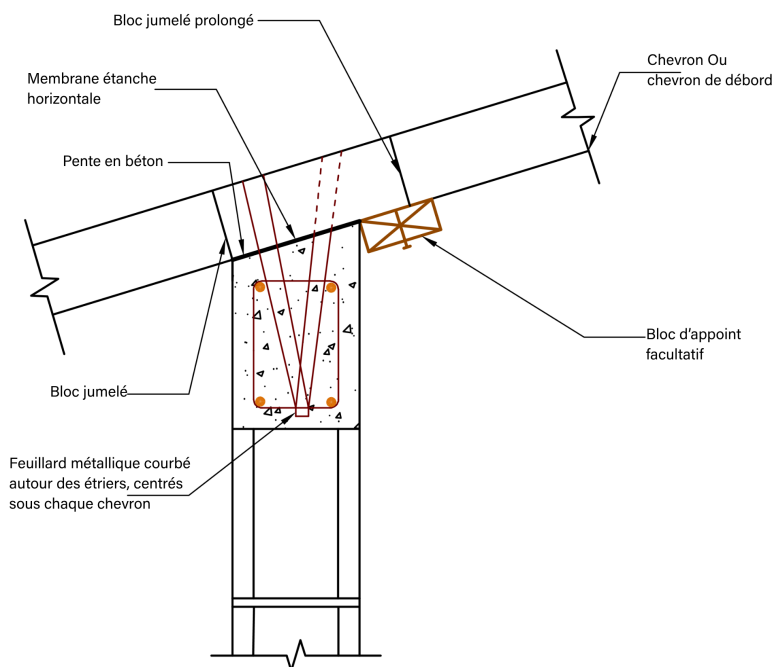


Figure 1.5.6.9.8-2 Connexion perpendiculaire à la poutre (4 barres, inclinée, 2D)

Le bloc de chevrons illustré à la figure 1.5.6.9.8-2 s'applique aux toits à pignon où les chevrons sont parallèles à la pente et soutenus par une planche faîtière. Sous l'effet des charges gravitaires (permanentes + exploitations), il existe une réaction horizontale vers l'extérieur aux extrémités des chevrons qui doit être supportée par le chaînage supérieur. C'est la raison pour laquelle une pente minimale est requise pour les toits à pignon soutenus par des planches faîtières.

Prévoir un bloc continu (portée minimale = deux chevrons) de 2 x 4 cloué sous les chevrons comme illustré, en utilisant des clous à boîte ou des clous ordinaires de 3 x 16 d par connexion. Maintenir une connexion solide entre le bloc et le chaînage supérieur. Inclinez la surface supérieure du chaînage supérieur afin d'assurer un soutien continu aux chevrons.

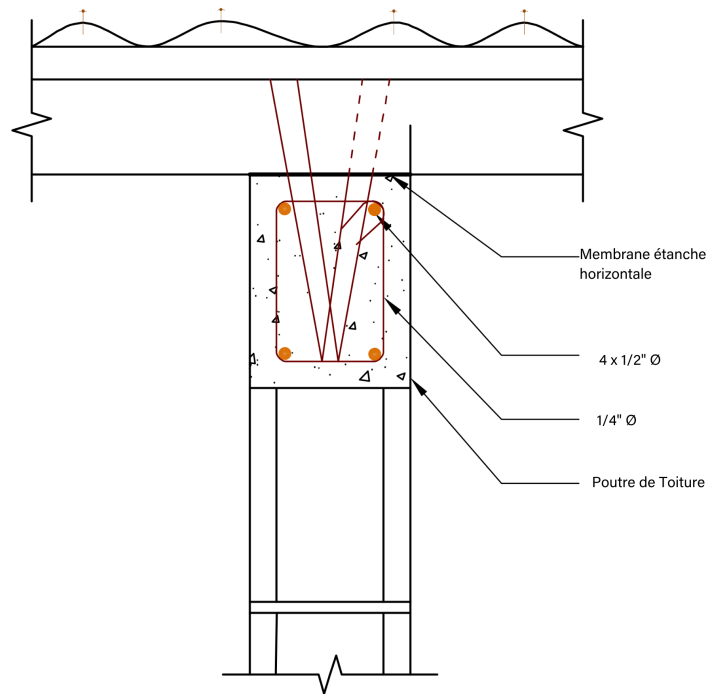


Figure 1.5.6.9.8-3 Connexion perpendiculaire à la poutre (4 barres, plates, 2D)

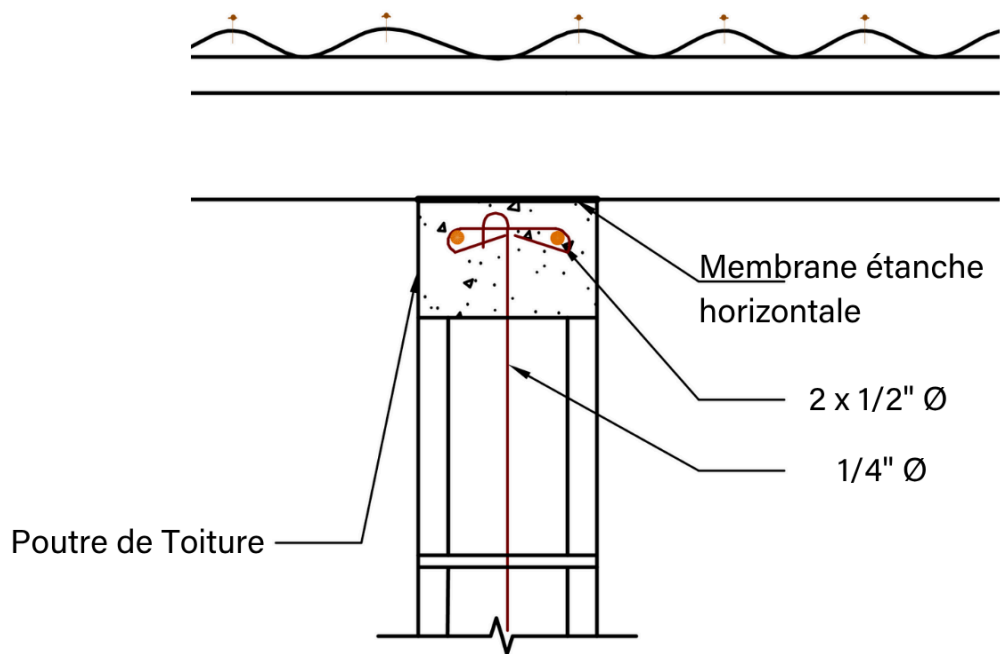


Figure 1.5.6.9.8-4 Connexion perpendiculaire à la poutre (2 barres, plates, 2D)

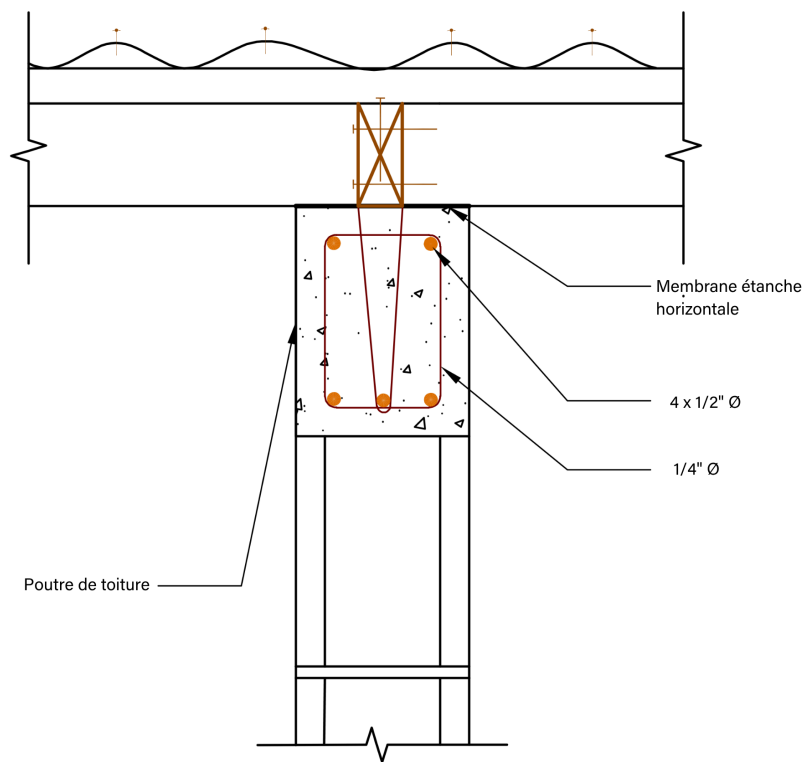


Figure 1.5.6.9.8-5 Raccordement parallèle à la poutre (4 barres, plat, 2D)

Connexion des chevrons au chaînage supérieur ou à la poutre de toiture

Chaque chevron est relié à la poutre porteuse en au moins deux endroits, à chaque extrémité ou à proximité. Les chevrons peuvent être plats ou inclinés, selon leur direction par rapport à la pente, parallèle ou perpendiculaire.

Les connexions des chevrons et des chevrons de débord en V sont détaillées de façon similaire et sont illustrées dans les figures 1.5.6.9.8-1 à 5. Des connexions intermédiaires sont nécessaires si les chevrons continus s'étendent sur plus de 4,5 m, et sont facultatives pour un espacement $\leq 4,5$ m afin de réduire les contraintes de soulèvement. Il est recommandé que chaque chevron soit relié à tous les murs porteurs, à moins qu'ils ne soient très rapprochés.

Le nombre total de clous requis par feuillard métallique est indiqué pour les bâtiments à trois niveaux et dans le tableau 1.5.6.9.8-1 pour les bâtiments à un niveau. Le clouage des feuillards est adapté du tableau A3.4 du WFCM 2018 avec les modifications suivantes :

1. Le clouage tabulé est pour les raccordements de murs extérieurs. Le clouage pour les raccordements intérieurs peut être pris de manière conservatrice comme étant 2 fois le clouage des attaches extérieures.
 - a. Les raccordements extérieurs supportent les pressions de vent du périmètre (Zones 2 et 3) et les pressions d'avant-toit (Zones 2o/h et 3o/h) pour des avant-toits jusqu'à 0,6 m de longueur. Ainsi, 2 fois le clouage pour les feuillards métalliques intérieurs est conservateur.
 - b. À condition que la surface tributaire de l'attache soit principalement en Zone 1, le clouage des feuillards métalliques peut être pris comme $2 / 1,33 = 1,5$ fois le clouage des feuillards métalliques extérieurs.
 - c. Noter que les conceptions du WFCM sont basées sur les pressions du MWFRS et non sur les pressions des C&C. Les pressions de la Section 1.5.6.7 sont plus élevées et par conséquent le clouage des feuillards métalliques déterminé en utilisant les exigences pour les chevrons de débord constitue une limite supérieure.
2. Le nombre de clous est total par feuillard métallique au lieu de par bande
3. Le nombre de clous a été augmenté pour tenir compte de la charge de cisaillement et du fait que les feuillards ne sont pas verticaux.
4. Les capacités des clous sont tirées du tableau 12P de la norme NDS 2018 pour le pin du Sud n° 2, $G=0,55$, $C_D=1,6$.
5. Les valeurs pour les clous ordinaires 8d/10d et les clous ordinaires 10d ont été fournies.
6. Les valeurs pour les bâtiments d'un niveau sont bâties à partir des valeurs pour les bâtiments de trois niveaux en utilisant les facteurs de la section 1.5.6.9.2.
7. Les valeurs de la catégorie d'exposition D sont $1,18 \times$ les valeurs de la catégorie d'exposition C (d'après les facteurs de la section 1.5.6.9.2).

Lorsqu'un chevron est soutenu de manière continue par un chaînage supérieur ou une poutre de toiture (options d'avant-toit 2, 3 et 4), des attaches en V doivent être installées à des endroits réguliers le long de

la poutre entre les entretoises (blocages) ou les chevrons de débord reliés au chevron. Ceux-ci sont définis ici comme chevrons de mur :

1. Les feuillards en V doivent raccorder le chevron de mur au chaînage supérieur ou à la poutre de toiture à chaque coin du bâtiment, et adjacent au faîtage d'une toiture à pignon (chevrons parallèles).
2. L'espacement, la dimension et le clouage des autres feuillards en V le long des chevrons de mur peuvent être conçus en utilisant les exigences pour les chevrons de débord, Section 1.5.6.9.7. L'espacement des feuillards en V ne doit pas dépasser 1,2 m.
3. Un blocage sera présent sous les lattes d'un côté ou des deux côtés du chevron de mur, selon l'Option d'Avant-toit sélectionnée :
 - a. Le blocage devrait être solidement cloué bout à bout et/ou en biais aux chevrons de raccordement car cela transmet les forces de soulèvement au vent du toit aux feuillards en V du chevron de mur. Le blocage devrait être situé à moins de 300 mm de toutes les feuillards en V.
 - b. Les limites maximales pratiques de clouage bout à bout et en biais pour les dimensions de 50x100 à 50x250 sont fournies dans les Tableaux 1.5.6.9.8-0A et 0B.
 - c. Si le clouage est conçu, la somme des capacités de raccordement du blocage près de feuillard en V devrait dépasser celle du connexion de feuillards en V.
 - d. Les clous bout à bout ne fournissent pas de capacité en cisaillement significative aux raccords des chevrons de rive puisque le chevron n'est pas contraint.
 - I. Par conséquent, lorsque les chevrons de rive sont chargés directement en soulèvement, des clous en biais doivent être fournis.
 - II. Cela se produit pour tous les chevrons de rive sauf pour l'Option 2.(a) de la Section 1.5.6.9.7.
 - III. Les clouages en biais sont difficiles à installer aux chevrons de rive. Les chevrons de rive peuvent être temporairement fixés avec des serre-joints, feuillards, ou pas plus de 1 à 2 clous bout à bout 16d.
 - IV. S'assurer que le chevron de rive reste en contact serré avec les extrémités des chevrons\chevrons de débord\blocage une fois les clous en biais installés.
 - V. Les feuillards en forme de C qui s'enroulent autour du chevron de rive et sur le dessus et le dessous du chevron/chevron de débord\blocage constituent une bonne alternative de raccordement, à condition que les raccords des lattes et du CGI puissent être maintenus.
4. Les chevrons de rive se rencontrent aux coins du bâtiment. Les lattes de raccordement devraient être biseautées (coupées à 45° en plan) pour éliminer le bois de bout exposé, et raccordées avec des clous 10d.

Tableau 1.5.6.9.8-0A Clouage bout à bout maximal suggéré pour les chevrons de rive / chevrons de mur / chevrons de débord / raccordements de blocage (sans fissuration)

Dimension du membre	Clous boîte 16d	Clous ordinaire 16d
50x100 (2x4)	3	2
50x150 (2x6)	4	3
50x200 (2x8)	5	4
50x250 (2x10)	6	5

Notes :

1. Le clouage bout à bout n'est pas permis pour le raccordement permanent des chevrons de rive aux chevrons/chevrons de débord/blocage, utiliser des clouage en biais.
2. Prévoir deux rangées et décaler les clous au besoin pour éviter la fissuration.

Tableau 1.5.6.9.8-0B Clouage en biais maximal suggéré pour les raccordements de chevrons de rive / chevrons de mur / chevrons de débord / blocage (sans fissuration)

Member Size	10d Box Nails	10d Common Nails
50x100 (2x4)	3	3 (2 si fissuration)
50x150 (2x6)	4	3
50x200 (2x8)	5	4
50x250 (2x10)	6	5

Notes:.

1. Installer environ la moitié du total des clouage en biais de chaque côté.

Tableau 1.5.6.9.8-1 Nombre total de clous pour les feuillards en V reliant chevrons et murs

Hauteur	Trois niveaux			Un niveau		
Espacement des chevrons (mm)	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
Catégorie d'exposition B						
300	3 (4)	4	5	2 (4)	3 (4)	4
400	4	4	5	3 (4)	3 (4)	4
480	4	5	6	3	4	5
600	5	5	8	4	4	6
Catégorie d'exposition C						
300	4	5	6	4	5	5
400	5	6	7	5	5	6
480	6	6	8	5	6	7
600	6	8	10	6	7	8
Catégorie d'exposition D						
300	4	6	7	4	5	6
400	6	7	8	5	6	7
480	7	7	10	6	7	8
600	7	9	11	7	8	10

Notes :

- Les valeurs indiquées concernent les connexions des chevrons aux murs extérieurs ;
 - Un clouage double est requis pour les feuillards aux murs intérieurs soutenant des chevrons des deux côtés.
 - Si la surface tributaire pour le feuillard intérieur est principalement en Zone de Toiture 1 (Section 1.5.6.7), celle-ci peut être réduite à 1,5×
 - Le clouage requis ne doit pas dépasser celui requis si le feuillard de chevron est conçu en utilisant les exigences pour les chevrons de débord.
 - Aux jonctions de chevrons au-dessus des murs intérieurs, un bloc jumelé est requis. Celles-ci peuvent empêcher les clous de feuillard de pénétrer le minimum de 10 × diamètre dans le chevron, voir Section 1.5.6.9.2 et Figure 1.5.6.9.8-12. Deux feuillards peuvent être requis.
- Il est recommandé de remplir tous les trous disponibles du feuillard de chaque côté de l'élément connecté, sauf en cas de risque de fissuration.
- Le nombre total minimal de clous ordinaires 8d ou clous fins 10d par feuillard en V doit être :
 - 50x100 (2x4) = 4 (2 par bande), Indiqué en (4) dans le tableau ci-dessus.
 - 50x150 (2x6) = 6 (3 par bande)
 - 50x200 (2x8) = 8 (4 par bande)
 - 50x250 (2x10) = 8 (4 par bande)
- L'interpolation est permise pour les espacements intermédiaires. Maintenir le clouage pour un espacement de 300 mm.

5. Utiliser le nombre total requis de clous divisé approximativement de façon égale entre chaque bande. Se référer au tableau 1.5.6.9.8-3 pour la différence permise dans le nombre de clous par bande.
6. Se référer au tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximal de clous par bande selon l'épaisseur du feuillard et la résistance de l'acier. Si nécessaire, prévoir deux feuillards en V à chaque connexion, sur des côtés alternés du chevron.
7. Enrouler les feuillards par-dessus le chevron de débord et les faire descendre sur la face arrière si nécessaire pour la résistance. Le feuillard peut être logé dans le dessus du chevron de l'épaisseur de feuillard pour réduire l'interférence avec le revêtement du CGI.
8. Coordonner l'emplacement des feuillards, des lattes, de la tôle ondulée et des fixations pour éviter les conflits. Ne pas fixer les lattes ni la tôle ondulée à travers le feuillard.
9. Utiliser les espacements des clous, ainsi que les distances aux bords et aux extrémités indiqués à la figure 1.5.6.9.9-4 Détail de clouage de plaque d'assemblage de ferme.
10. Voir la Section 1.5.6.9.2 pour les fixations supplémentaires et les blocs d'appoint nécessaires afin d'éviter que les clous ne dépassent.

Connexion des chevrons de débord au chaînage supérieur ou à la poutre de toiture

Les connexions des chevrons de débord sont détaillées de manière similaire aux connexions des chevrons, voir Figures 1.5.6.9.8-1 à 5. Chaque chevron de débord est connecté à la poutre de support en un point, généralement près du milieu. Un chevron de débord et un feuillard en V doivent être placés à chaque angle du bâtiment (ou un chevron continu avec feuillard en V).

Les connexions par feuillard en V doivent être conçues différemment de celles des chevrons, car les surfaces tributaires sont généralement plus petites que celles des chevrons. Ces connexions sont conçues selon ASCE 7-16 et des forces du vent sur le revêtement (c'est-à-dire sans tenir compte des forces du système principal de résistance au vent).

Notez que le clouage des feuillards n'a pas été adapté à partir du Tableau 3.4C du WFCM 2018, car l'espacement et les détails des chevrons de débord ici sont différents. Les autres hypothèses de la section des feuillards des chevrons s'appliquent.

En utilisant la disposition proposée des chevrons de débord (Section 1.5.6.9.7), déterminer le nombre de clous requis pour chaque feuillard en V de chevron de débord à partir du Tableau 1.5.6.9.8-3 comme suit :

1. Pour chaque emplacement de feuillard en V sur les chevrons de débord, déterminer la surface tributaire – se référer à l'exemple montré à la Figure 1.5.6.9.8-6 et 7. La surface tributaire est déterminée en utilisant la longueur totale du chevron de débord (approche conservative).
2. Déterminer la pression du vent agissant sur la surface tributaire en utilisant les pressions définies pour chaque zone dans la Section 1.5.6.7, en prenant la pression maximale lorsque plusieurs zones sont tributaires, par exemple 3o/h si les zones 3 et 3o/h sont présentes.
3. Déterminer la force (kN) pour chaque connexion de feuillard en V en multipliant la pression par la surface tributaire.
4. Le nombre total de clous requis pour atteindre la capacité de connexion donnée est indiqué dans le Tableau 1.5.6.9.8-3.
 - a. Deux options de clouage des feuillards sont fournies : clous à boîte 10d / clous ordinaires 8d (diamètre supposé 0,128") ou clous ordinaires 10d (diamètre 0,148").

- b. Déterminer le nombre maximal de clous par bande du feuillard en utilisant la répartition permise dans le Tableau 1.5.6.9.8-2. Par exemple, si 10 clous sont requis au total par feuillard en V, la répartition maximale autorisée est de 4 sur une bande et 6 sur l'autre.
 - c. Déterminer l'épaisseur et la résistance de l'acier requises pour le feuillard en utilisant le Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximal de clous par bande.
- 5. Si le nombre de clous dépasse ce que permet l'épaisseur et la résistance de l'acier du feuillard :
 - a. Augmenter le nombre de chevrons de débord ou réduire leur longueur pour diminuer la surface tributaire et la force de soulèvement par chevron.
 - b. Deux feuillards peuvent être installés sur des faces opposées du chevron de débord. Varier l'angle entre les feuillards en V pour réduire le chevauchement des clous.
 - c. Affiner le calcul de la force de soulèvement en utilisant plusieurs zones de pression de vent lorsque c'est le cas, par exemple un chevron de débord partiellement dans la Zone 3 et 3o/h.
 - d. Déduire le poids tributaire de la toiture (60 % de la charge morte présente, maximum 0,3 kPa ou 6 psf).

Ce processus est également utilisé pour concevoir les assemblages supplémentaires suivants de feuillards métalliques en V :

1. Chevrons supportés en continu sur un mur :

Cela s'applique aux options d'avant-toit 2, 3 ou 4 sur les murs de toiture extérieurs et de manière similaire aux murs de toiture intérieurs. Un feuillard en V doit être prévu à chaque angle du bâtiment (lorsque cela se produit) et à un espacement maximal de 1,2 m le long du chevron (minimum deux).

2. Planche faîtière connectée à une colonne de mur de toiture :

Prévoir au moins un feuillard en V pour chaque connexion entre la planche faîtière et la colonne de mur de toiture. Ne réaliser la jonction des planches faîtières suspendues qu'aux colonnes de mur de toiture intérieures, voir le détail de jonction des chevrons. Les forces de connexion requises utilisées dans le Tableau 1.5.6.9.8-3 doivent être doublées pour les connexions planche faîtière – colonne de mur de toiture.

Si la planche faîtière est supportée en continu sur le mur de toiture suspendu, prévoir un feuillard en V supplémentaire tous les 1,5 m, ou selon les besoins pour stabiliser la planche faîtière avant l'installation des chevrons. La surface tributaire pour ces connexions doit être la même que celle utilisée pour la connexion planche faîtière – colonne de mur de toiture, mais la force n'a pas besoin d'être doublée.

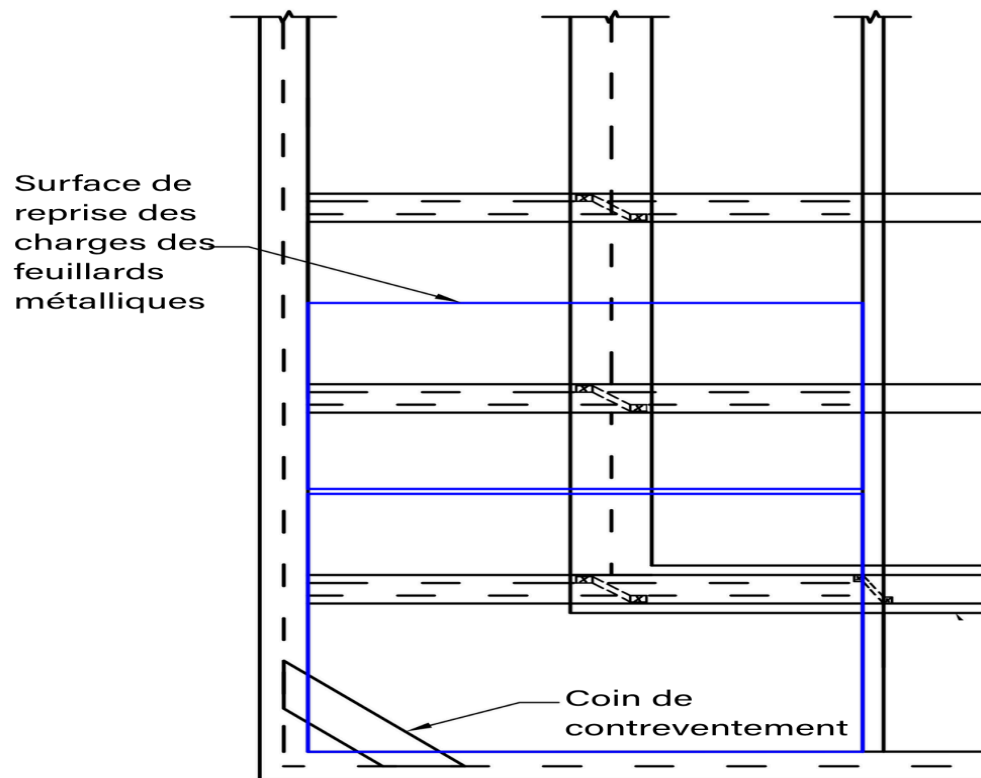


Figure 1.5.6.9.8-6 Exemple de plan d'un mur de toiture extérieur montrant les zones tributaires pour le soulèvement des feuillards métalliques

Tableau 1.5.6.9.8-3 Nombre total de clous pour les feuillards en V reliant chevrons de débord et murs

Nombre total de clous (les deux bandes)	Maximum Différence maximale (entre les bandes)	Capacité totale du feuillard métallique 8d ordinaire ou 10d à boîte (kN)	Capacité totale de l'attache en V Clous ordinaire 10d (kN)
4	0	2.2	2.8
5	1	2.8	3.5
6	1	3.3	4.2
7	1	3.9	4.9
8	1	4.4	5.6
9	1	5.0	6.3
10	2	5.5	7.0
12	2	6.6	8.4

14	2	7.7	9.8
16	3	8.8	11.2
18	3	9.9	12.6
20	4	11.0	14.0
22	4	12.2	15.4

Notes :

1. Utiliser le nombre total de clous requis, réparti approximativement de manière égale entre chaque bande. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-3 pour la différence permise de clous par bande.
2. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximal de clous par bande selon l'épaisseur du feillard et la résistance de l'acier. Si nécessaire, prévoir deux feillards en V par connexion, sur des côtés alternés du chevron de débord.
3. Enrouler les feillards sur le dessus du chevron de débord et les faire descendre sur la face arrière si nécessaire pour la résistance. Le feillard peut être logé dans une entaille du chevron réalisée à la profondeur de son épaisseur.
4. Coordonner le positionnement des feillards, des lattes, de la tôle ondulée et des fixations pour éviter les conflits. Ne pas fixer les lattes ni la tôle ondulée à travers le feillard.
5. Se référer à la Figure 1.5.6.9.9-4 ou au NDS 2018 pour les distances aux bords et extrémités.
6. Voir la Section 1.5.6.9.2 pour les exigences supplémentaires concernant les fixations et les blocs d'appoint afin d'éviter que les clous ne dépassent.
7. Il est recommandé de remplir tous les trous disponibles pour les clous de chaque côté de l'élément connecté, sauf si le risque de fissuration est préoccupant. Le nombre total minimal de clous 8d ordinaires / 10d fins par feillard en V doit être:
 - a. 50x100 (2x4) = 4 (2 par bande)
 - b. 50x150 (2x6) = 6 (3 par bande)
 - c. 50x200 (2x8) = 8 (4 par bande)
 - d. 50x250 (2x10) = 10 (5 par bande)
8. Le nombre de clous requis pour des espacements de 900 mm et 1200 mm est basé respectivement sur l'espacement de 600 mm multiplié par 1,5 et par 2 (approche conservative). Ces valeurs sont fournies pour une utilisation uniquement avec des fermes.

Comme décrit dans la Section 1.5.6.9.2, le matériau par défaut des feillards doit être considéré comme de Grade 33 avec F_y minimum = 33 000 psi (228 MPa) et F_u = 45 000 psi (310 MPa), et être soit 16 gauge (0,036" ou 0,9 mm) soit 20 gauge (0,06" ou 1,5 mm). Une résistance plus élevée de l'acier peut être utilisée si elle est confirmée.

Le nombre maximal de clous par bande de feillard est indiqué dans le Tableau 1.5.6.9.8-2.

Connexion des chevrons à la faîtière

Les options suivantes permettent de raccorder les chevrons à une ligne de faîtage. Ces options sont différentes des options d'avant-toit décrites à la section 1.5.6.9.1. La faîtière peut être une faîtière en bois ou une poutre de mur de toiture à 2 ou 4 barres faisant partie d'un mur de toiture ou d'un mur de toiture suspendu.

Une planche faîtière suspendue peut être soit une planche faîtière, soit une poutre faîtière, voir la Section 15.6.2.

Dans les toits à pignon ou en croupe avec une pente inférieure à 14 degrés, lorsque la planche faîtière n'est pas supportée par un mur de toiture, une poutre faîtière est requise pour assurer le support vertical des chevrons. Pour la conception de la poutre faîtière et des connexions associées aux murs, se référer au WFCM 2018 ou au NDS.

Option 1 – Planche faîtière suspendue et feuillard métallique :

Si la pente du toit est d'au moins 14° (25 % ou 3:12), une planche faîtière suspendue peut s'étendre jusqu'à 4,5 m entre les murs de toiture. La planche faîtière est supportée sur la colonne au sommet de chaque mur de toiture à l'aide de feuillards en V.

La connexion chevron – planche faîtière est montrée à la Figure 1.5.6.9.8-2a. Les feuillards métalliques passent par-dessus la planche faîtière à chaque paire de chevrons pour résister aux forces de soulèvement dues au vent, les chevrons doivent donc être alignés.

Le nombre requis de clous à chaque extrémité du feuillard de planche faîtière est fourni dans les Tableaux 1.5.6.9.8-5 et 6. Les clous en biais sont utilisés pour résister aux charges gravitaires (D+L), le nombre requis est fourni dans le Tableau 1.5.6.9.8-6.

La connexion planche faîtière – mur de toiture est réalisée à l'aide de feuillards en V similaires à ceux utilisés pour les chevrons et les chevrons de débord. Les exigences des chevrons de débord doivent être utilisées pour déterminer la taille du feuillard et le nombre de clous requis, sauf que la force de connexion doit être doublée.

Option 2 – Planche faîtière suspendue et entrait :

Un entrait peut être utilisé à la place d'un feuillard pour résister aux forces de soulèvement dues au vent, comme montré à la Figure 1.5.6.9.8-2b. Cela peut également simplifier la connexion latte – chevron.

Le nombre de clous ordinaires 10d requis à chaque extrémité du lien de panne ne doit pas dépasser le nombre tabulé de clous 8d ordinaires ou 10d à boîte à chaque extrémité du feuillard métallique (après application des ajustements et minimums). Si des clous 10d à boîte sont utilisés, le nombre de clous doit être multiplié par 1,18 (1/0,85).

L'entrait doit avoir la même taille et essence/grade que le chevron et doit être placé dans le tiers supérieur de la longueur du chevron. Un entrait peut être fourni de chaque côté du chevron pour augmenter le nombre de clous pouvant être connectés sans fendre le bois. Décaler légèrement les entrait (< profondeur de l'entrait) pour éviter l'interférence des clous. Se référer au NDS 2018 pour l'espacement des clous et les distances aux bords et extrémités, ou utiliser les distances prévues pour le clouage des platines de fermes dans la Section 1.5.6.9.9.

Les clous en biais sont utilisés pour résister aux charges gravitaires (D+L), le nombre requis est fourni dans le Tableau 1.5.6.9.8-6.

Option 3 – Planche faîtière supportée en continu :

Supporter la planche faîtière sur un mur de toiture ou un mur de toiture suspendu peut simplifier le placement des chevrons. Cette option est similaire à l'Option 2. Les feuillards sur le dessus des chevrons réduisent les charges de soulèvement transmises à la planche faîtière et au mur.

Prévoir des feuillards en V entre la planche faîtière et la poutre de mur de toiture à chaque mur de toiture perpendiculaire (extérieur et intérieur), à chaque jonction de planche faîtière, et à un espacement maximal de 1,5 m le long de la poutre faîtière (se référer à la conception des connexions des chevrons de débord).

Si possible, prévoir un appui complet sous la planche faîtière et les chevrons avec béton ou mortier et assise étanche (DPC). Cela assure le support des chevrons pour les charges permanente et d'exploitation, ce qui permet que le clouage en biais des chevrons soit nominal (selon Section 1.5.6.9.2) plutôt que comme prévu pour les planches faîtières suspendues. Cela ne peut pas être possible si la planche faîtière est plus profonde que les chevrons.

Selon l'espace disponible pour les feuillards, il peut être possible d'utiliser la configuration Option 4 de feuillards en V ici, ce qui élimine les feuillards sur le dessus des chevrons et simplifie les connexions des lattes. Des paires de feuillards en V sont recommandées pour la stabilité des chevrons.

Option 4 – Chevrons chevauchés à la faîtière sur un mur de toiture:

Chevaucher les chevrons comme montré à la Figure 1.5.6.9.8-8, de manière similaire à l'option de jonction des chevrons.

Des entretoises peuvent être fournies pour combler l'espace au sommet du mur et sont requis pour les chevrons de section supérieure à 2x6 pour la stabilité. Chaque paire de chevrons doit être entièrement supportée sur un lit de mortier et assise étanche (DPC), ou la surface supérieure du béton de la poutre doit être inclinée pour correspondre au profil des chevrons.

Cette option complique le placement des feuillards lorsque les chevrons sont supportés en continu sur un mur de toiture (pour les options d'avant-toit 2, 3 et 4), car l'emplacement des feuillards est différent de chaque côté de la faîtière.

Prévoir des clous supplémentaires entre les chevrons équivalant à 50 % du total requis pour les connexions par feuillard, moitié de chaque côté.

Option 5 – Détail de faîtière pour chevrons perpendiculaires à la pente :

Lorsque les chevrons sont parallèles à la faîtière et qu'il n'y a pas de lattes, le détail de la faîtière est considérablement simplifié, voir Figure 1.5.6.9.8-11.

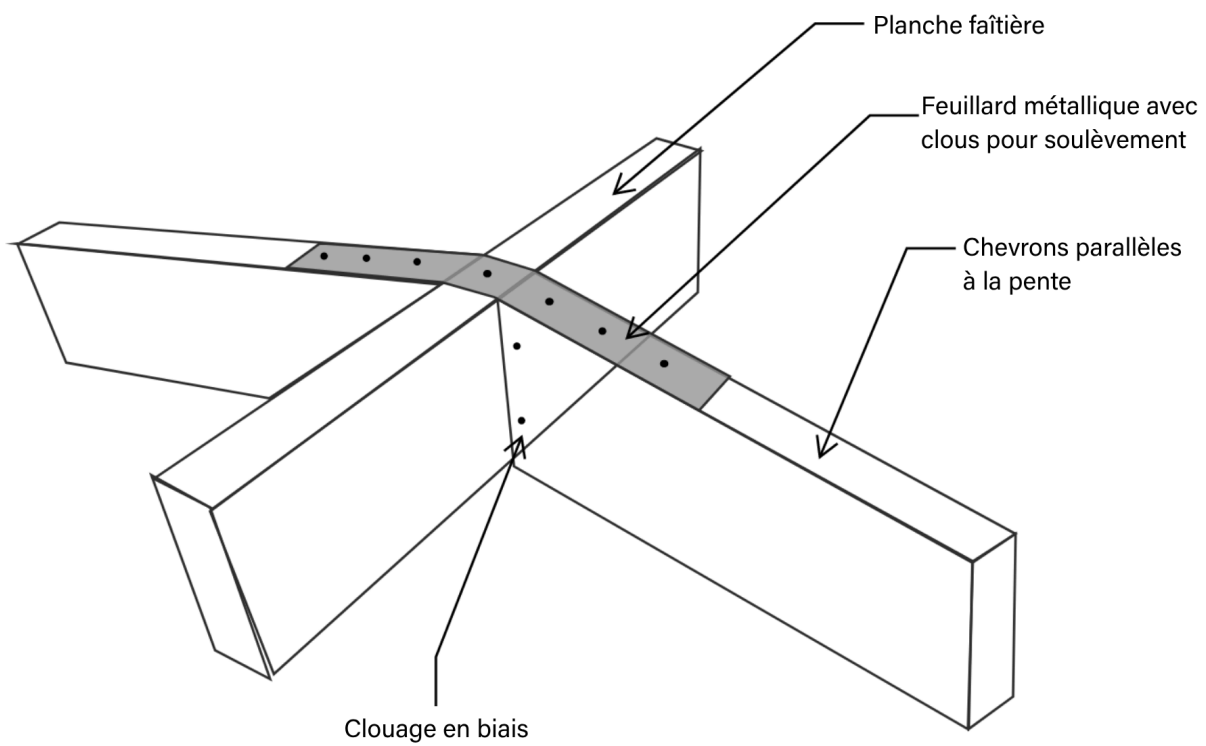
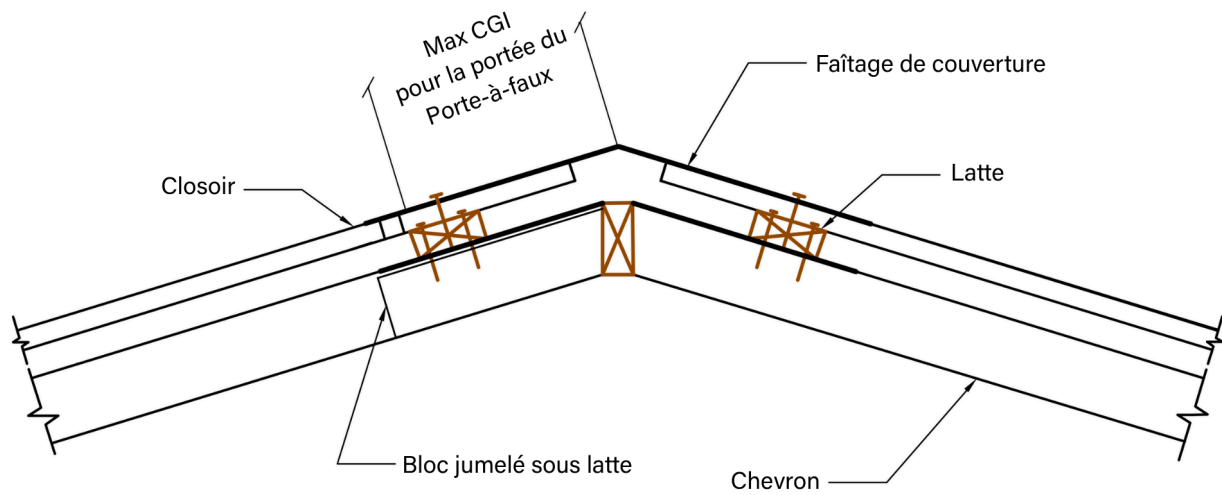


Figure 1.5.6.9.8-7 Raccordement des chevrons à une planche faîtière suspendue à l'aide d'un feuillard métallique (Option 1)

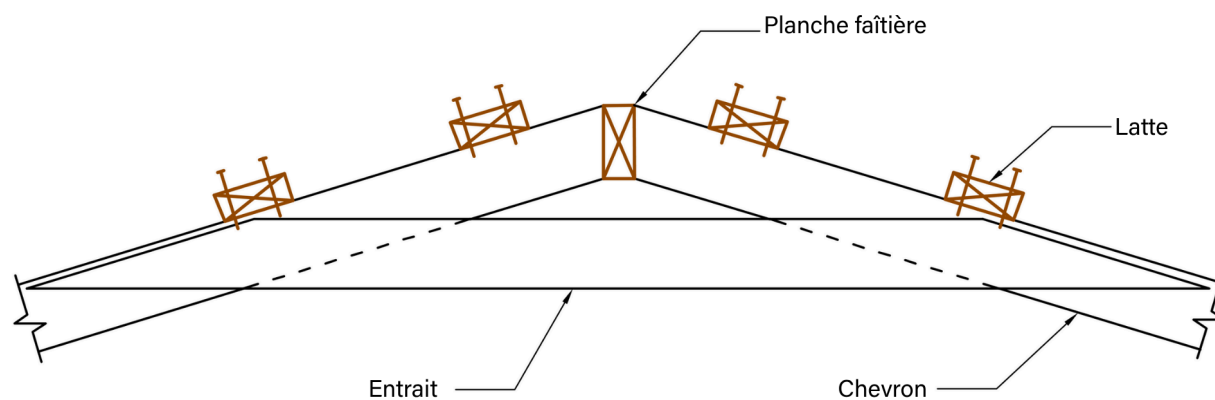


Figure 1.5.6.9.8-8 Connexion du chevron à une planche faîtière suspendue à l'aide d'un entrait (Option 2)

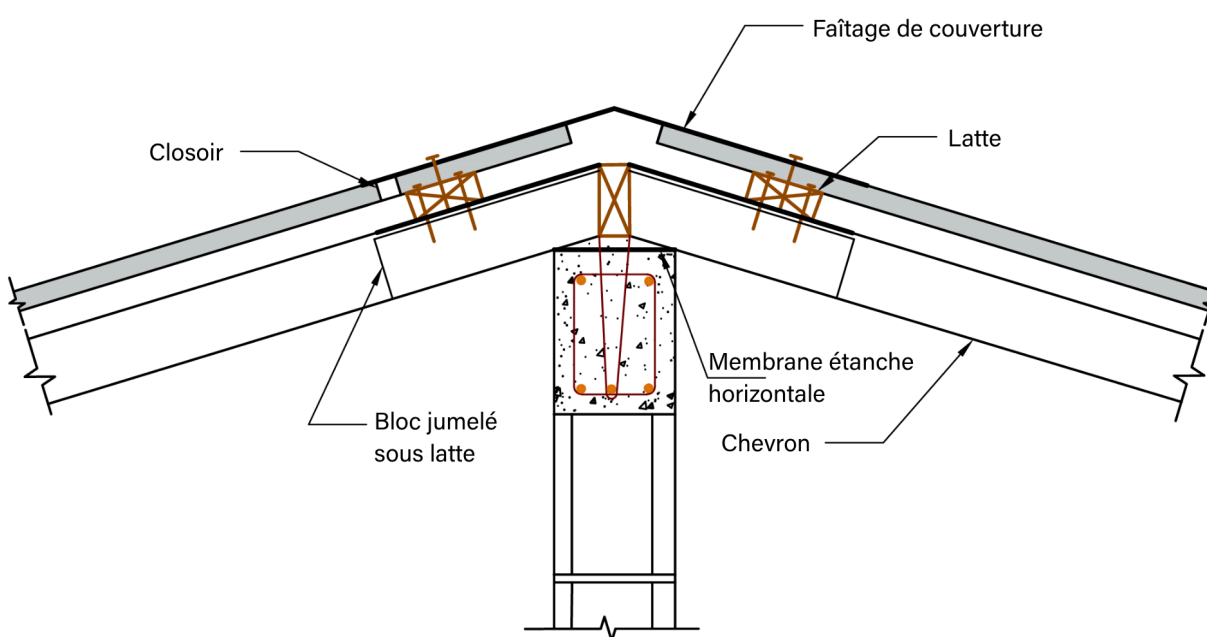


Figure 1.5.6.9.8-9 Connexion des chevrons à une planche faîtière de faîtage soutenu par un mur de toiture (Option 3)

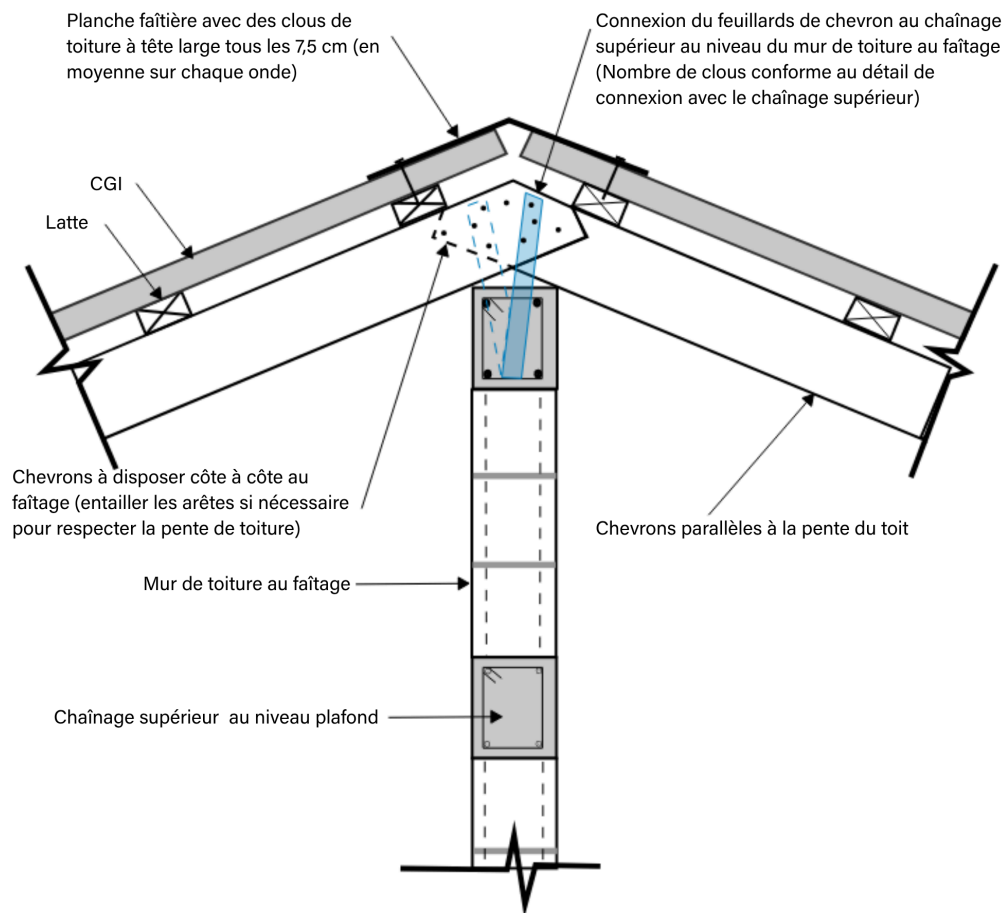


Figure 1.5.6.9.8-10 Raccordement des chevrons Chevrons chevauchés à la faitière sur un mur de toiture (Option 4)

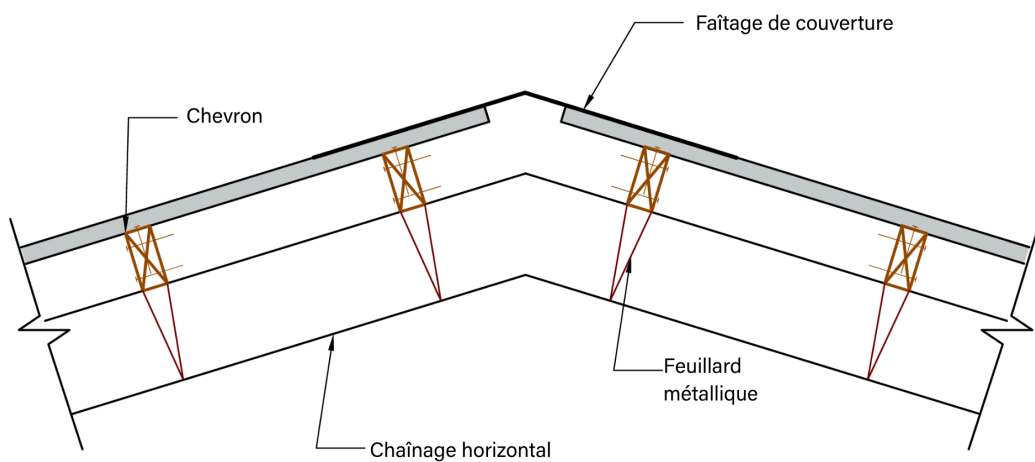


Figure 1.5.6.9.8-11 Détail du faitage pour chevrons perpendiculaires à la pente et sans lattes (Option 1: chevron perpendicular)

Faîtière (couverture de ligne de faîtage)

Au niveau de la ligne de faîtage, la faîtière est un élément essentiel qui empêche les infiltrations d'eau, le soulèvement par le vent et l'accumulation de débris.

La faîtière doit être un élément métallique, de préférence de la même épaisseur que les panneaux de couverture. Chaque segment de ligne de faîtage doit se chevaucher d'au moins 150 mm ou suivre les instructions du fabricant.

Exigences supplémentaires en matière de raccordement des bandes en V

1. Pour les connexions en V perpendiculaires à une poutre de mur de toiture ou mur de toiture à 4 barres :
 - a. Le feuillard doit être enroulé autour de l'étrier de 6 mm ($\frac{1}{4}$ ") situé immédiatement sous le chevron ou dans l'épaisseur du chevron (ou du chevron + bloc d'appoint si présent).
 - b. Le feuillard doit être plié en forme de V inversé à bandes écartées de manière à s'insérer juste à l'intérieur du ferrailage longitudinal. L'angle des bandes écartées doit être suffisant pour que le feuillard touche légèrement l'intérieur des deux barres supérieures de la poutre. Cela empêche que les clous de chaque bande interfèrent et fendent le bois.
2. Pour la connexion perpendiculaire à une poutre de mur de toiture à 2 barres :
 - a. Le feuillard est enroulé de manière similaire autour d'un des étriers de 6 mm ($\frac{1}{4}$ ").
 - b. Maintenir un angle des bandes écartées d'environ 30° pour éviter l'interférence des clous.
 - c. Remarque : les poutres de mur de toiture à 2 barres nécessitent un renforcement supplémentaire du mur de toiture rempli au coulis de béton, voir Section 1.5.4.9.1.
3. Pour les chevrons ou planches faîtières supportés en continu sur un mur :
 - a. Le feuillard doit être enroulé autour d'une barre longitudinale située immédiatement sous le chevron ou dans l'épaisseur du chevron (ou du chevron + bloc d'appoint si présent). Cela peut nécessiter l'ajout d'une troisième barre longitudinale. Alternativement, un morceau de barre peut être prévu pour chaque chevron, longueur ≥ 20 cm ou suffisante pour se connecter à au moins trois étriers.
 - b. Maintenir un angle des bandes écartées d'environ 30° pour éviter toute interférence lors du clouage.
4. Appui porteur au niveau des feuillards :
 - a. Lorsque le chevron ou le chevron de débord est parallèle à la pente, la surface supérieure du béton de la poutre support doit suivre la pente du toit. Cela fournit un appui solide et permet un serrage plus efficace du feuillard. Il est préférable d'effectuer cette opération lors du coulage de la poutre, mais elle peut être réalisée séparément au mortier si nécessaire.
 - b. Éviter l'utilisation de cales triangulaires en bois pour le nivellement, car elles se dégradent rapidement et compliquent un serrage correct du feuillard.

5. Si le rayon de pliage est trop serré, préformer le feuillard autour d'une barre de plus grand diamètre.
6. Prévoir une assise étanche (DPC) entre le chevron et le béton. L'assise étanche doit être inclinée pour assurer l'évacuation de l'eau et éviter les flaques (important lorsque l'on utilise un lit de mortier).
7. Tirer les feuillards avant le clouage. Les feuillards doivent être serrés pour éviter tout mouvement latéral des clous. Si nécessaire, replier chaque bande du feuillard sur le dessus du chevron et le long de la face opposée pour installer le nombre requis de clous par bande. Un clou peut être installé sur le dessus du chevron par bande de feuillards.
8. Si le feuillard est décalé jusqu'à 38 mm (1,5"), un bloc d'appoint peut être utilisé pour corriger l'alignement. Voir Section 1.5.6.9.2 pour les exigences de clouage avec blocs d'appoint. Pour des décalages plus importants, l'ingénieur doit recommander l'action corrective.

Chevron à la planche de faîtage

L'assemblage chevron/planche de faîtage est illustré aux figures 1.5.6.9.8-7 et 9. Les tableaux 1.5.6.9.8-5 et 6 indiquent le clouage requis pour les feuillards métalliques au sommet des chevrons, respectivement pour les bâtiments de trois et un niveaux.

Tableau 1.5.6.9.8-5 Nombre de clous de feuillard pour le soulèvement par chevron pour les bâtiments d'un étage

Clous	8d ordinaire ou 10d boîte			10d ordinaire		
Espacement des chevrons (mm)	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
Catégorie d'exposition B						
300	2 (3)	3	3	2 (3)	3	3
400	3	4	4	3	4	4
480	4	5	5	3	4	4
600	4	6	6	4	5	5
Catégorie d'exposition C						
300	3	4	5	3	4	4
400	4	6	6	4	5	5
480	5	7	8	4	6	6
600	6	8	9	5	7	8
Catégorie d'exposition D						
300	4	5	6	3	4	5
400	5	7	8	4	5	6
480	6	8	9	5	6	7
600	8	10	11	6	8	9

Tableau 1.5.6.9.8-6 Nombre de clous de feuillard métallique par chevron pour les bâtiments à un niveau

Clous	8d commun ou 10d en boîte			10d commun		
Espacement des chevrons (mm)	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
Catégorie d'exposition B						
300	2 (3)	3	3	2 (3)	2	2(3)(3)
400	3	4	4	2 (3)	3	3
480	3	4	4	3	4	4
600	4	5	5	3	4	4
Catégorie d'exposition C						
300	3	4	4	3	3	4
400	4	5	6	3	4	5
480	5	6	7	4	5	5
600	6	7	8	5	6	7
Catégorie d'exposition D						
300	4	5	5	3	4	4
400	5	6	7	4	5	5
480	5	7	8	4	6	6
600	7	9	10	5	7	8

Notes sur les tableaux 1.5.6.9.8-5 et 6 :

1. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximum de clous par bande de feuillard selon le calibre du feuillard et la résistance de l'acier. Voir la Section 1.5.6.9.2 pour les exigences relatives aux feuillards.
2. L'interpolation est permise pour différents espacements ou portées de chevrons, vitesses de vent et pentes de toiture.
3. Les feuillards peuvent interférer avec la connexion latte-chevron. Ne pas fixer les éléments de latte à travers le feuillard ; prévoir des blocs d'appoint comme montré à la Figure 1.5.6.9.8-7.
4. Se référer à la Figure 1.5.6.9.9-4 ou à la norme 2018 NDS pour les distances au bord et aux extrémités. La distance minimale au bord doit être d'au moins 4d et la distance minimale à l'extrémité doit être d'au moins 15d. Tenir compte de la pente du chevron lors de la détermination de la distance de bout requise puisque le bas du clou est plus proche de l'extrémité du chevron.
5. Le nombre final de clous dans chaque bande de feuillard après tous les ajustements doit être au moins :
 - a. 50x100 (2x4) = 3 (Indiqué en (3) ci-dessus lorsqu'il s'applique.)
 - b. 50x150 (2x6) = 4

c. 50x200 (2x8) = 5

d. 50x250 (2x10) = 6

6. Pour les connexions de chevrons secondaires, se référer aux connexions de toit en croupe pour la configuration des feuillards.

Les connexions chevron–planche faîtière ne supportent généralement pas l'ensemble de la charge permanente et d'exploitation (D+L), comme c'est requis pour les connexions à une poutre faîtière. Le Tableau 1.5.6.9.8-7 indique le nombre de **clous en biais** requis pour les connexions chevron–poutre faîtière. Cela suppose qu'une poutre faîtière a été conçue séparément.

Il est recommandé de fournir les mêmes **clous en biais** pour les connexions chevron–planche faîtière lorsque cela est possible, ou le minimum requis par la Note de bas de page 2 du Tableau 1.5.6.9.8-7.

Tableau 1.5.6.9.8-7 Clous en biais chevron–planche faîtière pour charges permanentes et d'exploitation

Portée des chevrons (m)	Espacement (mm)			
	300	400	480	600
Clous communs 8d ou clous en boîte 10d				
4.5	4	5	5	7
4	3	4	5	6
3.5	3	4	4	5
3	3	3	4	5
2.25	2	3	3	4
Clous communs 10d				
4.5	3	4	4	5
4	3	3	4	5
3.5	2	3	4	4
3	2	3	3	4
2.25	2	2	2	3

Notes :

1. Nombre total de clous en biais, installer la moitié de chaque côté.
2. Nombre minimum de clous en biais ordinaire 8d ou de clous à boîte 10d pour les connexions des lignes de faîtage :
 - a. 50x100 (2x4) = 3
 - b. 50x150 (2x6) = 4
 - c. 50x200 (2x8) = 5
 - d. 50x250 (2x10) = 6
3. Posez la moitié des clous en biais de chaque côté du chevron.

Jonctions de chevrons

Les jonctions de chevrons se produisent au niveau des murs intérieurs sur une poutre de toiture ou un mur de toiture ; deux options sont proposées.

Option 1 Jonction bout à bout + bloc d'appoint : Voir Figure 1.5.6.9.8-6. Le joint bout à bout du chevron est situé sur l'axe du mur, et un bloc d'appoint sur un ou les deux côtés s'étend sur au moins 20 cm de chaque côté du joint (40 cm au total). Les blocs d'appoint sont généralement nécessaires pour éviter que les clous ne traversent le bois, voir Section 1.5.6.9.2.

Une bande de feuillard est fixée d'un côté de la jonction de chaque côté. Comme la zone contributive est plus grande que pour les connexions périphériques, deux bandes peuvent être nécessaires. Varier l'angle des bandes et alterner les faces pour éviter l'interférence des clous. Fournir des clous supplémentaires entre chaque chevron et les blocs (>50 % du total de clous de la bande, minimum 8, moitié de chaque côté de la jonction).

Ce détail, sans la bande, peut être utilisé pour relier les chevrons d'extrémité entre chevrons de débord. Ne pas relier les chevrons d'extrémité au niveau des chevrons de débord.

Les planches faîtières peuvent être reliées de la même manière sur le mur.

Option 2 Chevrons chevauchés : La seconde option (sans figure) consiste simplement à chevaucher les chevrons sur 40 cm au niveau du mur et à utiliser le même nombre de clous supplémentaires que pour l'option 1. Cela nécessite des clous 10d (76 mm ou 3") pour respecter la profondeur minimale d'ancrage des clous (voir Section 1.5.6.9.2). Cela décale également la ligne des fixations CGI si les chevrons supportent directement les panneaux CGI (chevrons perpendiculaires à la pente), ce qui peut compliquer la pose des panneaux et les connexions.

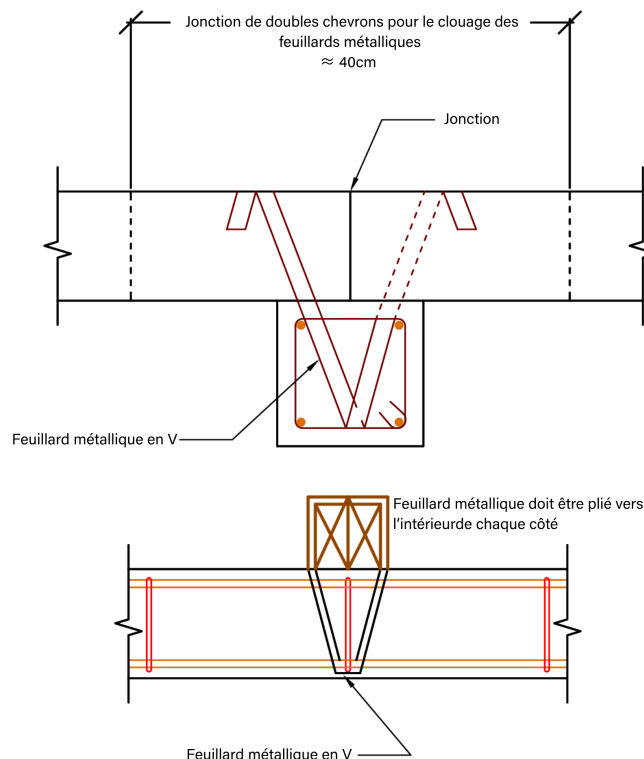


Figure 1.5.6.9.8-12 Jonction de chevron perpendiculaire à la poutre (4 barres, plate, 2D)

Jonction des pannes et y compris raccordement des pannes aux blocs d'appoint.

Les exigences suivantes s'appliquent aux jonctions de lattes et aux connexions des lattes aux chevrons de débord :

1. Il est recommandé que les lattes couvrent au moins trois espacements de chevrons ou de fermes, en particulier aux murs de toiture extérieurs.
2. Décaler les jonctions de lattes dans la mesure du possible, surtout pour les toits à fermes où aucun élément faitier continu n'est présent et où les forces sismiques sont transmises le long des lattes vers les murs de toiture.
3. Les lattes peuvent être jointes au niveau des chevrons ou des fermes, à condition qu'il y ait un espacement suffisant et des distances de bord/fin pour tous les fixateurs requis. Cependant, cela n'est généralement pas possible pour la plupart des options de connexion des lattes, sauf pour les fermes avec un cordon supérieur double 2x4.
4. Les lattes peuvent être jointes à mi-portée entre chevrons ou fermes :
 - a. Soutenir la latte jointe sur des blocs entre les cordons supérieurs des fermes ou des chevrons adjacents.
 - b. Chaque latte doit être fixée au bloc avec le même nombre, taille et type de fixateurs utilisés pour la connexion latte-chevron.
 - c. Ces fixateurs s'ajoutent à ceux requis pour les connexions latte-chevron ou latte-ferme.
5. Lorsque les lattes sont supportées par des chevrons de débord ou des blocs aux murs de toiture, elles doivent être connectées en continu :
 - a. Utiliser des clous minimum 10d pour les lattes 50x (2x) et des clous 8d pour les lattes 25x100 (1x4), espacés de 150 mm, minimum 4 clous par chevron de débord ou 2 clous par bloc.
6. Pour les toits en croupe, les lattes adjacentes au chevron de croupe doivent être soutenues par des blocs depuis le dessous.
 - a. Utiliser des clous minimum 10d pour les lattes 50x (2x) et des clous 8d pour les lattes 25x100 (1x4), espacés de 150 mm, minimum 4 par bloc.
 - b. Les deux lattes adjacentes à la faîtière reçoivent des bandes métalliques reliant chaque latte à la poutre de croupe, voir Section 1.5.6.9.11. Cette fixation remplace l'item 6.a.

Raccordements des chevrons de croupe (toit à croupe)

Les connexions des chevrons de croupe aux murs et aux fermes sont décrites à la Section 1.5.6.9.11. Les connexions des chevrons secondaires aux chevrons de croupe doivent respecter les exigences suivantes :

1. Deux configurations possibles de feuillards sont illustrées aux Figures 1.5.6.9.8-13 et 14. L'option préférée dépendra de la profondeur relative du chevron de croupe et du chevron secondaire. Un bloc d'appoint 50x100 (2x4) placé sous le double chevron de croupe peut améliorer la géométrie du feuillard.

2. Déterminer le nombre de clous dans chaque bande de feillard à l'aide des Tables 1.5.6.9.8-1 et 2, en notant qu'une seule bande est disponible pour chaque connexion de soulèvement du chevron secondaire.
3. Les connexions par clous en biais doivent être dimensionnées à l'aide de la Table 1.5.6.9.8-7 pour le support des charges permanentes et d'exploitation (G+Q).

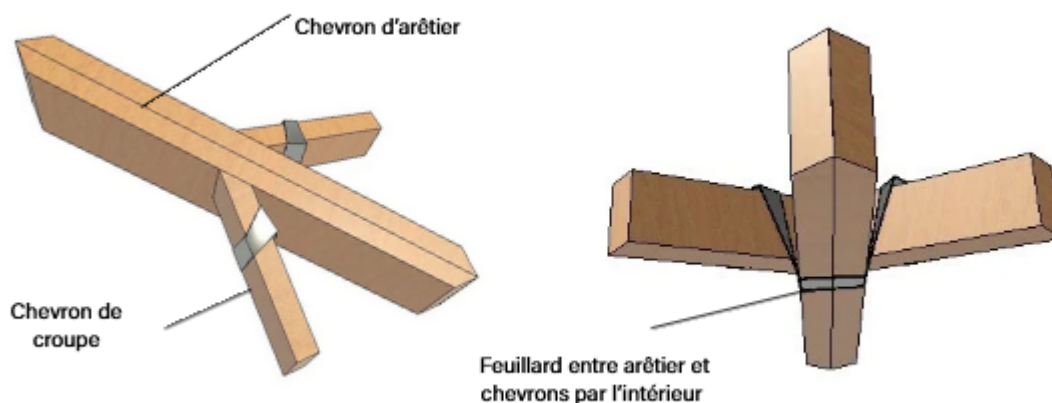


Figure 1.5.6.9.8-13 Connexion par feillard sur la face supérieure du chevron de croupe

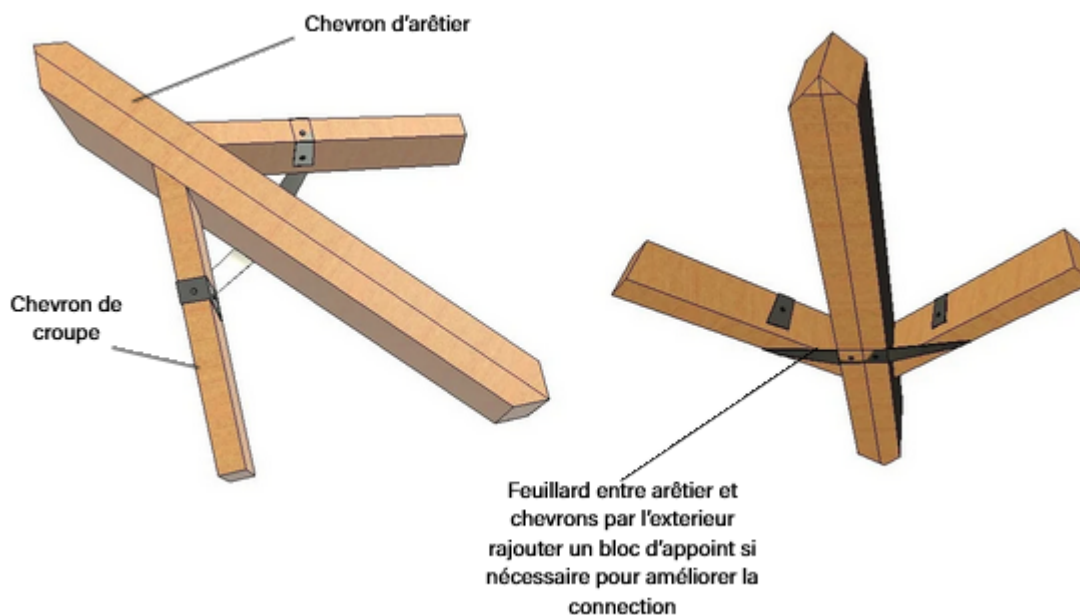


Figure 1.5.6.9.8-14 Connexion par feillard sur la face inférieure du chevron de croupe

1.5.6.9.9 Fermes

Les fermes peuvent être utilisées à la place des chevrons pour construire la structure du toit. Bien qu'elles soient plus complexes à construire, elles offrent l'avantage de longues portées, ce qui permet une plus grande souplesse de conception. Des solutions sont proposées pour un espacement des fermes allant jusqu'à 120 cm, ce qui nécessite des pannes plus grandes ou plus rapprochées que celles requises pour les chevrons (espacement maximal de 60 cm).

La coordination des fermes avec les murs de toiture en maçonnerie est essentielle. Comme expliqué à la section 1.5.6.3, les pignons en maçonnerie peuvent atteindre une portée de 9 mètres (2 travées de 4,5 m) s'ils sont contreventés hors plan par une colonne et un mur de toiture au niveau de la ligne de faîtage. Le mur s'arrête à la hauteur de la poutre de ceinture au niveau du plafond pour éviter d'interrompre les fermes. Cela signifie qu'une cloison légère est nécessaire pour séparer les pièces.

Pour les fermes de 4,5 m, la colonne de toiture est située entre les murs porteurs, il n'y a donc pas de mur porteur perpendiculaire. Au lieu de cela, la colonne du mur de toiture est soutenue par une poutre de toiture surdimensionnée au niveau du plafond.

Notez que les fermes de 4,5 m ne sont soutenues qu'aux extrémités, alors que les fermes de 6 m et 9 m sont également soutenues au milieu. Par rapport aux toits à chevrons, les connexions entre les fermes et les murs supportent des charges de cisaillement du vent plus importantes dans le plan de la ferme, car il n'y a pas de planche faîtière le long du faîtage.

Des lattes sont nécessaires pour soutenir et relier les panneaux de toiture. Celles-ci sont soutenues par des chevrons et/ou des entretoises (blocages) au niveau des murs de toiture extérieurs et intérieurs afin de transférer les forces sismiques de la toiture aux poutres de toiture.

La figure 1.5.6.9.9-1 présente les différents éléments d'une ferme typique de 4,5 m de portée entre axes de murs. Remarquez que les points de référence des membres supérieur et inférieur sont décalés vers l'extérieur des murs, de sorte que la portée entre points de référence est supérieure à 4,5 m. Cette disposition est nécessaire pour que la ferme repose sur les murs aux extrémités du membre inférieur.

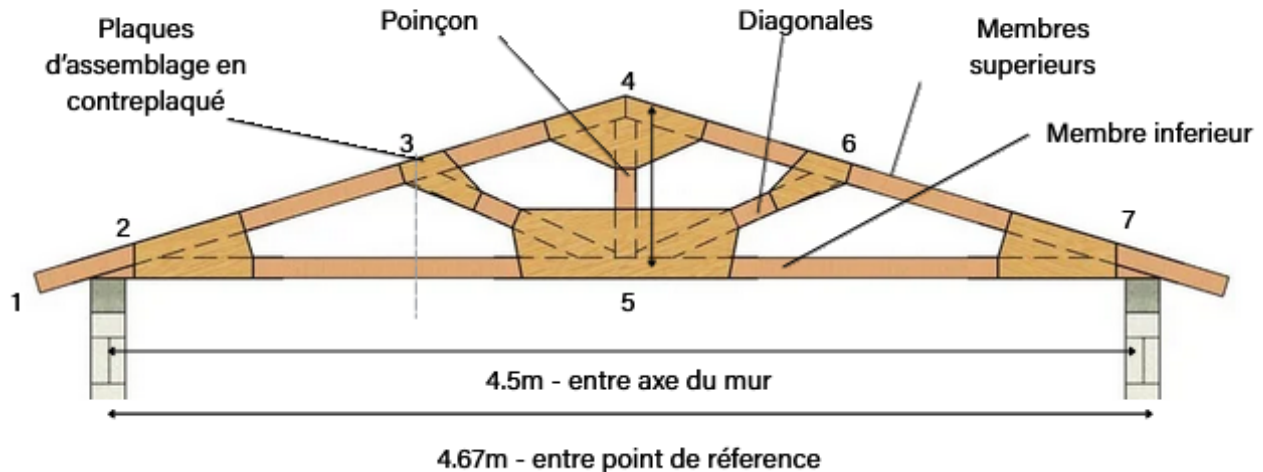


Figure 1.5.6.9.9-1 Nomenclature de la géométrie et des éléments pour les fermes d'une portée maximale de 4,5 m

Note : La portée maximale mesurée entre le centre des axes des mur est de 4.5m, mais la portée entre point de référence de la ferme est de 4,67 m.

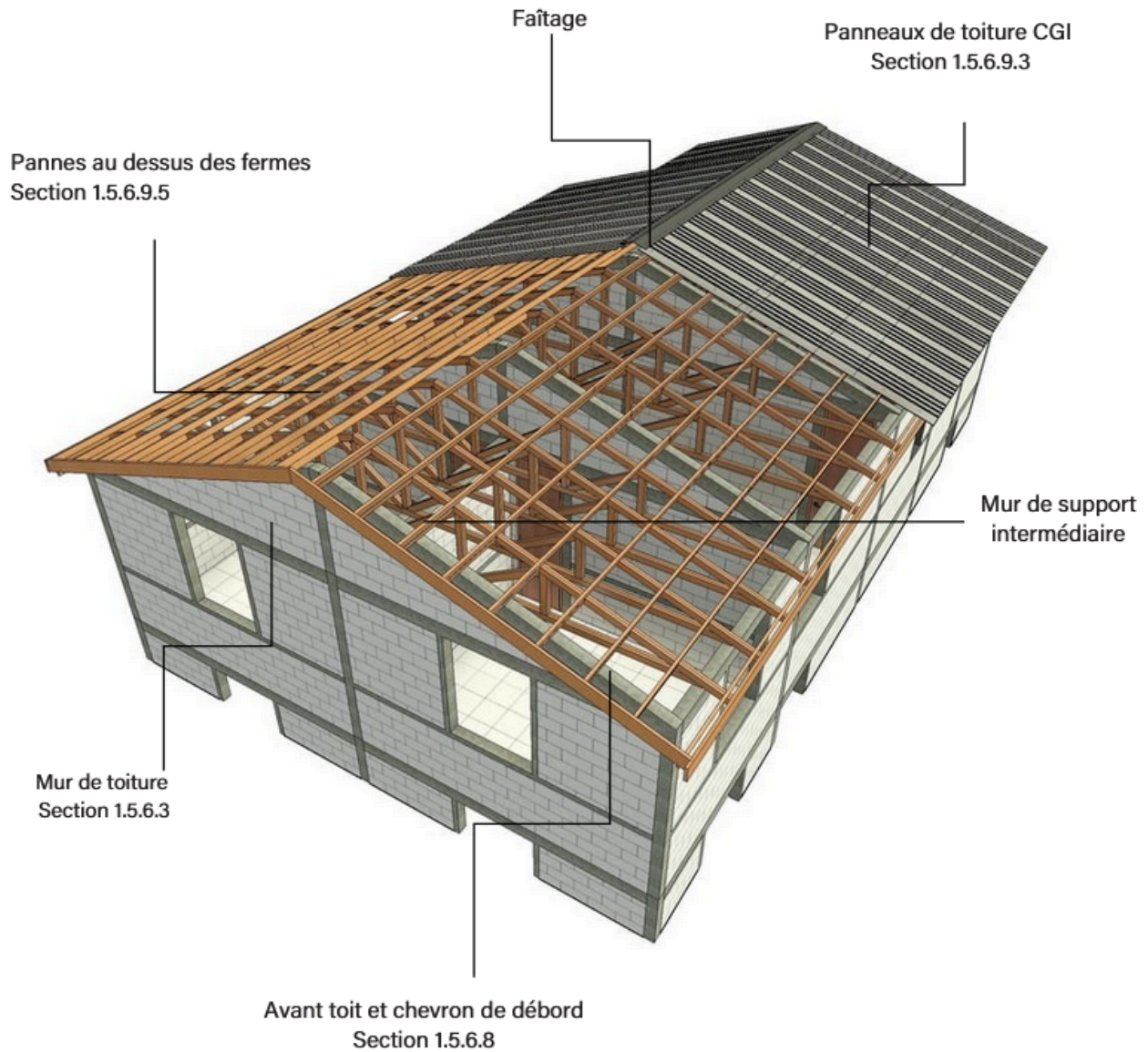


Figure 1.5.6.9.9-2 Exemple de configuration de toit à pignon avec des fermes de 9 m de portée

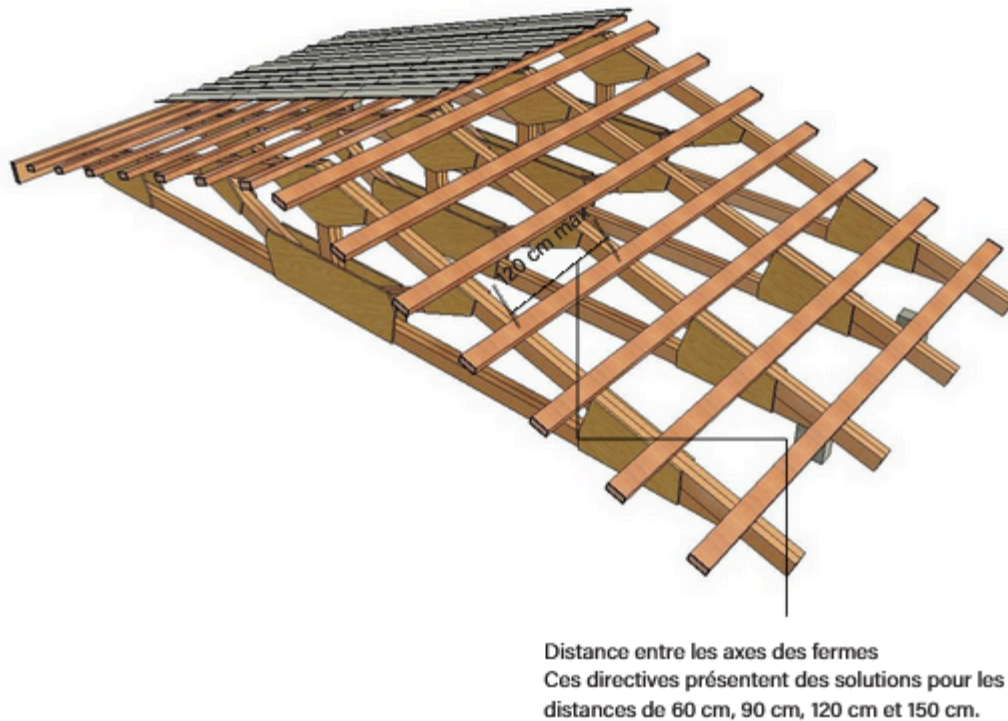


Figure 1.5.6.9.9-3 Exemple d'espacement des fermes et de configuration des lattes

Pour les toits en croupe avec fermes, les extrémités du toit sont encadrées par des chevrons d'arêtier, des poutres de croupe, un chevron de croupe central, formant les extrémités de croupe du toit. Entre les toits en croupes (c'est-à-dire le long du faîtage), le toit est semblable à un toit à deux versants typique, à ceci près que les murs de toiture intérieurs ne sont pas nécessaires pour les bâtiments

La ferme qui supporte les arêtiers est similaire au type de ferme lourde mais utilise un double 2x4 vertical au poinçon de la ferme sous la connexion de l'arêtier pour la ferme de support de l'arêtier moyenne et des doubles 2x4's pour tous les éléments de ferme pour la ferme de support de l'arêtier lourde. Notez que les deux fermes de support de l'arêtier nécessitent le clouage accru des plaques d'assemblage pour l'espacement de 1,2 m.

Processus de conception des fermes :

1. Définir la catégorie de pression de la ferme (P1, P2 ou P3) en utilisant la zone de vent du site (I, II, III ou IV), la catégorie d'exposition (B, C ou D) et le nombre d'étages à l'aide du tableau 1.5.6.9.9-1.
2. Sélectionner le modèle de ferme approprié dans le tableau 1.5.6.9.9-2 en utilisant la catégorie de pression de la ferme, ainsi que l'espacement et la portée requise.
3. Le tableau 1.5.6.9.9-2 décrit les " poids " de fermes suivants :
 - a. Légère = 2x4 membres supérieures et inférieures, diagonales et verticales

- b. Moyenne = 2 (2x4) ou 2x6 membres supérieures, 2x4 membres inférieures, verticales et diagonales
 - c. Lourde = 2 (2x4) ou 2x6 membres supérieurs et inférieurs, 2x4 verticales et diagonales
 - d. Support de croupe moyenne= 2 (2x4) membres supérieures et verticales, 2x4 membres inférieurs et diagonales
 - e. Support de croupe lourde= 2 (2x4) tous les éléments
4. Les raccordements entre les éléments de la ferme doivent être effectués à l'aide de plaques d'assemblage en contreplaqué cloués, d'une épaisseur nominale de ½" ($\geq 15/32$ ", 12 mm), de chaque côté des éléments de la ferme à raccorder.
- a. Déterminer le nombre de clous par nœud pour le modèle de ferme choisi en utilisant les tableaux 1.5.6.9.9-3, 4 ou 5 pour les modèles de fermes de 4,5 m, 6,0 m et 9,0 m, respectivement.
 - b. Déterminer les dimensions des plaques d'assemblage et la disposition des clous à l'aide de la figure 1.5.6.9.9-4. Coordonner la mise en place des feuillards métalliques le cas échéant.
5. Les connexions entre la ferme et le mur sont décrites dans la section 1.5.6.9.10.

Tableau 1.5.6.9.9-1 Catégories de pression du vent des fermes P1, P2 et P3

Catégorie d'exposition	B				C				D			
Zone de vent	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
1 niveau	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P2	P2	P3	P3
2 niveaux	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P2	P2	P3	P3
3 niveaux	P1	P1	P1	P2	P1	P2	P2	P3	P2	P2	P3	P3

Tableau 1.5.6.9.9-2 Type de fermes pour les catégories de pression, les portées et les espacements

Catégorie de pression Portée (m)	Espacement (m) Espacement maximal (1) (m)	Catégories de pression des fermes		
		P1	P2	P3
4.5	0.6	Légère	Légère	Légère
	0.9	Légère	Légère	Moyenne
	1.2	Légère	Légère	Moyenne
4.5	Soutien de la croupe	Moyenne	Lourde	Lourde
6.0 (2 x 3.0m)	0.6	Légère	Moyenne	Moyenne
	0.9, 1.2	Moyenne	Lourde	Lourde

9.0 (2 x 4,5 m)	0.6	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	0.9	Moyenne	Lourde	Lourde
	1.2	Lourde	Lourde	Lourde

Notes :

1. Réduire l'espacement aux deux tiers de la valeur indiquée dans le tableau dans la zone d'extrémité, c'est-à-dire les zones de toiture 2 et 3 adjacentes aux murs de toitures extérieurs.
2. Coordonner l'espacement entre la ferme et le mur avec la taille du poteau du mur de toiture (Section 1.5.4.9.2), l'option de rive sélectionnée (1, 2, 3 ou 4, voir Section 1.5.6.9.1), ainsi que la portée, l'espacement et les connexions des chevrons de débord et des lattes (Sections 1.5.6.9.5, 7 et 8).

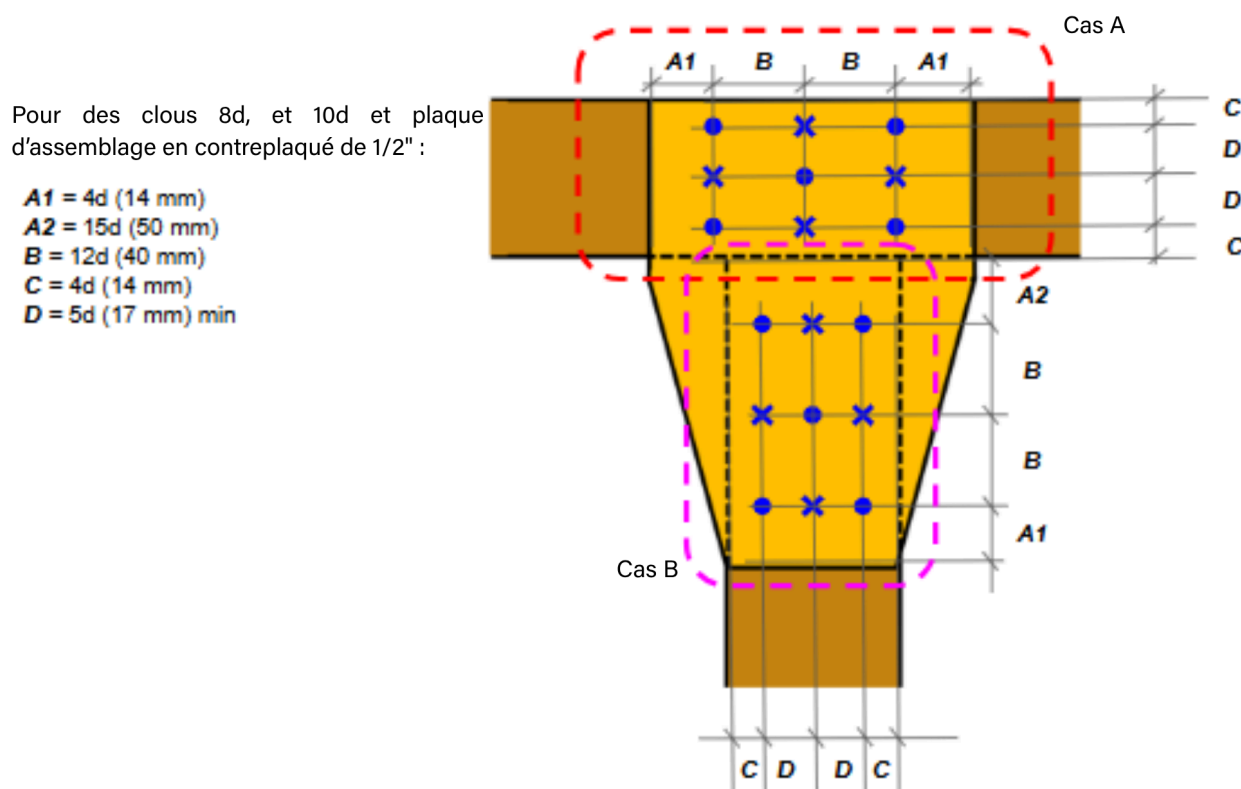


Figure 1.5.6.9.9-4 Détail de clouage des plaques d'assemblages des ferme

Exigences supplémentaires en matière de conception et de détails :

1. Poser la moitié des clous dans la plaque d'assemblage de chaque côté, comme le montre la figure 1.5.6.9.9-4, où x et  représentent les clous posés depuis les côtés opposés.
2. Les distances de bord, d'extrémité et d'espacement requises dans la figure 1.5.6.9.9-4 sont des exigences minimales. Augmenter la dimension D proportionnellement à l'élément :

- a. Pour les éléments 2x4 (profondeur = 89 mm), fixer D ~ 25mm pour des clous 8d ordinaire/10d à boîte.
 - b. Pour les éléments 2x6 (profondeur = 140 mm), fixer D ~ 40mm pour des clous 8d ordinaire/10d à boîte.
3. En cas de fendage du bois:
 - a. Augmenter l'espacement B et A1 si le fendage se produit sur les bords ou les extrémités.
 - b. Passer à deux rangées de clous au lieu de trois, en augmentant D selon les besoins.
 - c. Introduire un léger décalage (~1,0d) le long de chaque rangée de clous parallèlement au fil, en maintenant les distances de bord et de séparation requises.
 - d. Prépercez les trous en utilisant un foret dont le diamètre ne dépasse pas 75 % du diamètre du clou.
4. Les liaisons entre les feuillards métalliques et le mur se font également au niveau des plaques d'assemblage de la membrane inférieure. Il est recommandé d'installer les clous des plaques d'assemblage après les feuillards aux endroits où il peut y avoir un chevauchement, voir la section 1.5.6.9.9-10.
5. Lorsque des 2x4 doublés (76 mm/3" d'épaisseur) se connectent à un élément 2x4 ou 2x6 simple (38mm/1.5" d'épaisseur), utilisez une entretoise 1 x 4 (19mm/0.75" d'épaisseur) de chaque côté de l'élément 2x simple pour égaliser l'épaisseur totale des parties connectées.
6. Si les clous des plaques d'assemblage sont trop longs, ils traverseront le côté opposé. Pour éviter cela :
 - a. Pour les connexions de plaque d'assemblage entre des éléments simples 2x4 ou 2x6, les clous doivent être des clous ordinaires 8d (longueur 64mm/2.5" et diamètre 3.3mm/0.131"). Il peut encore y avoir une certaine pénétration en fonction de l'épaisseur réelle du contreplaqué.
 - b. Pour les assemblages plus épais, par exemple pour les doubles 2x4, les clous peuvent également être des clous 10d (longueur 76mm/3" et diamètre 3.3mm/0.128").
 - c. Des clous ordinaires 10d (longueur 76mm/3" et diamètre 3.8mm/0.148") peuvent être utilisés pour réduire légèrement le nombre de clous requis.
7. 2 (2x4) indique que la paire de 2x4 (50x100) doit être doublée ou jumelée. Prévoir des paires de clous 8d tous les 150 mm le long des éléments en dehors des emplacements des plaques d'assemblage, en alternant les côtés.
8. Les membres supérieurs sont contreventés par les pannes avec un espacement maximum de 1,2m. Les membres inférieures des fermes sont contreventées au niveau du poinçon, voir section 1.5.6.9.10.
9. Il est préférable de prolonger les plaques d'assemblage aux connexions de ferme extérieures vers l'extérieur, au-dessus du mur afin que le feuillard métallique en V se connecte au plaque en contreplaqué. (Figure 1.5.6.9.10-1) .

Tableau 1.5.6.9.9-3 Clouage des plaques d'assemblage pour une ferme de 4,5 m (portée simple) pour P1, P2 et P3

Espacement	Clouage des plaques d'assemblage								
Nœud de la ferme	4		3, 6		2, 7		5		
Élément de liaison	4-3 ; 4-6	4-5	3-5 ; 6-5	3, 6	2-3 ; 7-6	2-5 ; 7-5	5-4	5-3 ; 5-6	5-2 ; 5-7
Espacement de 0,6 m	11	9	9	9	16	15	9	9	15
Espacement de 0,9 m	17	9	9	9	24	23	9	9	23
Espacement de 1,2 m	22	12	12	12	32	30	12	12	30
cas de connexion	B	B	B	A	A	B	B	B	A

Notes :

1. Nombre total de clous indiqué, la moitié de chaque côté (+/-1 variation possible). Voir la figure 1.5.6.9.9-4 pour la disposition des plaques d'assemblage et la définition du type d'assemblage A/B. Utiliser un clouage avec un espacement de 1,2 m pour les fermes supportant la croue de type moyen et lourd.
2. Les clous des plaques d'assemblage ont été déterminés pour un espacement de ferme de 1,2 m et ajustés à la baisse de 0,75 pour un espacement de 0,9 m et de 0,5 pour un espacement de 0,6 m, en arrondissant vers le haut, 9 clous au minimum. Ajuster pour d'autres valeurs d'espacement en utilisant (espacement/1,2), dans la plage de 0,6 m à 1,2 m, 9 clous au minimum.
3. Une jonction du membre inférieur peut être faite au nœud 5. Un renfort latéral est prévu au nœud 5, voir section 1.5.6.9.10.

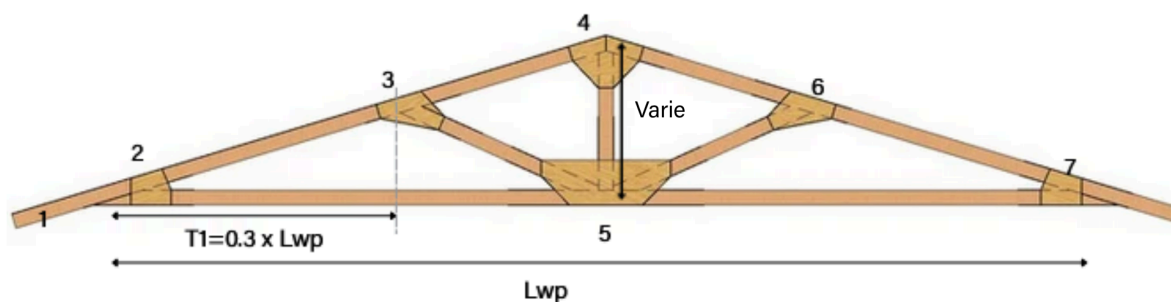


Figure 1.5.6.9.9-5 Numéros et dimensions des nœuds de la ferme (ferme de 4,5 m)

Tableau 1.5.6.9.9-4 Clouage des plaques d'assemblage pour une ferme de 6,0 m (travées de 2 x 3,0 m) pour P1, P2, P3

Espacement	Clouage des plaques d'assemblage								
Nœud de ferme	4		3, 6		2, 7		5		
Raccordement du membre	4-3 ; 4-6	4-5	3-5 ; 6-5	3, 6	2-3 ; 7-6	2-5 ; 7-5	5-4	5-3 ; 5-6	5-2 ; 5-7
Espacement de 0,6 m	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Espacement de 0,9 m	9	9	14	14	9	9	9	14	9
Espacement de 1,2 m	12	10	18	18	9	9	10	18	9
cas de connexion	B	B	B	A	A	B	B	B	A

Notes :

1. Nombre total de clous indiqué, la moitié de chaque côté (+/-1 variation possible). Voir la figure 1.5.6.9.9-4 pour la disposition des plaques d'assemblage et la définition du cas d'assemblage A/B.
2. Les clous des plaques d'assemblage ont été déterminés pour un espacement de ferme de 1,2 m et ajustés à la baisse de 0,75 pour un espacement de 0,9 m et de 0,5 pour un espacement de 0,6 m, en arrondissant vers le haut, 9 clous au minimum. Ajuster pour d'autres valeurs d'espacement en utilisant (espacement/1,2), dans la plage de 0,6 m à 1,2 m, 9 clous au minimum.
3. Une jonction du membre inférieur peut être faite au nœud 5. Un renfort latéral est prévu à mi-portée du nœud 5-2 et du nœud 5-7, voir la section 1.5.6.9.10.

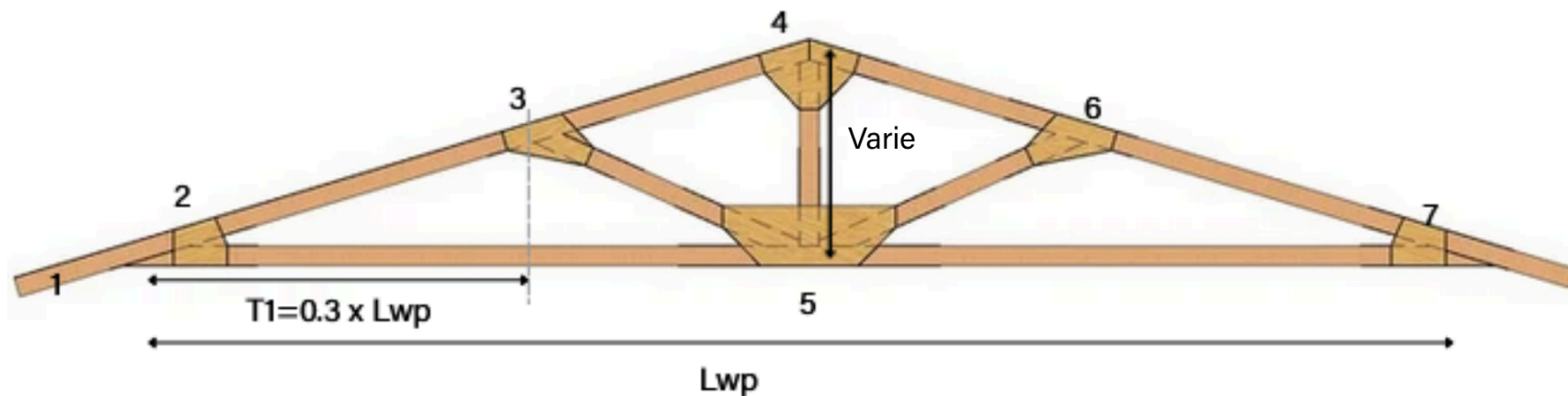


Figure 1.5.6.9.9-6 Numéros et dimensions des nœuds de la ferme (ferme de 6,0 m)

Tableau 1.5.6.9.9-5 Clouage des plaques d'assemblage pour ferme de 9,0 m (travées de 2 x 4,5 m)

Espacement	Clouage des plaques d'assemblage							
Nœud de ferme	4		2, 5			10, 13		
Élément de liaison	4-2 ; 4-5	4-3	2-3 ; 5-3	2, 5	2-1 ; 5-12	10-1 ; 13-12	10, 13	10-11 ; 13-14
Espacement de 0,6 m	9	9	9	9	9	9	9	9
Espacement de 0,9 m	9	9	9	9	9	9	9	9
Espacement de 1,2 m	16	14	14	14	9	12	12	9
Boîtier de raccordement	B	B	B	A	B	B	A	B

Espacement	Clouage des plaques d'assemblage Suite									
Nœud de ferme	8, 6		11, 14		1, 12			3		
Élément de liaison	8-10 ; 6-13	8-11 ; 6-14	11-10 ; 14-13	11, 14	1-10;12- 13	1-2 ; 12-5	1, 12	3-1 ; 3-12	3-2;3-5	3-4
Espacement de 0,6 m	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Espacement de 0,9 m	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Espacement de 1,2 m	9	9	9	9	12	9	12	9	14	14
Cas de connexion	A	B	B	A	B	B	A	B	B	B

Notes :

1. Nombre total de clous indiqué, la moitié de chaque côté (+/-1 variation possible). Voir la figure 1.5.6.9.9-4 pour la disposition des plaques d'assemblage et la définition du cas d'assemblage A/B.
2. Les clous des plaques d'assemblage ont été déterminés pour un espacement de ferme de 1,2 m et ajustés à la baisse de 0,75 pour un espacement de 0,9 m et de 0,5 pour un espacement de 0,6 m, en arrondissant vers le haut, 9 clous au minimum. Ajuster pour d'autres valeurs d'espacement en utilisant (espacement/1,2), dans la plage de 0,6 m à 1,2 m, 9 clous au minimum.
3. Le membre inférieur peut être raccordé par jonction au nœud 3, ou aux nœuds 1 et 12 en utilisant le clouage prévu pour le nœud 3 pour le membre inférieure aux nœuds 1 et 12.
4. Un renfort latéral est prévu à mi-portée de 3-8 et au nœud 3-6, voir la section 1.5.6.9.10.

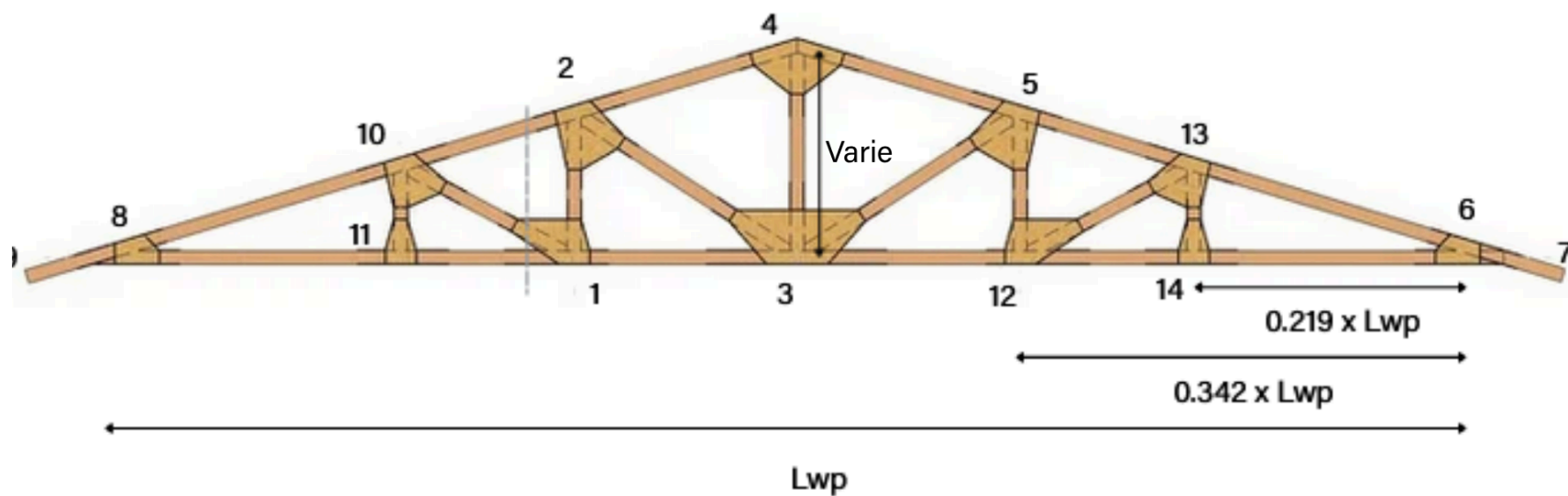


Figure 1.5.6.9.9-7 Numéros et dimensions des nœuds de la ferme (ferme de 9,0 m, travées de 2 x 4,5 m)

1.5.6.9.10 Connexions des fermes

Raccordements des fermes aux chaînages supérieurs des murs latéraux et intérieurs

Les fermes sont raccordées aux murs porteurs à chaque extrémité et également au niveau du support central pour les modèles de 6,0 m et 9,0 m.

La connexion de la ferme au chaînage supérieur suit le même principe que pour les chevrons, en utilisant un feuillard métallique encastré et coulé dans le chaînage supérieur. Voir la section 1.5.6.9.8 pour plus d'informations.

Le feuillard est relié aux plaques d'assemblage de la ferme et, si nécessaire, enroulé sur le membre supérieur et le long du côté opposé, comme le montrent les figures 1.5.6.9.10-1 et 2.

Le nombre total de clous requis par feuillard métallique en V est indiqué dans le tableau 1.5.6.9.10-1. Les valeurs indiquées dans le tableau s'appliquent aux assemblages intérieurs et extérieurs.

Tableau 1.5.6.9.10-1 Nombre total de clous par feuillard métallique en V entre fermes et murs

Hauteur	Trois niveaux			Un niveau		
Espacement des fermes (mm)	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
Catégorie d'exposition B						
600	5 (6)	5 (6)	8	4 (6)	4 (6)	6
900	6	7	11	5	6	9
1200	8	9	14	6	7	11
Catégorie d'exposition C						
600	6	8	10	6	7	8
900	9	11	14	8	10	12
1200	11	14	18	10	12	16
Catégorie d'exposition D						
600	7	9	11	7	8	10
900	10	13	16	9	11	14
1200	13	16	21	12	14	18

Notes :

- Les valeurs s'appliquent aux connexions des fermes aux murs intérieurs et extérieurs.
Il est recommandé de remplir tous les trous de clous disponibles de chaque côté de la plaque d'assemblage, sauf si le fendage du bois est un problème.
- Le nombre total minimum de clous ordinaires 8d / clous de boîte 10d par feuillard métallique en V par ferme est :
 - Ferme légère : 6 (3/bande) Indiqué en (6) ci-dessus lorsqu'il s'applique ci-dessus.
 - Ferme moyenne : 8 (4/bande)
 - Ferme lourde : 10 (5/bande)
 - Ferme supportant la croupe : 12 (6/bande)
- Les valeurs tabulées peuvent être multipliées par 0,75 pour les éléments de charpente situés à plus de 2,4 m (8 pieds) des angles du bâtiment. Maintenir au moins le nombre minimum de clous.
- L'interpolation est permise pour les espacements intermédiaires. Maintenir le clouage pour un espacement de 600 mm pour un espacement < 600 mm. Maintenir le nombre minimal de clous.

5. Utiliser le nombre total requis de clous divisé approximativement également entre chaque bande. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-3 pour la différence permise du nombre de clous par bande.
6. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximum de clous par bande selon l'épaisseur du feuillard et la résistance de l'acier. Si nécessaire, fournir deux feuillards métalliques en V par connexion, sur des côtés alternés du chevron.
7. Enrouler la bande du feuillard sur le membre supérieur et la faire descendre de l'autre côté si nécessaire.
8. Coordonner la position des feuillards / pannes / tôles CGI / fixations pour éviter tout conflit. Ne pas fixer les pannes ou les tôles CGI à travers le feuillard.
9. Utiliser l'espacement des clous ainsi que les distances aux bords et aux extrémités indiqués dans la Figure 1.5.6.9.9-4 « Détail de clouage des plaques d'assemblage des fermes ». Les distances aux bords et aux extrémités doivent être respectées par rapport à la charpente derrière les plaques d'assemblage, et non par rapport au contreplaqué.
10. Fournir des blocs d'appoint supplémentaires entre les plaques d'assemblage si nécessaire pour supporter le clouage du feuillard.
11. Le clouage du feuillard s'ajoute au clouage des plaques de la Section 1.5.6.9.9. Éviter l'excès de clous autour des emplacements de feuillards pour prévenir la fente du bois. Si nécessaire, agrandir les plaques pour accommoder le clouage du feuillard.
12. Voir Section 1.5.6.9.2 pour les exigences supplémentaires concernant les fixations et les blocs d'appoint (blocs jumelés) afin d'éviter le passage des clous.

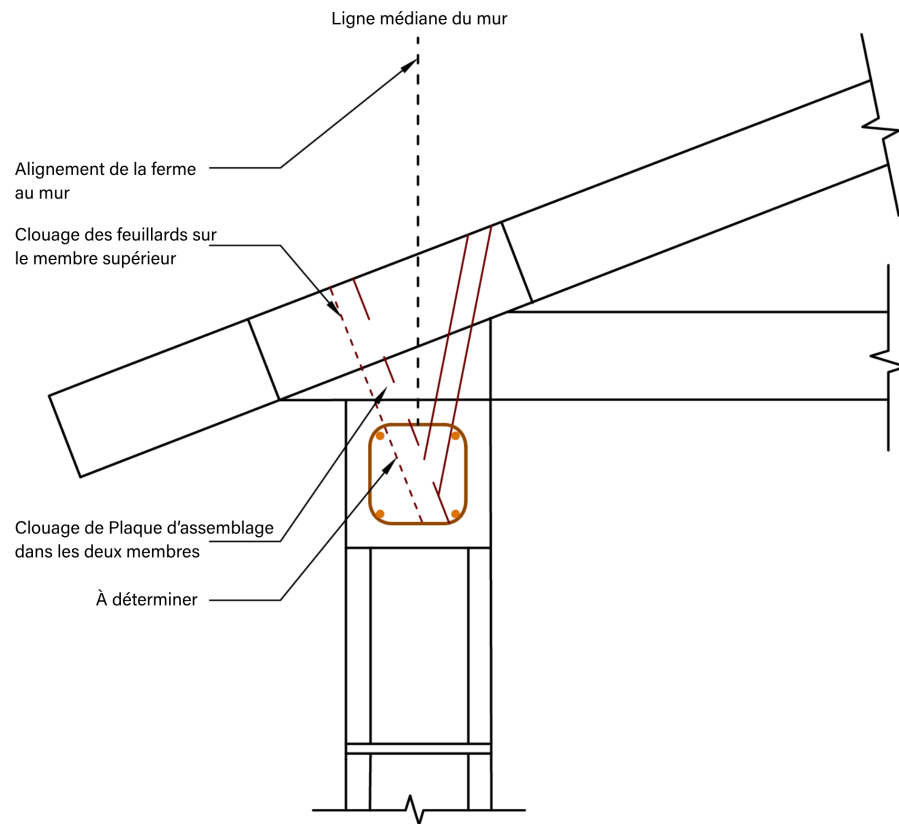


Figure 1.5.6.9.10-1 : Raccordement d'une ferme à un mur extérieur à l'aide d'un feuillard métallique en V

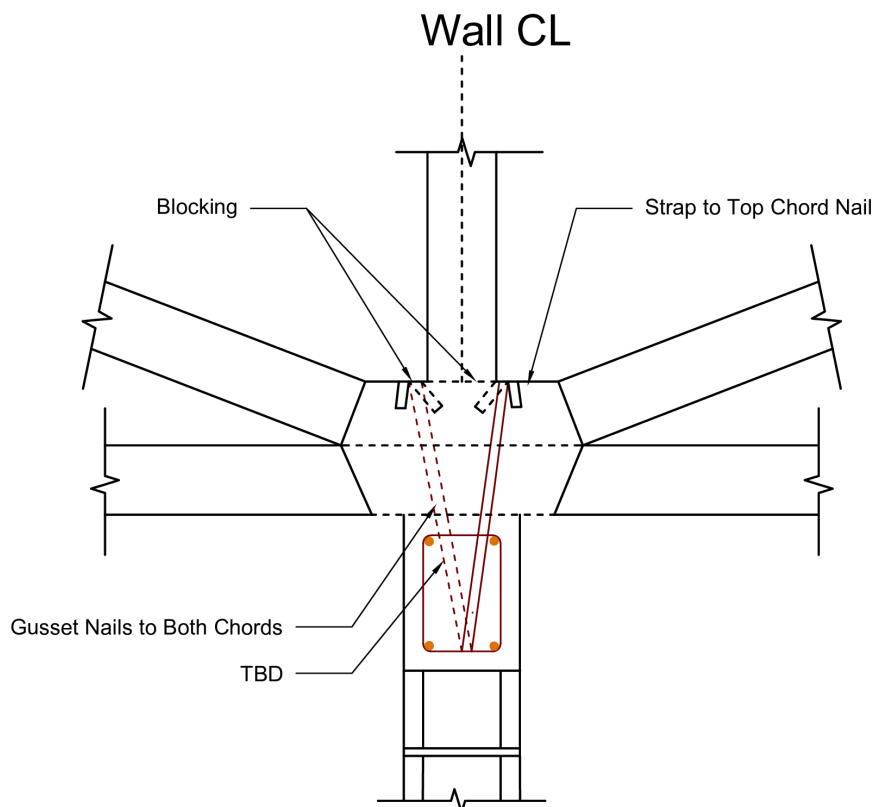


Figure 1.5.6.9.10-2 : Raccordement de la ferme au mur intérieur à mi portée à l'aide d'un feuillard métallique en V (fermes de 6 m et 9 m)

Installer les clous du feuillard métallique de bas en haut, en maintenant le feuillard tendu pendant l'opération. Fournir au moins 4 clous (2 de chaque côté) pour fixer le feuillard au membre inférieur aux murs de toiture extérieurs. Installer le reste des clous dans le membre supérieur. Si nécessaire, enrouler le feuillard par-dessus le membre supérieur et le descendre jusqu'à la plaque d'assemblage opposée. Un clou peut être posé sur la face supérieure de chaque élément 2x du membre supérieur (deux pour un double 2x4).

Les feuillards métalliques sont posés sur les plaques d'assemblage en contreplaqué. Ajouter des clous du feuillard aux mêmes emplacements que les clous de la plaque d'assemblage peut provoquer le fendage du bois. Les clous de la plaque d'assemblage peuvent être omis à l'emplacement du feuillard, en marquant sur la plaque le plan de clouage et l'emplacement approximatif du feuillard.

Se référer à la section 1.5.6.9.8 sur les exigences supplémentaires pour les connexions par feuillard en V.

Raccordement des fermes aux murs de toiture et aux colonnes

Les fermes sont reliées aux murs de toiture selon l'une des quatre options de rive décrites à la section 1.5.6.9.1. L'option de chevron de débord n°1 est recommandée et est illustrée à la figure 1.5.6.9.10-1 pour le mur de toiture pignon extérieur, et est similaire pour les murs de toiture intérieurs.

Si les options d'égout 2, 3 ou 4 sont adoptées, un chevron continu sera nécessaire au-dessus de chaque mur de toiture. Comme il n'y a pas de poutre faîtière, deux chevrons de débord sont recommandés, un sous chaque panne adjacente au poteau du mur de toiture.

Connexion des fermes au faîtage

Dans une toiture en ferme, les pannes servent à transférer les forces d'inertie sismiques du toit vers les murs de toiture, puisqu'il n'y a pas de planche faîtière ni de poutre faîtière. Il est important que les pannes soient structurellement continues et connectées aux chevrons de débord ou aux entretoises au niveau du mur de toiture. Voir la section 1.5.6.9.8 sous « Jonctions de pannes et connexion des pannes aux entretoises/chevrons de débord ».

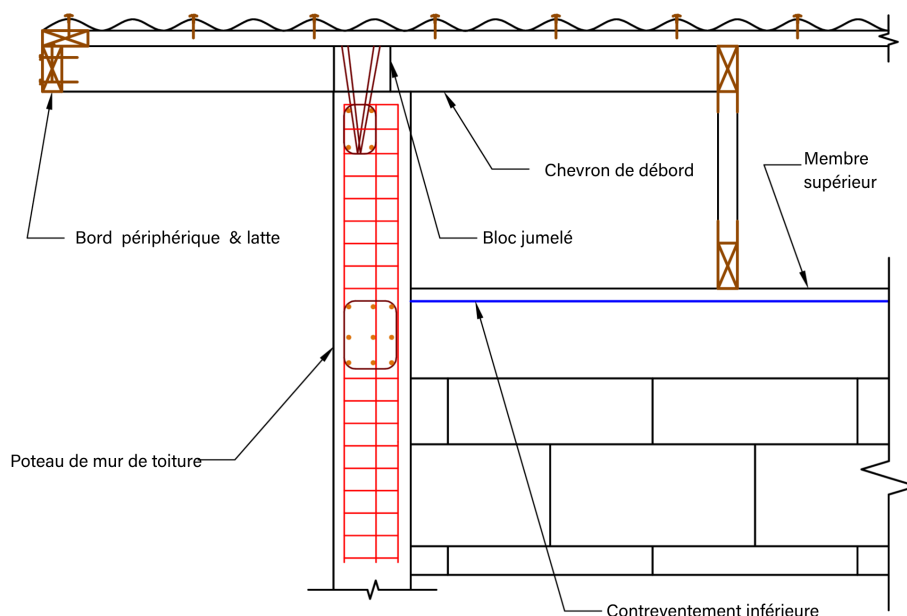


Figure 1.5.6.9.10-3 : Coupe de la ferme au mur de toiture et au poteau (avant-toit Option 1 - chevrons)

Contreventement du membre inférieur de la ferme

Un contreventement latéral est nécessaire au niveau du membre inférieur de la ferme pour assurer la stabilité. Le renfort est placé au milieu de la ferme simple portée de 4,5 m et au milieu de chacune des deux portées pour les fermes de 6,0 m et 9,0 m.

Le contreventement de 50 x 100 (2 x 4) est situé juste en dessous du membre inférieur, comme montré à la figure 1.5.6.9.10-3. Le détail de connexion au poteau de pignon est présenté à la figure 1.5.6.9.10-4 pour le contreventement de la ferme de 4,5 m ; appliquer un concept similaire pour les connexions de contreventement des fermes de 6,0 m et 9,0 m.

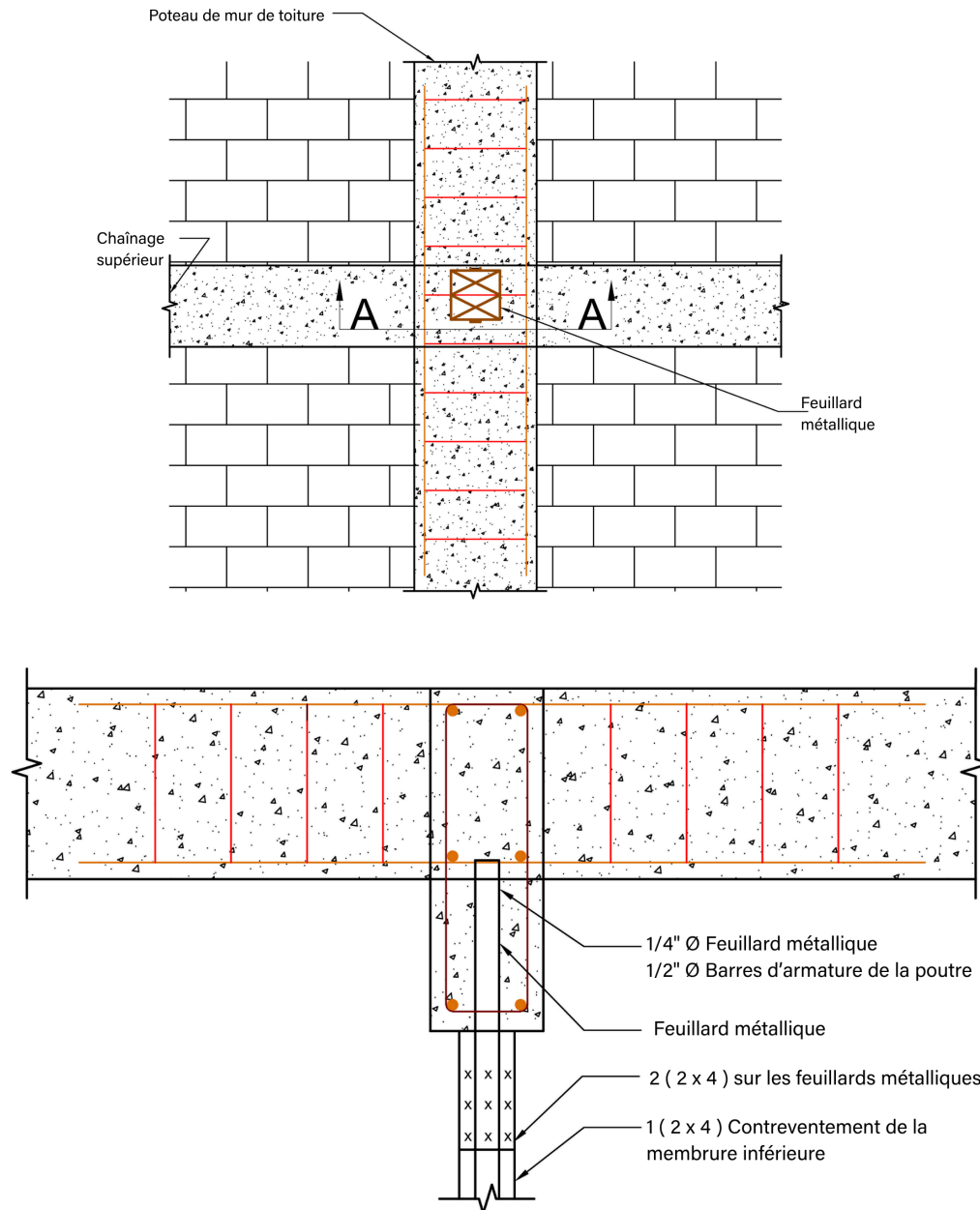


Figure 1.5.6.9.10-4 : Raccordement du contreventement du membre inférieur de la ferme au mur (élévation en haut, plan en bas)

Notes relatives à la figure 1.5.6.9.10-4 :

1. L'élément de contreventement doit être continu entre les murs de toiture et fixé à chaque mur à ses extrémités.
2. Le contreventement doit être une pièce plate de 50 x 100 (2x4), sauf si une évaluation ultérieure montre qu'une des sections de panne plus petites est acceptable.
3. Si le contreventement doit être effectué en jonction, utiliser le détail pour joindre une latte de 50×100 mm, c'est-à-dire joindre le contreventement à mi-chemin entre les fermes et prévoir un

blocage au-dessus.

4. Fixer le contreventement à chaque membre inférieur de la ferme à l'aide de 2x clous de boîte 10d ou 10d ordinaires par élément du membre inférieur (certains membres inférieurs de la ferme sont des doubles 50 x 100).
5. Connecter le contreventement au poteau de pignon à l'aide d'un feuillard métallique incorporé, similaire aux feuillards de chevron mais positionné horizontalement. Fournir un bloc d'appoint si nécessaire pour éviter le percement, et au minimum 3 clous ordinaires 8d ou de 2 boîtes 10d dans chaque bande du feuillard. La distance du premier clou de la bande par rapport à l'extrémité doit être > 50 mm.
6. Laisser un petit espace (~10mm) entre le contreventement + bloc et le mur ou prévoir une assise étanche (DPC)

1.5.6.9.11 Toiture en croupe

Il existe de nombreuses configurations possibles pour les toits en croupe ; une est présentée ici (voir Section 1.5.6.2). Une ferme supportant la croupe est utilisée pour soutenir les chevrons de croupe au niveau de la connexion faîtière, et des chevrons de croupe (ou « jacks ») sont utilisés pour le reste de la portion en croupe du toit. Les chevrons de croupe sont parallèles à la pente et des pannes sont utilisées pour soutenir le CGI. Les pannes sont disposées perpendiculairement à la pente et également en diagonale le long de chaque côté des poutres de croupe pour supporter le CGI.

Voir la Figure 1.5.6.9.11-1 pour une vue 3D d'un exemple de toit en croupe avec une portée de ferme de 4,5 m, et les Figures 1.5.6.9.11-2 et 3 pour des plans partiels 2D des portions croupe-à-angle et croupe-à-faîtage du toit.

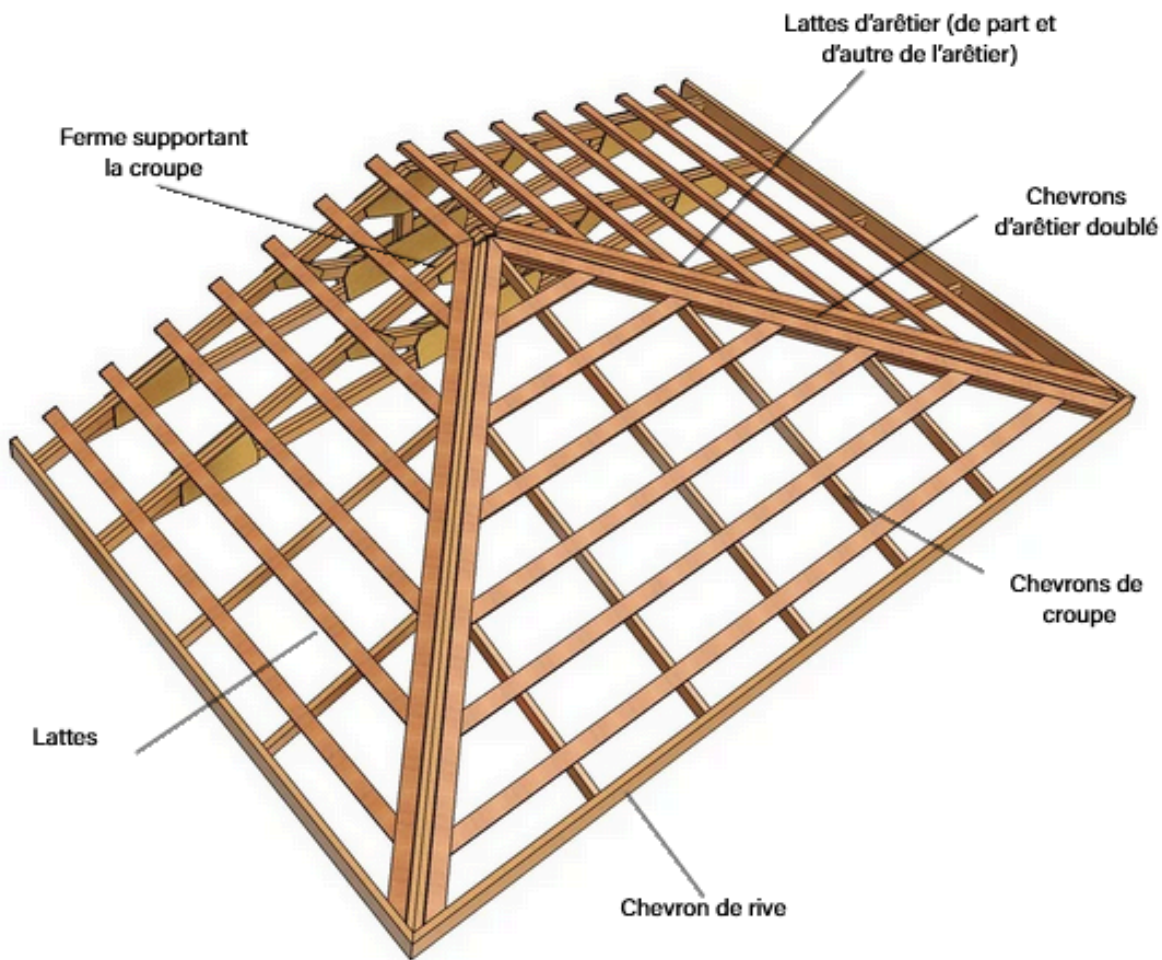


Figure 1.5.6.9.11-1: Vue d'une toiture en croupe (3D)

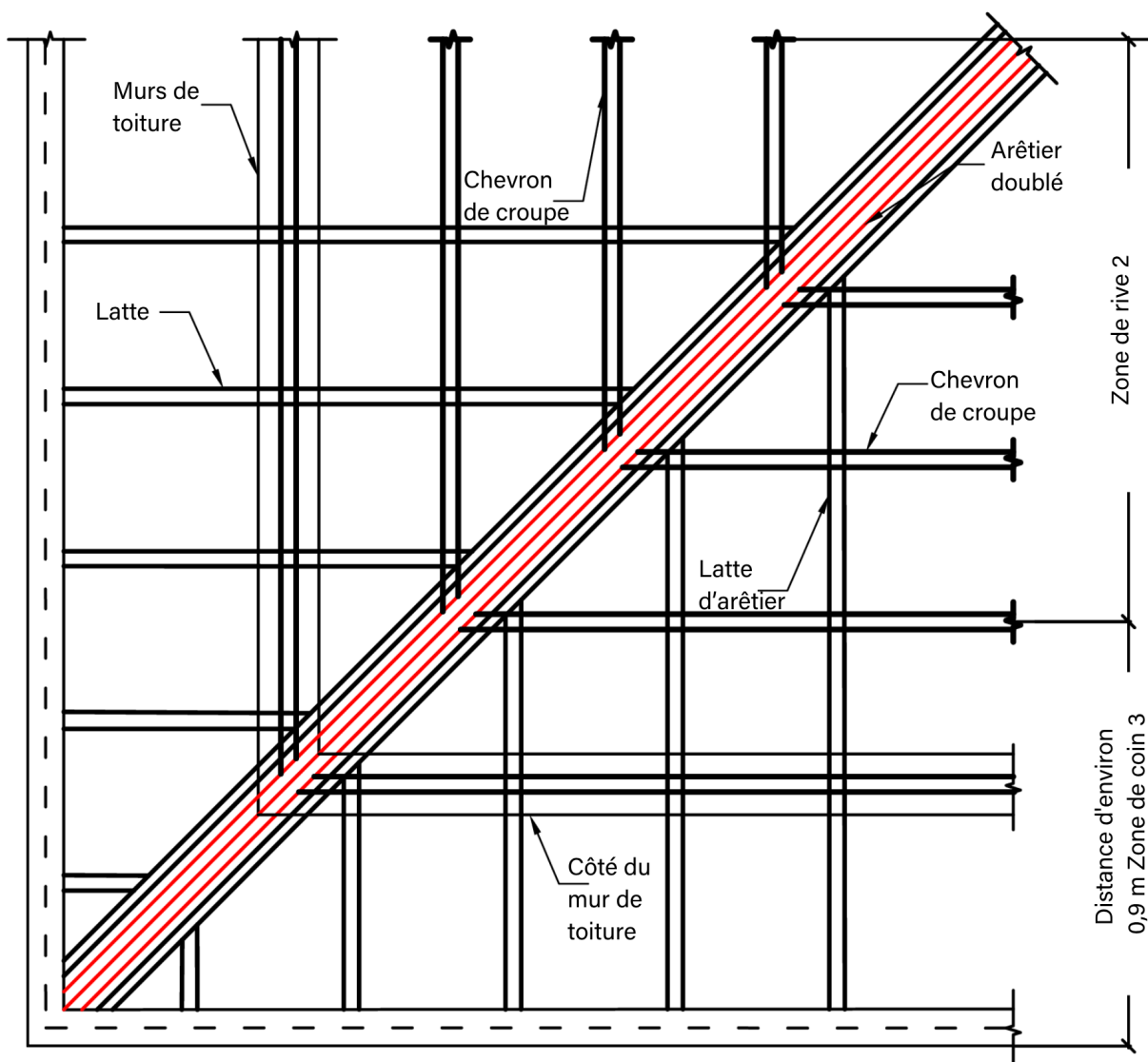


Figure 1.5.6.9.11-2 : Raccordement de l'angle de l'arêtier au mur - plan partiel (2D)

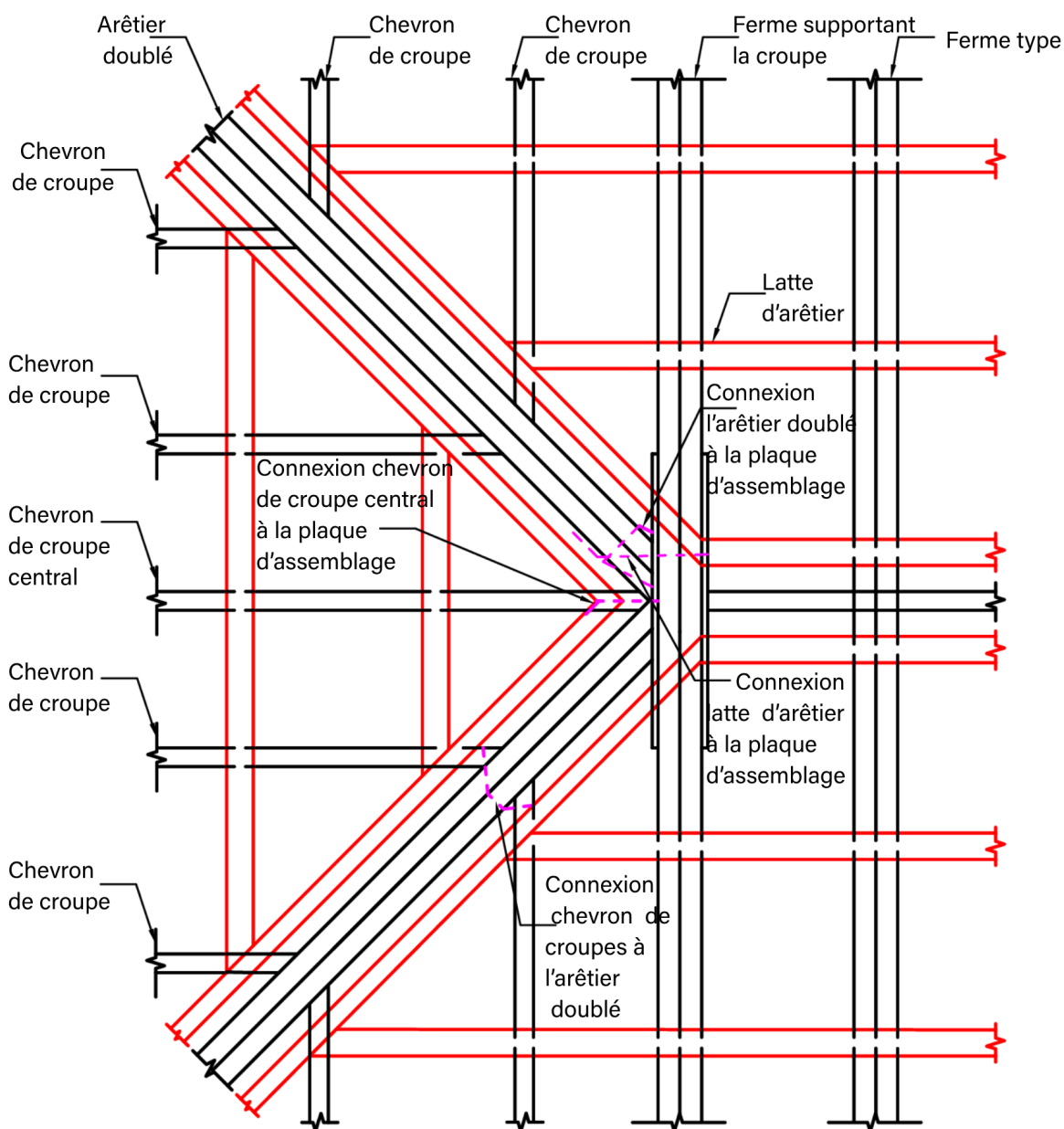


Figure 1.5.6.9.11-2 : Raccord au faîtage de l'arêtier - plan partiel (2D)

Notes sur les figures 1.5.6.9.11-1 et 2 :

1. Seule une ferme supportant la croupe de 4,5 m est incluse dans ces dispositions. Pour des toits en croupe plus grands, il peut être préférable de prévoir des murs de toiture plutôt que des fermes supportant la croupe, avec des murs perpendiculaires ou des murs suspendus de toiture supportant la poutre faîtière. Cela nécessiterait des connexions croupe-vers-mur personnalisées (par ex. plusieurs feuillets métalliques lourds en V).
2. Entre les fermes supportant la croupe, le toit est similaire à un toit à pignon avec des fermes, sauf

que les murs de toiture ne sont pas requis pour des bâtiments de moins de 13,5 m de longueur (par ex. 3 x 4,5 m de pièces). Cette limite est adoptée car le seul chemin de transmission des forces de vent et sismiques parallèles au faîtage se fait par les extrémités de croupe (c'est-à-dire le long des pannes et jusqu'aux connexions aux murs d'angle). Il peut être plus pratique de conserver le mur de toiture en maçonnerie pour séparer les pièces.

3. Une configuration alternative consiste à ne prévoir que des fermes supportant la croupe et à utiliser un système chevron + planche faîtière entre ces fermes.
4. Des pannes diagonales (pannes d'arêtier) sont disposées parallèlement à chaque côté des chevrons d'arêtier, supportées par les chevrons de croupe pour être dans le plan correct. C'est la méthode la plus robuste et directe pour fournir le support requis aux extrémités des panneaux de couverture CGI. Il est possible de fixer une seule panne 50x100 sur le dessus de chaque arêtier double, mais la surface supérieure pourrait devoir être chanfreinée pour correspondre au plan des panneaux CGI de chaque côté de la croupe.
5. Les chevrons d'arêtier sont généralement plus profonds que les chevrons de croupe et les membres supérieurs des fermes (par ex. croupes doubles 2x6 avec chevrons de croupe 2x4 et membres supérieurs de ferme). Pour éviter un entaillage excessif des poutres de croupe aux angles, il peut être nécessaire de surélever légèrement les chevrons de croupe et les membres supérieurs des fermes au-dessus des chaînages supérieurs extérieurs. Cela nécessiterait une connexion feuillard métallique en V modifiée.

Les chevrons d'arêtier sont décrits dans le tableau 1.5.6.9.11-1. Les chevrons d'arêtier utilisent les mêmes catégories de pression de vent (P1, P2 et P3) définies à la section 1.5.6.9.9 pour les fermes.

Les liaisons arêtier-mur sont conçues à l'aide de la section 1.5.6.9.8 et les liaisons arêtier-ferme sont décrites dans cette section.

La ferme d'appui d'arêtier est également décrite à la section 1.5.6.9.9 et les connexions entre la ferme et le mur sont décrites à la section 1.5.6.9.8.

Les chevrons sont conçus à l'aide de la section 1.5.6.9.6 et les connexions chevron-mur à l'aide de la section 1.5.6.9.8.

Tableau 1.5.6.9.11 -1 Dimensions des arêtiers ou de noue

Surface de l'arêtier ou de noue		Portée de la ferme	Charge de toit	Catégories de pression du vent		
(pied x pied)	(m x m)	(m)	G=10 psf Q=20 psf	P1	P2	P3
6.1' x 6.1'	1.85 x 1.85	3.7m	2-2x4 ou 1-2x6	2-2x4 ou 1-2x6	1-2x6	1-2x6
7.4' x 7.4'	2.25 x 2.25	4.5m	2-2x6	2-2x6	2-2x8	2-2x8
9.85' x 9.85'	3.0 x 3.0	6.0m	2-2x8	2-2x8	2-2x8	3-2x8 ou 2-2x10
14.8' x 14.8'	4.5 x 4.5	9.0m	3-2x12	3-2x12	3-2x12	4-2x12

Notes :

1. Doubler les chevrons d'arêtier comme décrit pour les chevrons.

Les connexions d'arêtier et de noue au niveau du faîtage sont complexes et, pour les charges de vent élevées, nécessitent souvent des connecteurs en bois spéciaux qui peuvent ne pas être facilement disponibles. Une disposition proposée des feuillards au niveau de la connexion arêtier/ferme/chevron de croupe/faîtage et entre les pannes et les arêtiers est présentée aux Figures 1.5.6.9.11-4, 5 et 6. D'autres configurations techniques peuvent être acceptables.

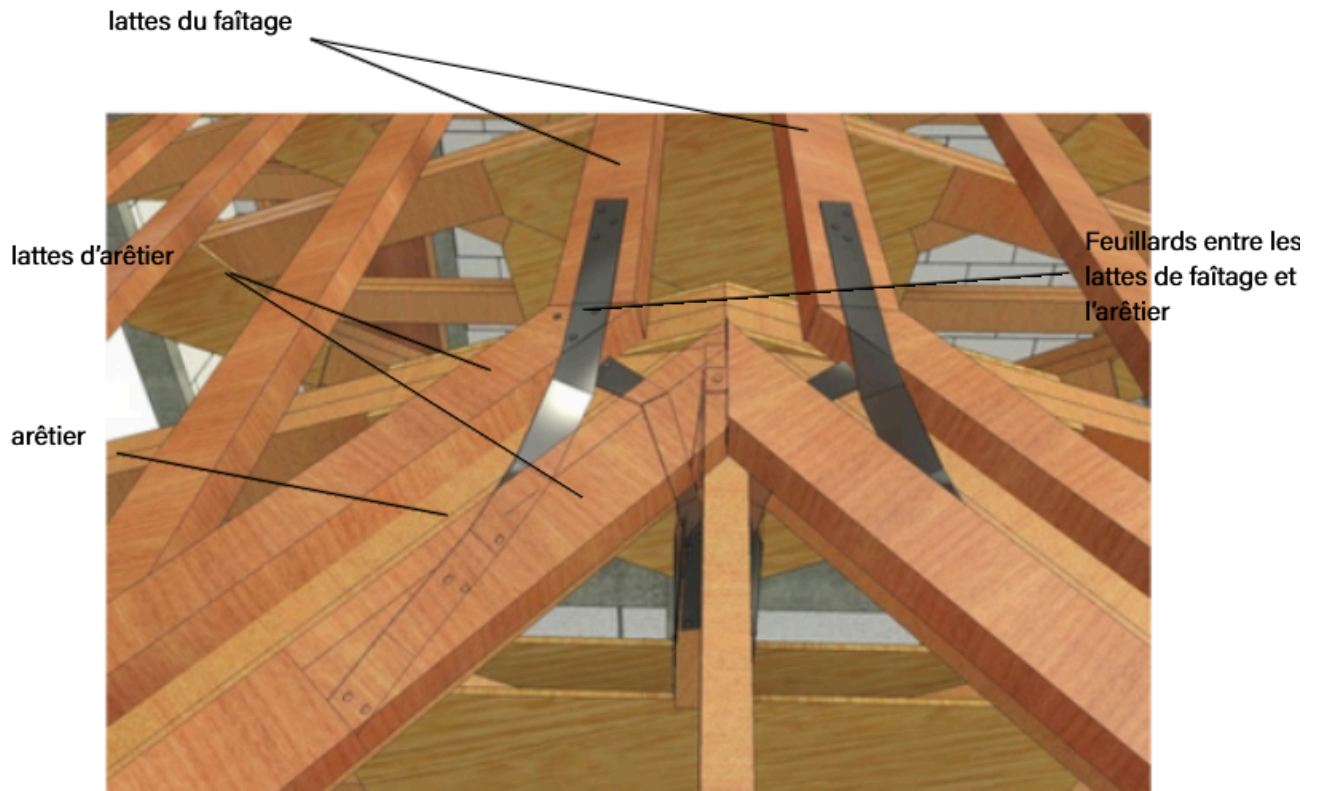


Figure 1.5.6.9.11-4 - Feuillards de liaison entre la ligne de faîtage et l'arêtier par les lattes de faîtage

Notes sur la figure 1.5.6.9.11-4 :

1. Entre les fermes supportant la croupe, les deux pannes de faîtage transfèrent les forces sismiques parallèlement à la faîtière. Prévoir des liteaux 50x100 (2x4) sous les pannes de faîtage et faire courir un feuillard métallique du dessus de chaque panne jusqu'au côté de l'arêtier :
 - a. Portée de ferme $\leq 4,5$ m : feuillard 20 gauge (F_y minimum = 33 000 psi)
2. Installer le feuillard tendu et clouer avec 6 x clous ordinaires 10d, 6 x clous de boîte 10d ou 10 x clous ordinaires 8d à chaque extrémité de chaque feuillard.

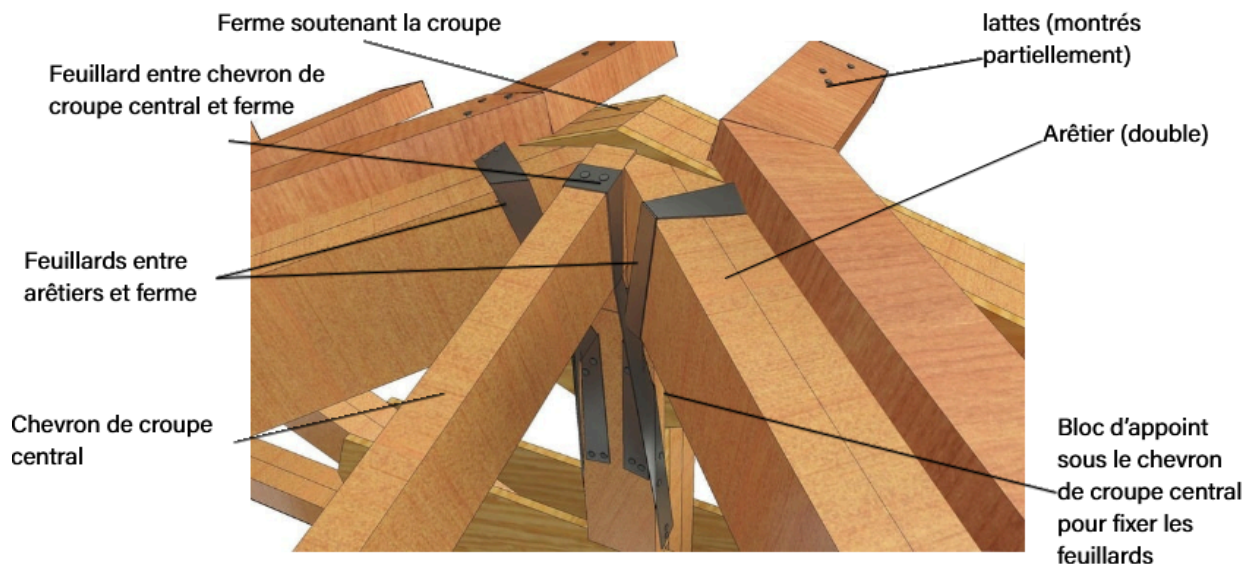


Figure 1.5.6.9.11-5 - Connection avec feuillards métallique des arêtiers et du chevron de croupe central à la ferme de soutien de la croupe (vue depuis le haut)

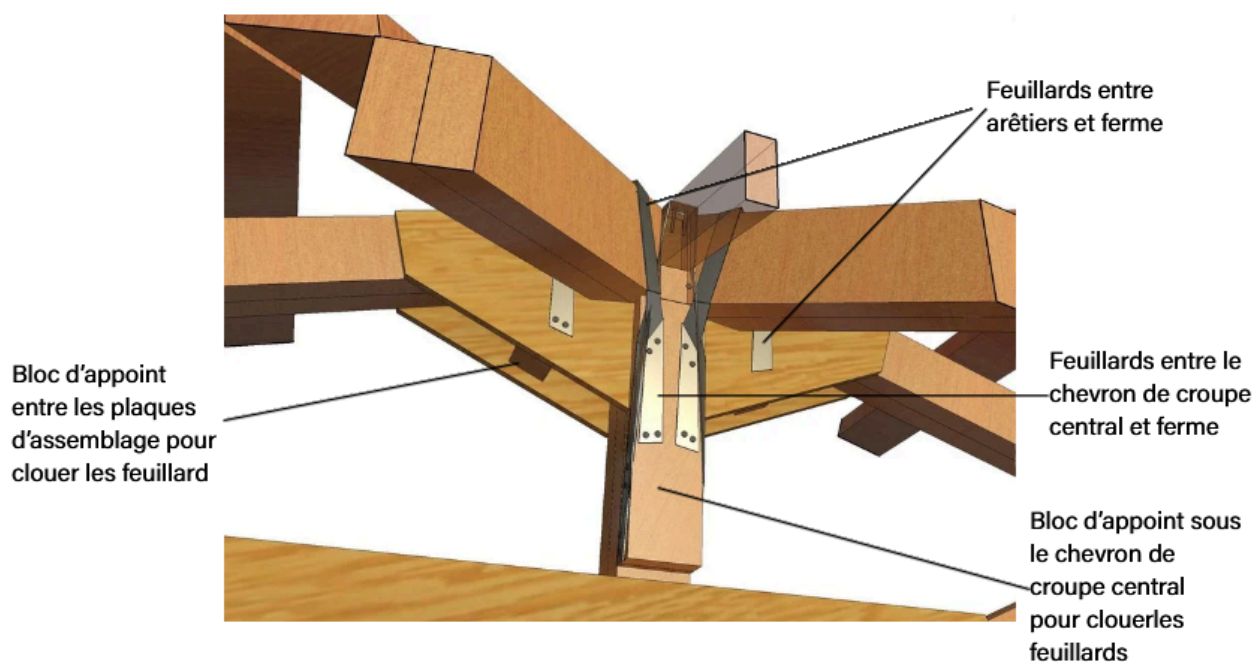


Figure 1.5.6.9.11-6 - Connection avec feuillards métallique des arêtiers et du chevron de croupe central à la ferme de soutien de la croupe (vue depuis le bas)

Notes sur les connexions d'arêtier (Figures 1.5.6.9.11-5 et 6) :

1. Pour faciliter le clouage du feuillard, prévoir un bloc d'appoint 50x100 (2x4) directement sous le chevron de croupe central comme montré à la Figure 1.5.6.9.11-6.
 - a. Prolonger le bloc d'appoint vers le bas autant que nécessaire pour l'ajustement et le clouage du feuillard.
 - b. Une cale en contreplaqué sera requise entre le bloc d'appoint et le poinçon (membre vertical) double 50x100 (2x4) de la ferme.
 - c. Façonner le dessus du bloc d'appoint pour supporter verticalement l'arêtier et le chevron de croupe central.
 - d. Prévoir un clouage 10d. Coordonner le blocage avec le clouage de la plaque.
2. Utiliser des clous en biais pour connecter les arêtiers aux plaques d'assemblage de la ferme.
Nombre minimum de clous ordinaires 10d ou clous de boîte 10d par arêtier :
 - a. 50x100 (2x4) = 3
 - b. 50x150 (2x6) = 4
 - c. 50x200 (2x8) = 5
 - d. 50x250 (2x10) = 6
 - e. Il peut être nécessaire d'ajuster les chevrons d'arêtier séparément pour clouer chaque arêtier. Installer la moitié des clous en biais de chaque côté du chevron.
 - f. Prévoir des blocs d'appoint doubles 50x100 (2x4) supplémentaires entre les plaques d'assemblage en contreplaqué si nécessaire pour le support des clous en biais
3. Se référer au Tableau 1.5.6.9.11-2 pour les connexions de feuillard de l'arêtier.

Tableau 1.5.6.9.11-2 Réactions verticales maximales de l'arêtier pour les cas de charge gravitaire et de soulèvement au vent

Portée ferme	Portée horizontale de l'arêtier		Surface de l'arêtier ou de la noue		Charge permanente (0.5 kPa)	Charge d'exploitation (1.0 kPa)	Catégorie de pression au vent de l'arêtier (même que pour les fermes)		
(m)	(ft-in.)	(m)	(ft x ft)	(m x m)	G (kN)	Q (kN)	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)
3.7	8-7	2.6	6.1' x 6.1'	1.85 x 1.85	0.5	1.0	3.5	4.8	6.9
4.5	10-2	3.1	7.4' x 7.4'	2.25 x 2.25	0.6	1.2	4.2	5.9	8.4
6	13-9	4.2	9.85' x 9.85'	3.0 x 3.0	1.2	2.3	5.2	7.2	10.3
9	20-9	6.3	14.8' x 14.8'	4.5 x 4.5	2.8	5.6	10.8	15.0	21.4

Notes:

- Calculer la réaction maximale appropriée vers le haut au niveau de la connexion arêtier–ferme en utilisant la combinaison de charges 0,6D + 1,0W. Les réactions dues à la charge d'exploitation (LL) sont données à titre indicatif uniquement.
 - Ajuster les réactions des charges permanentes et d'exploitation pour correspondre aux conditions spécifiques du projet, si nécessaire.
 - Ces réactions concernent la connexion arêtier–ferme, mais peuvent être utilisées de manière conservatrice pour la connexion arêtier–mur.
- Calculer le nombre total de clous requis pour chaque extrémité du feuillard (aux deux extrémités du feuillard) en utilisant les valeurs kN/fastener suivantes (NDS 2018, Tableau 12P, CD = 1,6 appliqué pour la combinaison 0,6D + W) :
 - Clou ordinaire 8d / clou de boîte 10d = 0,69 kN
 - Clou ordinaire 10d = 0,88 kN
- Exemple : Toit à ferme de 4,5 m, poids 0,3 kPa, situé dans la catégorie de pression de vent P3.
 - $0,6 \times (0,3 \text{ kPa} / 0,5 \text{ kPa}) \times 0,6 \text{ kN (vers le bas)} + 1,0 \times 8,4 \text{ kN (vers le haut)} = 8,2 \text{ kN (vers le haut)}$
 - Nombre de clous ordinaires 10d dans le feuillard à la ferme au sommet de la faîtière = $8,2 \text{ kN} / 0,88 \text{ kN/clou} = 9.3$ clous
 - Clous 10d requis car ils doivent pénétrer à travers le blocage et le contreplaqué. Augmenter de 25 % pour le mauvais alignement et la rectitude = $9,3 \times 1,25 = 11,6$ arrondi à 12. Les 25 % sont selon le jugement d'ingénierie ou une évaluation supplémentaire.
 - Fournir 12 clous, 6 par la bande du feuillard.

- III. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximal de clous par bande de feuillard et choisir un feuillard 20 gauge, Grade 40 ou 16 gauge, Grade 33 feuillard.
- c. Nombre de clous ordinaires 8d dans dans le feuillard au bas de la faîtière= $8,2 \text{ kN} / 0,69 \text{ kN/clou} = 11,9$ clous, arrondi à 12:
 - I. Fournir 12 clous, 6 par la bande du feuillard.
 - II. Se référer au Tableau 1.5.6.9.8-4 pour le nombre maximal de clous par bande de feuillard et choisir un feuillard 20 gauge, Grade 33 feuillard.
 - III. Détail du feuillard au coin du bâtiment similaire à la Figure 1.5.6.9.8-1. Ajouter une barre diagonale de $\frac{1}{2}$ " ou 12 mm dans le chaînage pour permettre au feuillard de s'enrouler.
- d. Pour le raccordement du chevron commun principal à la ferme de la faîtière (entre les faîtières), utiliser les exigences de la Section 1.5.6.9.8 et un processus similaire à ce qui précède. Si le feuillard est raccordé au blocage, des clous supplémentaires du blocage au montant de ferme peuvent être requis.

1.5.6.10 Autres considerations

Les toitures et les façades doivent être conçues de manière à être totalement étanches et imperméables, car les pluies cycloniques sont systématiquement accompagnées de vents violents. Ces vents peuvent entraîner la pluie horizontalement, voire vers le haut, augmentant ainsi le risque d'infiltration d'eau. Les pluies à forte vélocité peuvent pénétrer même dans les plus petites fissures et joints, constituant un risque important pour l'intégrité du bâtiment.

Pour minimiser les vulnérabilités:

- Éviter les toitures composées de petits éléments, car le nombre accru de joints et de raccords augmente considérablement le risque d'infiltration.
- Privilégier, autant que possible, des matériaux de couverture continus et sans joints.
- Dans les zones exposées aux ouragans, il ne faut pas planter d'arbres de plus de deux mètres à moins de deux mètres d'un bâtiment. Les arbres existants situés à cette proximité doivent être élagués ou réduits à une hauteur sécuritaire.

Cette précaution est essentielle, car un sol saturé combiné à des vents violents peut déraciner les arbres proches, qui risquent alors de tomber et d'endommager les bâtiments. Une planification soignée de l'aménagement paysager et de la gestion de la végétation peut réduire significativement ce risque.

- Des solins doivent être installés aux intersections des murs et de la toiture, ainsi qu'à tout changement de pente ou de direction du toit et autour des ouvertures, afin d'empêcher l'eau ou l'humidité de pénétrer dans la structure à ces endroits.
- Les solins métalliques doivent être résistants à la corrosion et avoir une épaisseur minimale de 0,5 mm.

1.5.7 ESCALIERS

Ce chapitre fournit uniquement des conseils sur les principaux points à prendre en compte pour la conception des escaliers dans les bâtiments. Les ingénieurs et concepteurs doivent appliquer de solides principes d'ingénierie et leur jugement professionnel, et se référer à la Partie 1 ainsi qu'à l'IBC 2021 pour les exigences détaillées.

Largeur : Pour les habitations unifamiliales et bifamiliales, la largeur libre des escaliers, mesurée à la hauteur et au-dessous de la main courante, doit être :

- ≥ 785 mm lorsqu'une main courante est installée d'un côté ;
- ≥ 700 mm lorsque des mains courantes sont installées des deux côtés ;

Hauteur libre : Minimum 2030 mm, mesuré verticalement à partir de la ligne de pente reliant les nez de marche ou à partir de la surface du palier/de la plate-forme.

Hauteur des contremarches : Maximum 195 mm, mesuré verticalement entre les bords d'attaque des marches adjacentes. La plus grande hauteur de contremarche d'une volée ne doit pas dépasser la plus petite de plus de 9,5 mm.

Profondeur de la bande de roulement : Minimum 254 mm, mesuré horizontalement entre les projections les plus avancées des filets adjacents, perpendiculairement au bord d'attaque de la bande de roulement. La plus grande profondeur de marche d'une volée ne doit pas dépasser la plus petite de plus de 9,5 mm.

Paliers : Un palier ou un plancher est requis en haut et en bas de chaque volée. La largeur du palier (perpendiculaire au sens de la marche) doit être au moins égale à la largeur de la volée qu'il dessert.

Les escaliers illustrés dans les figures 1.7.8-1, -2 et -3 ci-dessous ont été conçus pour être soutenus de manière indépendante, séparément des murs porteurs qui font partie du système de stabilité de la maison principale.

Les escaliers doivent respecter les exigences et peuvent être installés en béton armé ou en métal mais doivent satisfaire à toutes les exigences suivantes :

- Les escaliers doivent être raccordés à chaque niveau à la dalle ou à la toiture du bâtiment par un palier en béton armé continu.
- Les escaliers ne doivent pas dépendre des murs du bâtiment pour le support vertical.
- Le support vertical des escaliers ou des paliers doit être assuré par des colonnes autoportantes, ou par des murs de maçonnerie d'au moins 0,6 m de longueur.
- Les composants de fondation des escaliers doivent être construits sur une base de pierre ou une semelle de béton encastrée à un minimum de 30 cm sous le niveau du sol. Sur les sites en pente ($>7\%$) ou les sites meubles, la fondation des escaliers doit être continue avec le reste du bâtiment.

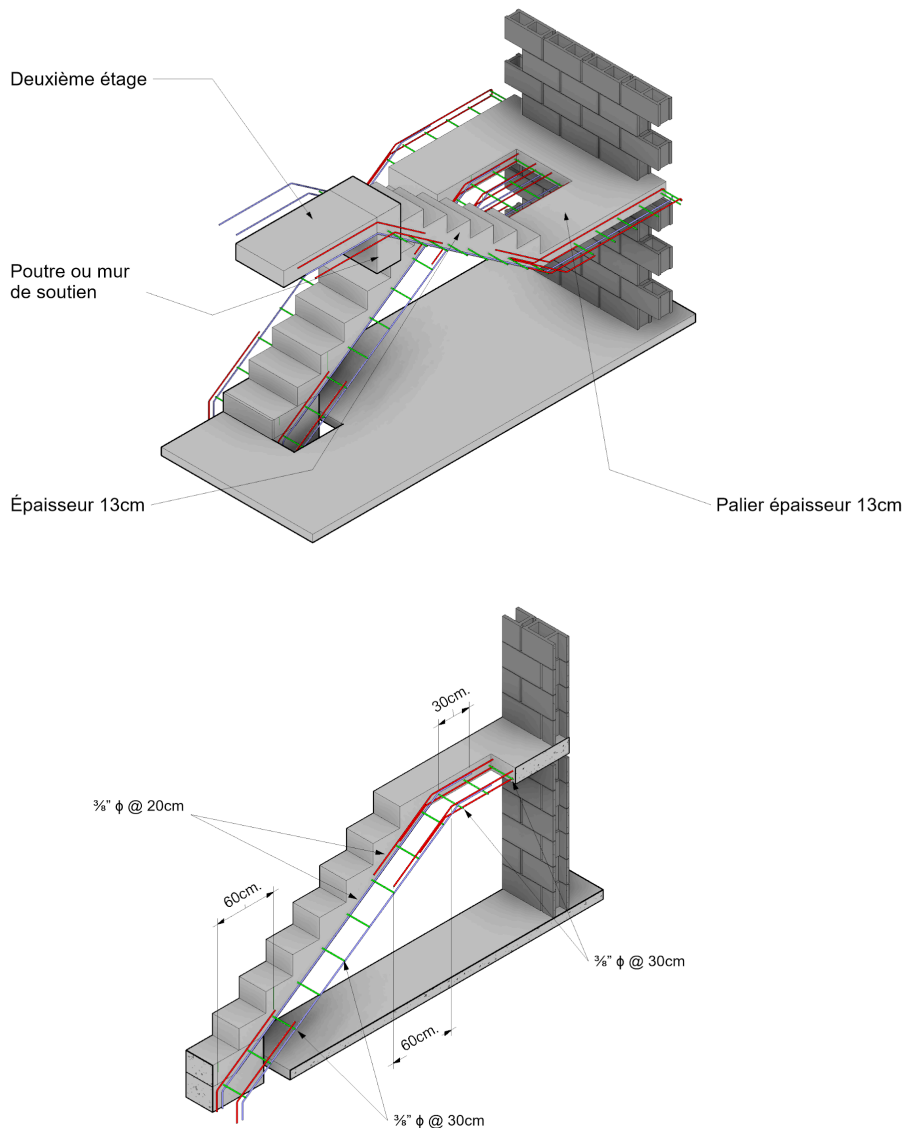


Figure 1.7.8-1 Escalier en U.

1.5.8 TERRASSES ET GALERIES COUVERTES

Ces directives comprennent des exigences détaillées pour les petites terrasses, telles que définies au point 1.5.9.1.

Les terrasses qui dépassent les limites dimensionnelles des petites terrasses peuvent également être incorporées dans la conception de la maison. Toutefois, dans ce cas, l'utilisateur doit procéder à une vérification détaillée du PAT en suivant la procédure décrite à la section 1.7.4.3 et à l'annexe 3. En outre, les exigences de l'IRC 2021 (en particulier l'appendice AH) et de l'IBC 2021 (appendice I et section 1004.7) doivent être examinées et respectées.

1.5.8.1 Directives pour les petites terrasses

De petites terrasses sont autorisées pour les plans de construction rectangulaire et en L décrits aux sections 1.4.1.2 et 1.4.1.3. Les dimensions des terrasses sont limitées de manière à ne pas avoir d'impact significatif sur le comportement attendu du bâtiment. Les limites de taille, d'emplacement du plan et de configuration sont résumées ci-dessous.

1.5.8.1.1 Caractéristiques générales

Une terrasse est considérée comme petite si elle répond aux critères suivants :

- Taille : La surface du plan doit être $\leq 10\%$ de la surface du rez-de-chaussée du bâtiment, avec un maximum absolu de 12 m².
- Hauteur : Un niveau.
- Contraintes dimensionnelles : La profondeur maximale, mesurée perpendiculairement à la façade du bâtiment, ne doit pas dépasser 2,5 m.
- Implantation : La terrasse doit être entièrement contenue dans une seule façade et ne peut la dépasser dans aucune direction.
- Alignement sur la trame de la maison : Pour assurer la cohérence structurale, les extrémités de la terrasse doivent s'aligner sur la trame du bâtiment de façon à ce que les poutres en béton armé de la terrasse soient directement reliées aux colonnes de la maison (figure 1.5.8-1).

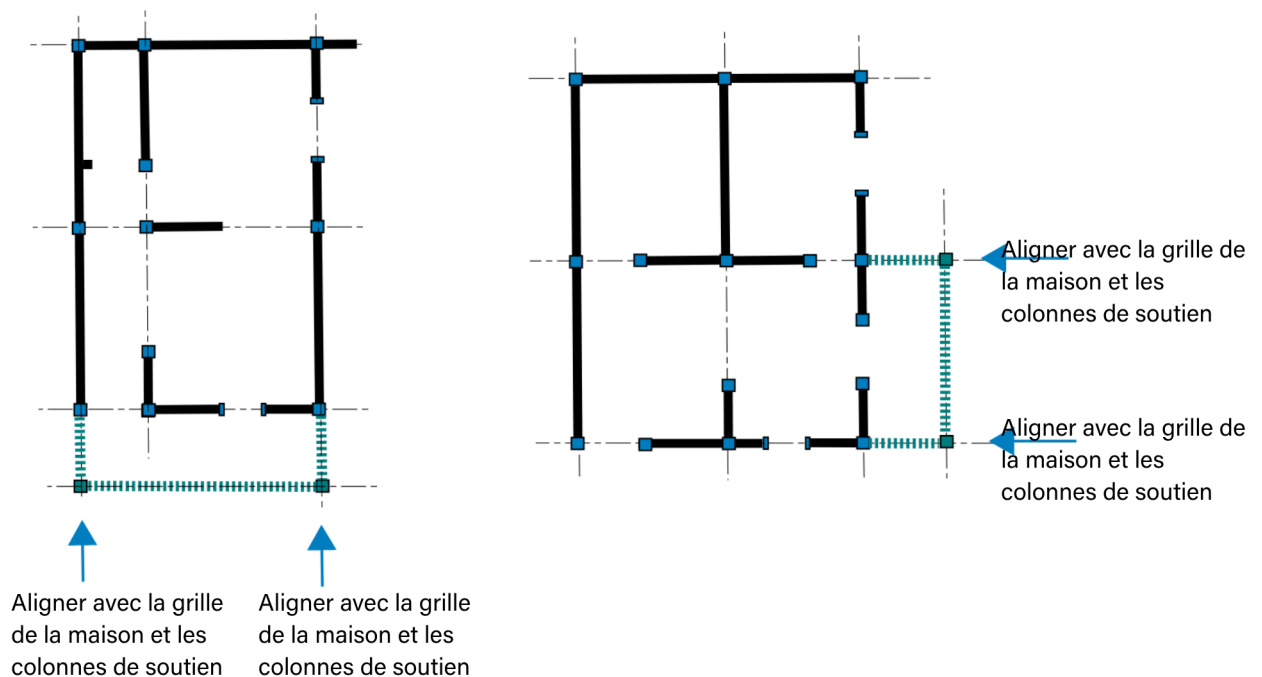


FIGURE 1.5.8-1 Directives d'alignement de Patio.

- Colonnes : Les colonnes de soutien détaillées conformément aux exigences ci-dessous sont suffisantes ; les murs de cisaillement ne sont pas nécessaires .

- Options de couverture : Les toits des patios peuvent être des structures légères ou des dalles en béton armé (pleines ou nervurées). Les toits en dalles de patio ne sont autorisés que pour les bâtiments d'un seul niveau avec des toits lourds ou les bâtiments à plusieurs niveaux.

Les petites terrasses peuvent être incorporées dans la conception du bâtiment sans affecter les exigences du PAT décrites dans la section 1.7.4.3. Ils doivent respecter des exigences spécifiques pour les colonnes, les fondations, les poutres et les toits, comme indiqué ci-dessous.

1.5.8.1.2 Colonnes

Les petits patios peuvent être délimités et soutenus par des colonnes isolées reflétant ces caractéristiques :

- Section transversale : 20cm x 20cm ;
- Renforcement longitudinal : 4 x 1/2" ;
- Attaches: 1/4" @75mm c/c depuis la fondation jusqu'à une hauteur égale à 600 mm au-dessus du niveau du sol et pour les 600 mm près du joint supérieur avec le soubassement. Liens égaux à 1/4" @150mm c/c pour le reste de la fondation. @150mm c/c pour le reste de la hauteur de la colonne.

Si le patio est limité par une balustrade/parapet en maçonnerie reliée aux colonnes, les liens doivent être espacés de 75 mm de la fondation jusqu'à un niveau situé à 600 mm au-dessus de la hauteur de la balustrade/parapet. Cette mesure doit également être incorporée dans le cas où l'installation du parapet pourrait avoir lieu dans une deuxième phase du développement de l'espace du patio.

Pour une terrasse de 2,5 m x 4,5 m, il faudra prévoir 2 colonnes aux angles de la terrasse.

1.5.8.1.3 Fondations

La fondation du patio peut être une extension de la fondation de la maison principale, lorsque celle-ci est réalisée soit en maçonnerie de pierre, soit par une semelle continue en béton armé. Dans ce cas, les colonnes doivent s'étendre jusqu'à la base de la fondation et se terminer par un tampon, conformément aux directives de 1.7.2.1 (1.5.8.1.3-1).

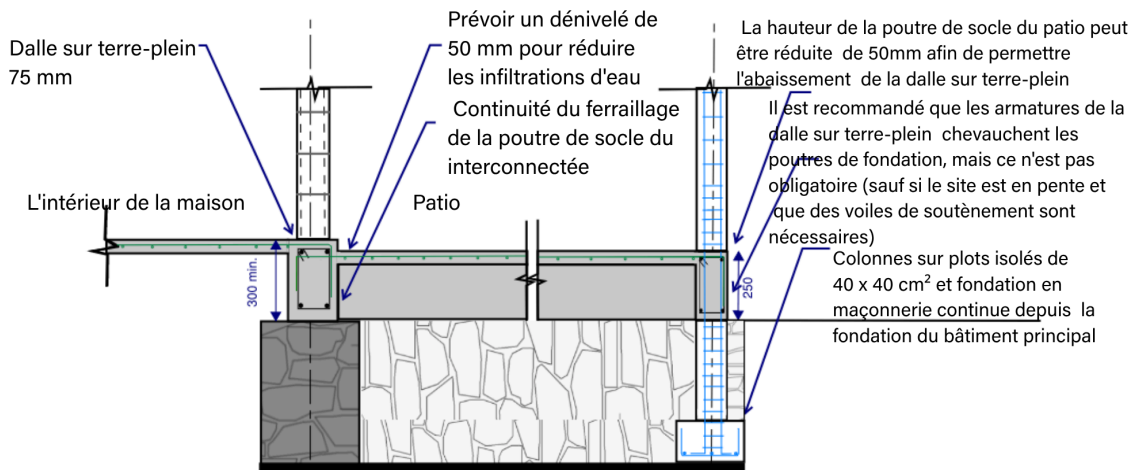


Figure 1.5.8.1.3-1 Descente du niveau de la dalle du rez-de-chaussée - Fondation en maçonnerie.

Alternativement, les colonnes des patios peuvent reposer sur des socles isolés avec les spécifications du Tableau 1.5.8.3-1, construits au-dessus d'une chape de béton de 5 cm au fond de l'excavation (Figures 1.5.8.1.3-2 et 1.5.8.1.3-2).

Tableau 1.5.8.3-1 Plaques isolées pour colonnes de patio

Type de sol	Toit du patio	Dimensions			Renforcement (1)	Renforcement (1)
		B (m)	L (m)	H (m)		
Raide	Dalle	0.5	0.5	0.20	3 x ½" @ 225 mm	3 x ½" @ 225 mm
	Poids léger	0.4	0.4	0.20	3 x ½" @ 225 mm	3 x ½" @ 225 mm
Douceur	Dalle	0.7	0.7	0.25	4 x ½" @ 225 mm	4 x ½" @ 225 mm
	Poids léger	0.5	0.5	0.20	3 x ½" @ 225 mm	3 x ½" @ 225 mm

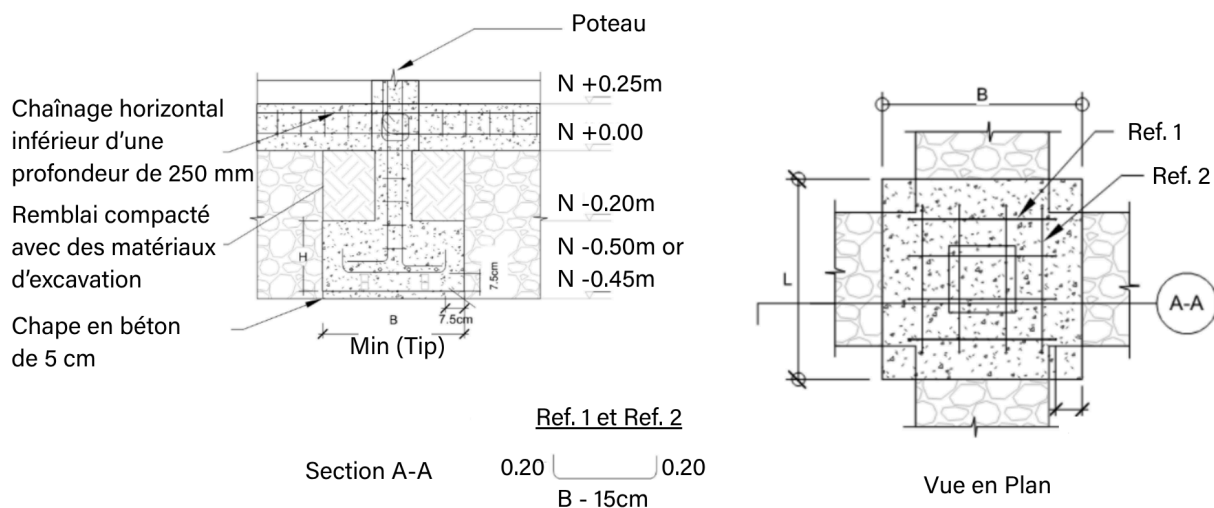


FIGURE 1.5.9-3 Plaques isolées pour les colonnes du patio.

Les colonnes du patio doivent être reliées au système de fondation de la maison par l'extension de la poutre de socle. Comme il est de bonne pratique d'abaisser le niveau du rez-de-chaussée du patio afin d'éviter l'intrusion d'eau, la poutre de socle du patio peut être réduite en hauteur de 50 mm par rapport à la poutre de socle du bâtiment principal. Les spécifications de renforcement restent les mêmes que celles de la section 1.7.4.6.

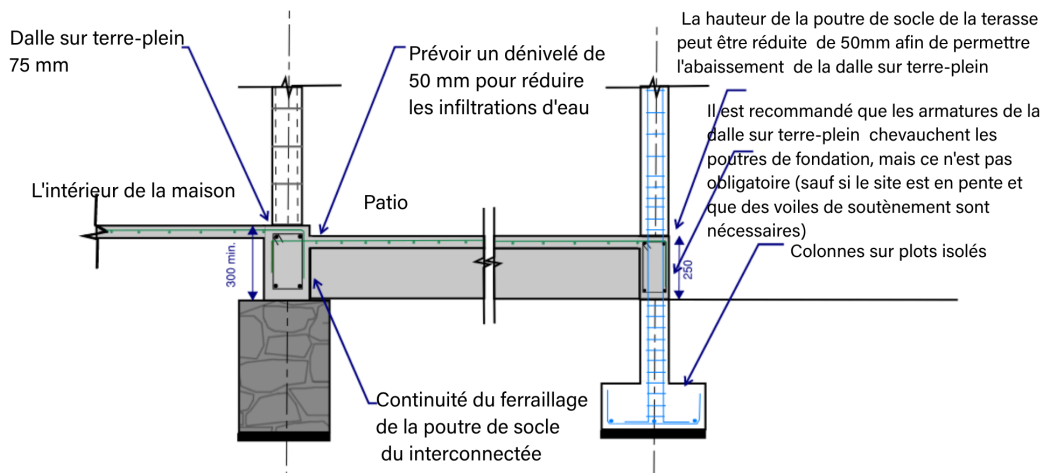


FIGURE 1.5.9-4 Descente du niveau de la dalle du rez-de-chaussée - Colonnes sur plots isolés.

1.5.8.1.4 Poutres

Le sommet des colonnes doit être relié par une poutre suspendue présentant ces caractéristiques :

- Section transversale : 30 cm de profondeur x 20 cm de largeur (correspondant aux dimensions des colonnes) ;
- Portée maximale : 4,5 m, mesurés à l'axe des colonnes ;
- Renforcement longitudinal : 4 x 1/2" ;
- Attaches : 1/4" @75mm c/c pour 600mm au-delà des supports et 1/4" @150mm c/c pour le reste de la portée. @150mm c/c pour le reste de la portée ;

Note : Si des colonnes supplémentaires sont ajoutées au patio (pour des raisons architecturales), réduisant la portée de la poutre à un maximum de 3 mètres (mesurée à l'axe des colonnes), la profondeur de la poutre peut être réduite à 20 cm tout en conservant toutes les autres spécifications énumérées ci-dessus.

Les poutres de la terrasse doivent être reliées à la poutre de rive du plafond de la maison, comme le montrent les Figures 1.5.8.1.5-1 et 1.5.8.1.5-2 ci-dessous. En outre, elles doivent s'aligner sur les lignes d'ossature du bâtiment de manière à ce que les poutres en béton armé de la terrasse soient directement reliées aux poteaux de la maison.

1.5.8.1.5 Terrasses avec toiture lourde

Des dalles plates en béton armé (125 mm d'épaisseur) ou des dalles alvéolées (150 mm d'épaisseur) peuvent être utilisées comme toits de terrasse (voir la section 1.7.5 pour plus de détails), entre les murs de la maison et la poutre de la terrasse.

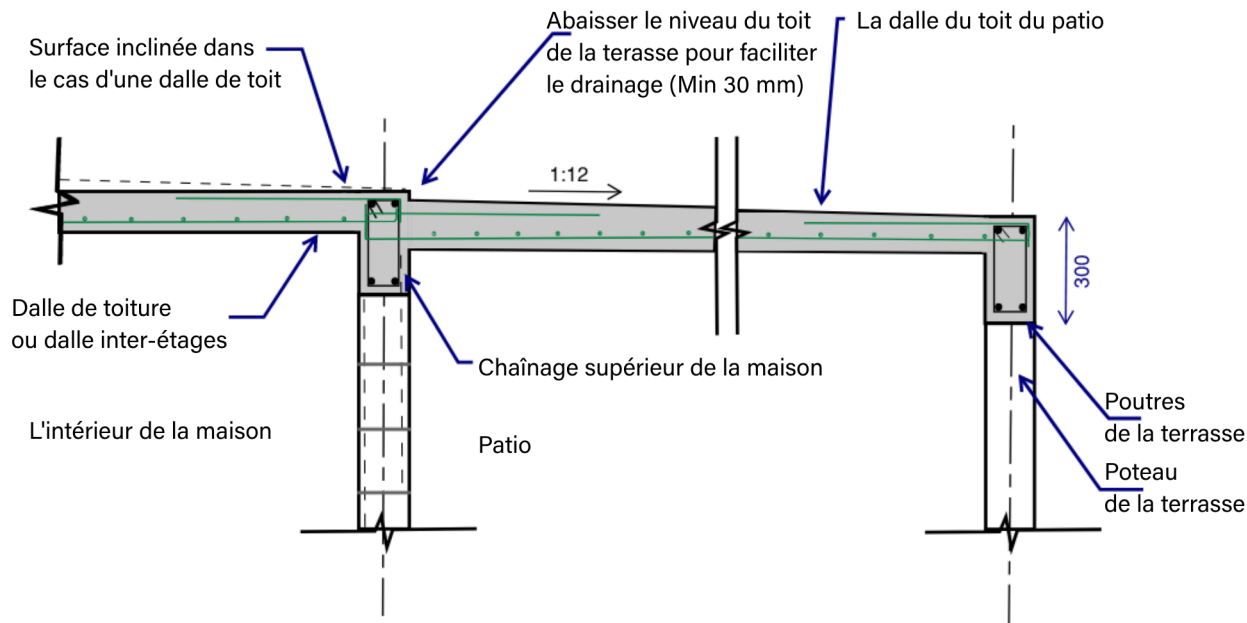


Figure 1.5.8.1.5-1 Détail de la connexion dalle-toit à la poutre de plafond de la maison.

La dalle du toit du patio doit être placée plus bas que la dalle de la maison adjacente afin d'assurer un drainage adéquat (30 mm minimum sont recommandés).

Si nécessaire, pour tenir compte de la différence de niveau du toit, la poutre de plafond de la maison peut être plus profonde, comme le montre la Figure 1.5.8.1.5-2.

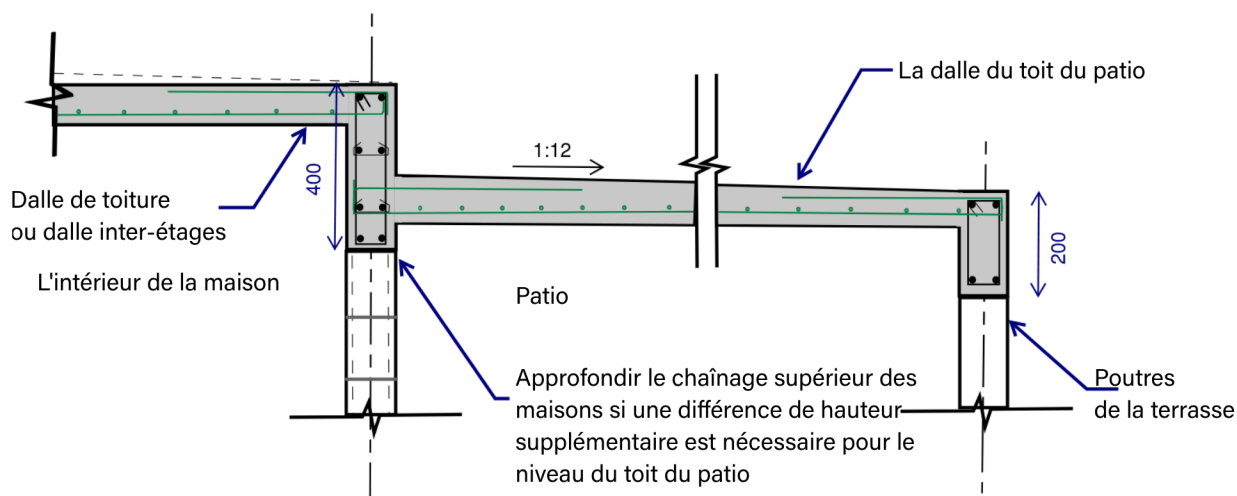


Figure 1.5.8.1.5-2 Détail de la connexion dalle-toit à la poutre de plafond d'une maison plus profonde.

Les toits en dalles de patio peuvent également comporter des avant-toits dépassant de 0,3 m l'axe des colonnes de soutien. Pour faciliter le drainage, les dalles doivent s'éloigner du bâtiment avec une pente minimale de 2 % (1:50), bien qu'une pente d'au moins 1:12 soit recommandée.

1.5.8.1.6 Terrasses avec toitures légères

Les terrasses avec toitures légères peuvent être intégrées dans des bâtiments dotés d'une toiture légère ou d'une toiture en dalles. Toutefois, les terrasses dotées d'une toiture légère ne doivent pas être construites si la maison est située dans la zone d'exposition D.

Le toit d'une terrasse légère est à une seule pente qui évacue l'eau de la maison et doit être structurellement indépendant du toit de la maison principale afin d'éviter que les dommages causés par le vent n'affectent la structure primaire.

Les toitures légères des terrasses doivent être conformes aux spécifications applicables aux toitures en appentis énoncées au Chapitre 1.5.6. Les options décrites dans ce chapitre se limitent aux méthodes de raccordement de la toiture de la terrasse à la toiture principale.

Option 1.A - RACCORDEMENT AVEC UN CHEVRON INTERMÉDIAIRE FIXÉ AU CHÂÎNAGE SUPÉRIEUR (recommandée) : Les chevrons sont placés perpendiculairement au mur de la maison, et les pannes sont installées sur le dessus pour soutenir les éléments de couverture.

L'indépendance structurelle entre les toits est obtenue en attachant les chevrons principaux de la terrasse à un chevron intermédiaire, qui est ensuite fixé au mur ou à la poutre de ceinture de la maison (Figure 1.5.8.1.6-1 et détail).

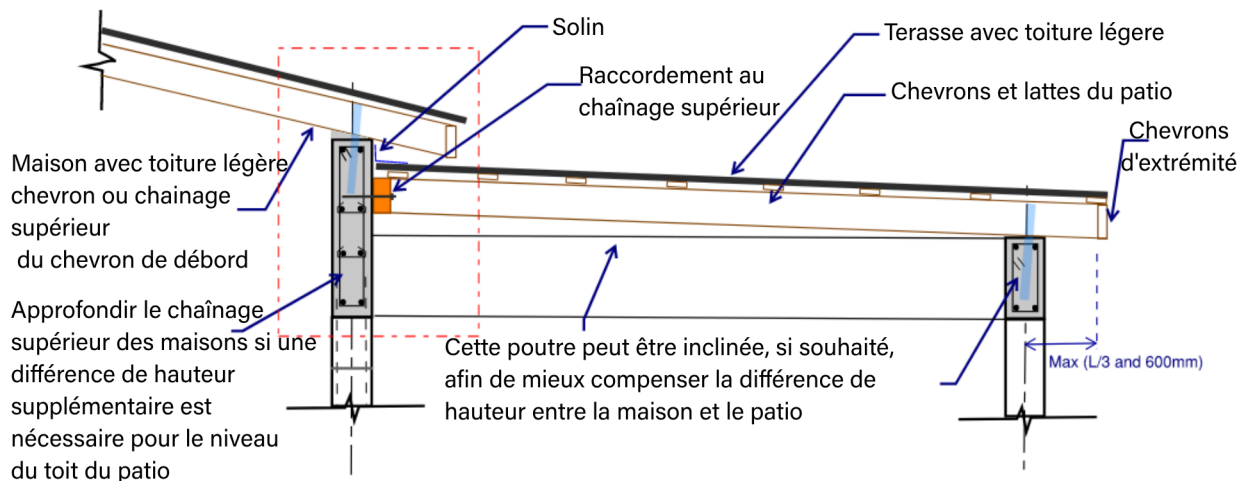
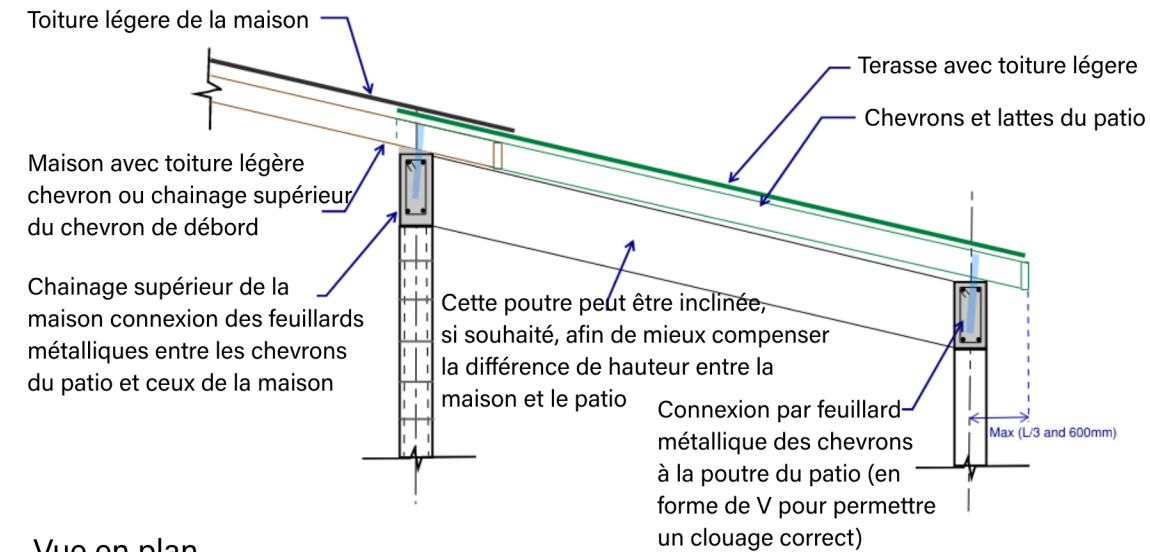


Figure 1.5.8.1.6-1 Toiture légère en configuration terrasse avec raccordement au rebord.

La conception du cadre d'appui et le raccordement du cadre d'appui au chaînage supérieur doivent être déterminés par une conception technique selon l'IBC 2021.

Option 1.B - RACCORDEMENT DIRECT AU CHÂÎNAGE SUPÉRIEUR DE LA MAISON : Les chevrons sont orientés perpendiculairement au mur de la maison et soutenus par le chaînage horizontal, en alternance avec les chevrons de la toiture principale (voir Figure 1.5.8.1.6-2).



Vue en plan

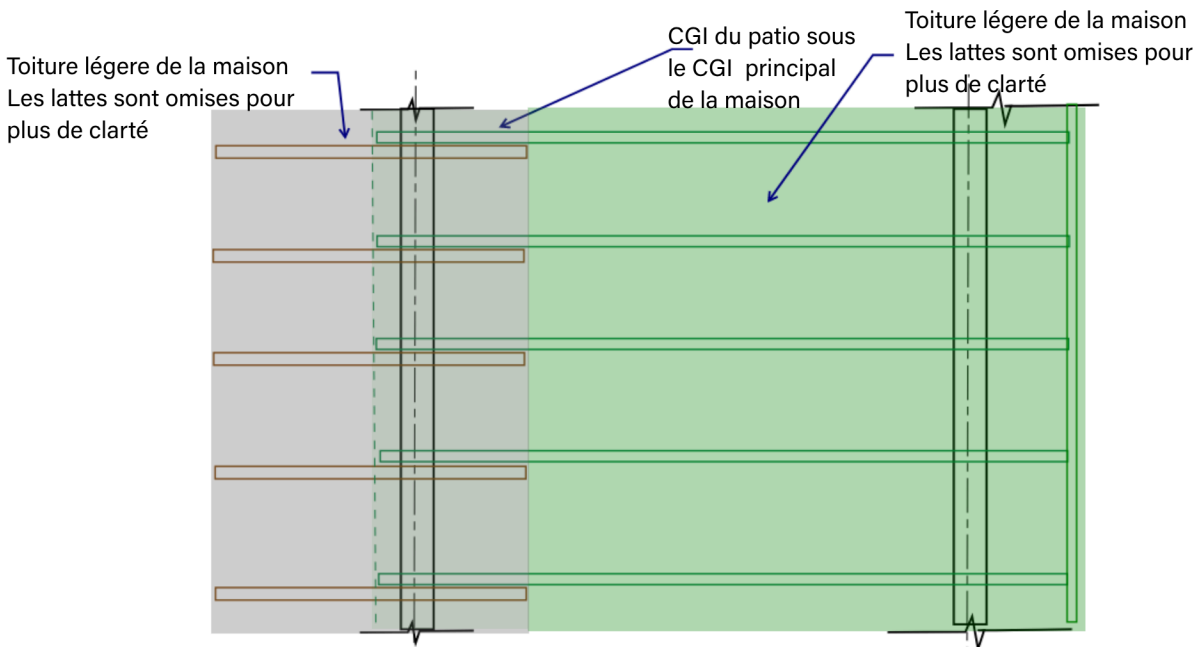


Figure 1.5.8.1.6-2 toiture légère en configuration patio avec raccordement au soubassement de la maison

Cette solution n'assure pas une indépendance totale entre les deux toits et est donc moins recommandée que l'option précédente. Cependant, elle est incluse en tant qu'alternative viable qui s'aligne sur les normes de construction locales.

Les pannes sont installées au-dessus des chevrons pour soutenir les panneaux de toiture CGI.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 2 Renforcement de petits bâtiments en maçonnerie



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

2.0 INTRODUCTION	5
2.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUES	5
2.2 ÉVALUATION ET PROCÉDURE DE CONCEPTION	6
2.3 BASE DE CONCEPTION	7
2.4 INTERVENTIONS PROGRESSIVES	7
2.4.1 Objectif de l'intervention progressive	7
2.4.1 Description des différents niveaux d'intervention	8

Liste des figures et tableaux

Figure 2.2 -1 : Organigramme du processus d'évaluation et renforcement	7
--	---

2.0 INTRODUCTION

Ce chapitre fournit des directives pour l'évaluation sismique et la conception du renforcement des petits bâtiments en maçonnerie existants. L'édition 2025 du *Manuel de renforcement parasismique et paracyclonique du MTPTC* (« Manuel ») sert de référence principale pour l'évaluation et la conception du renforcement. Le Manuel est un document distinct du CNBH 2025.

Les bâtiments qui répondent aux critères d'applicabilité résumés à la Section 2.1 peuvent être évalués et renforcés en utilisant la procédure de conception résumée à la Section 2.2. La base de conception est fournie à la Section 2.3. La Section 2.4 fournit des conseils pour planifier un renforcement progressif, qui consiste à renforcer un bâtiment de manière incrémentale afin d'étaler le coût sur une période plus longue que si le renforcement complet était réalisé en une seule fois.

2.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUES

Ces directives s'appliquent aux constructions existantes, de deux niveaux en maçonnerie typiquement haïtienne.

La construction typique de la maçonnerie haïtienne est définie comme suit :

- **Fondations** : semelles en roche, en béton ou en maçonnerie ; parquet en béton armé ou non armé.
- **Murs** : murs porteurs en maçonnerie en bloc de béton non armé, avec ou sans colonnes en béton armé et autres armatures de confinement.
- **Dalles suspendues et toitures**: dalles et poutrelles en béton armé avec des hourdis en bloc de béton; ou systèmes de toiture légère

Ces directives s'appliquent aux bâtiments qui respectent les limitations dimensionnelles, les rapports d'aspect et les autres restrictions géométriques intégrées dans le processus d'évaluation fondé sur une liste d'évaluation décrite dans le Manuel.

Des conditions non autorisées pour les constructions neuves peuvent être acceptées pour les bâtiments existants si elles satisfont aux critères d'acceptation détaillés spécifiés dans le Manuel.

Les bâtiments qui ne répondent pas aux critères d'applicabilité de cette section doivent être évalués et renforcés conformément au CNBH 2025, Partie 1, Chapitre 34, qui renvoie à l'IEBC 2021. L'IEBC 2021 adopte l'ASCE 41-17 pour l'évaluation et le renforcement sismiques. Si souhaité, les bâtiments qui répondent aux critères d'applicabilité du Manuel peuvent être évalués et renforcés selon le CNBH 2025, Partie 1, Chapitre 34 (au lieu du Manuel). Voir le CNBH 2025, Partie 1, Chapitre 34 pour des informations supplémentaires, notamment sur la sélection des accélérations spectrales appropriées, qui diffèrent de celles utilisées dans la procédure de conception décrite dans ce chapitre.

2.2 ÉVALUATION ET PROCÉDURE DE CONCEPTION

Le processus d'évaluation et de renforcement sismique est résumé sous forme d'organigramme à la Figure 2-1. La procédure d'évaluation est basée sur une liste de vérification utilisée pour identifier les principales déficiences sismiques. Lorsque des déficiences sont identifiées, des mesures de renforcement doivent être proposées et l'évaluation doit être répétée jusqu'à ce que toutes les déficiences soient traitées. La procédure de liste de vérification et les mesures de renforcement sont décrites dans le Manuel.

Le processus d'évaluation est composé de la visite du site, puis de l'évaluation du site et du bâtiment. La visite du site constitue la première étape du processus d'évaluation. Elle se concentre sur la collecte d'informations liées aux aléas sismiques spécifiques au site, tels que la sismicité locale, les conditions de sol et la stabilité du terrain. La procédure de visite du site est décrite dans le Manuel.

L'étape suivante est l'évaluation du site et du bâtiment, qui utilise la Liste des déficiences décrite dans le Manuel. Cette liste identifie les déficiences structurelles connues pour augmenter la vulnérabilité sismique. L'évaluation doit utiliser les accélérations spectrales issues du Manuel ou du CNBH 2025, Partie 2, Section 0.7.2.

Une fois les déficiences structurelles identifiées à travers le processus d'évaluation, des stratégies de renforcement appropriées doivent être sélectionnées. Les mesures de renforcement sont directement basées sur les déficiences identifiées dans la Liste des déficiences. L'ingénieur doit sélectionner des techniques appropriées pour éliminer ou atténuer chaque déficience, en utilisant les exemples et orientations fournis dans le Manuel. Des mesures de renforcement alternatives peuvent être proposées par un ingénieur qualifié.

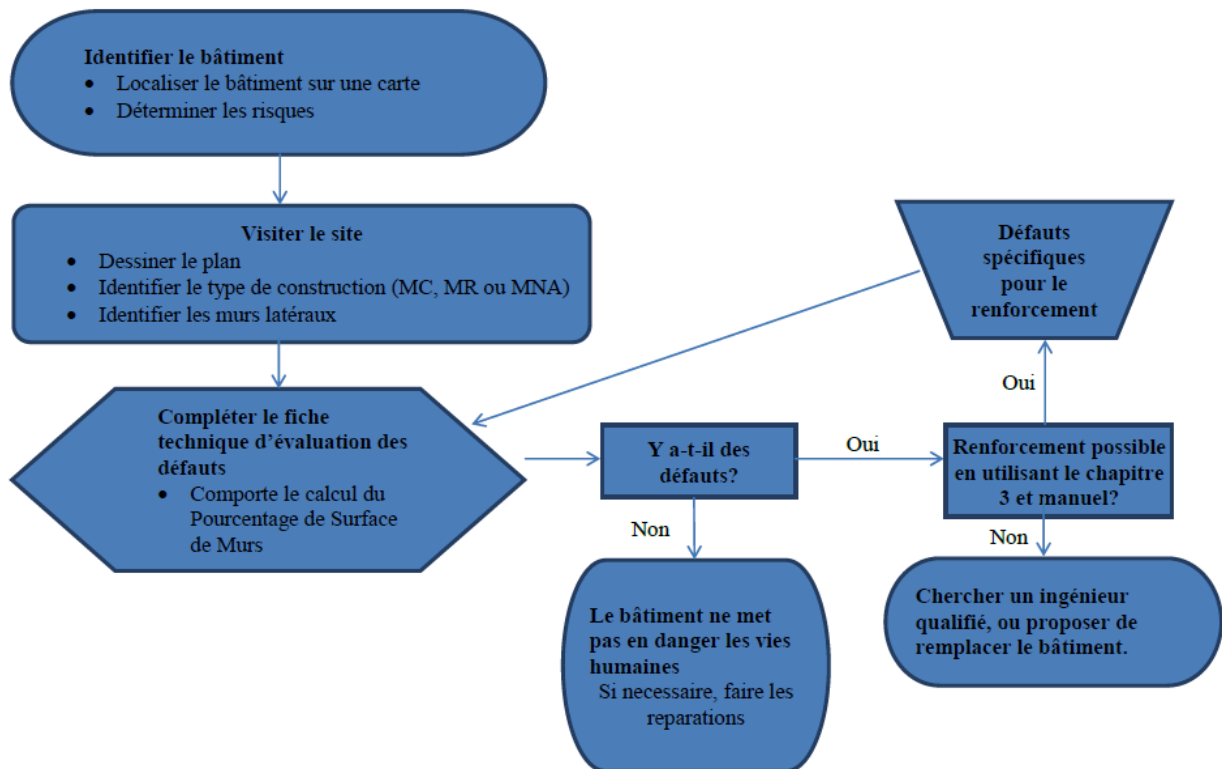


Figure 2.2 -1 : Organigramme du processus d'évaluation et renforcement

2.3 BASE DE CONCEPTION

Le Manuel est basé sur l'édition 2003 de l'ASCE 31, *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, et sur l'édition 2006 de l'ASCE 41, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Voir le Manuel pour les critères de performance et des informations supplémentaires.

2.4 INTERVENTIONS PROGRESSIVES

2.4.1 Objectif de l'intervention progressive

Lorsqu'un renforcement complet n'est pas possible (en raison du manque de ressources disponibles), des interventions prioritaires peuvent être mises en œuvre progressivement. L'ingénieur responsable doit définir les activités clés pour l'intervention spécifique, en suivant les lignes directrices générales définies par le CNBH avec les objectifs principaux :

- Assurer une amélioration structurelle par rapport à l'état existant.
- Réduire la vulnérabilité en améliorant la sécurité générale.
- Empêcher la création de nouvelles lacunes ou de vulnérabilités supplémentaires.

Ces interventions ne garantissent pas un niveau de performance structurelle spécifique. L'accent est mis uniquement sur la réduction progressive de la vulnérabilité, plutôt que sur l'atteinte d'une norme structurelle prédéfinie. Les différents paquets d'interventions sont définis comme suit :

- Niveau 0 : Interventions de réparation
- Niveau 1 : Renforcement minimal : Réparation de l'existant et atténuation des dommages basiques et avancés pour les risques cycloniques.
- Niveau 2 : Renforcement intermédiaire : Configuration et chemin de charge
- Niveau 3 : Renforcement complet : Résistance et ductilité

2.4.1 Description des différents niveaux d'intervention

Niveau 0 : Les interventions de réparation ne sont pas considérées comme faisant partie du processus de renforcement, car elles ne font que restaurer la structure dans son état d'avant la catastrophe sans réduire sa vulnérabilité par rapport à l'état d'avant la catastrophe. Cependant, les interventions de réparation doivent suivre les techniques décrites dans le manuel sur les techniques de renforcement et de construction neuve et peuvent être considérées comme la phase initiale avant le renforcement.

Niveau 1 : Renforcement minimal : Réparation de l'existant et atténuation des dommages basiques et avancés pour les risques cycloniques.

- Démolition et reconstruction des murs endommagés ou structurellement compromis.
- Démolition et reconstruction des éléments en béton armé endommagés.
- Réparation ou reprise des éléments en béton armé détériorés.
- Construction d'un chaînage supérieur (poutre de ceinture) continue au-dessus de tous les murs.
- Atténuation des risques immédiats liés au terrain (réparation ou construction de murs de soutènement).

Pour les bâtiments à toitures légères :

- Construction d'une nouvelle toiture en bois reliée au nouveau chaînage supérieur. À noter que le remplacement par une dalle ne peut être envisagé qu'au niveau 3 afin de ne pas fragiliser davantage la structure.
- Démolition et reconstruction des murs pignons en maçonnerie chaînée.
- Remplacement des gouttières endommagées.

Pour les bâtiments à toiture lourde :

- Démolition partielle et réparation des dalles existantes ¹
- Protection de la dalle contre la corrosion et amélioration du drainage

Niveau 2 : Renforcement intermédiaire : Configuration et chemin de charge

- Toutes les interventions du niveau 1.
- Remplissage ou reconfiguration des ouvertures en façade pour augmenter la surface murale en façade.
- Construction de murs périmétriques indépendants (non mitoyens), avec une longueur minimale.

¹ Si une démolition totale est nécessaire, elle doit être effectuée au niveau 3 pour ne pas mettre davantage la structure en danger.

- Construction de murs perpendiculaires pour contreventer les murs pignons.
- Support des dalles en porte-à-faux par la construction de nouveaux murs ou colonnes. En alternative, démolition et reconstruction du mur de façade aligné avec l'axe des étages inférieurs.
- Renforcement des escaliers existants ou construction de nouveaux escaliers.
- Création de joints parasismiques pour obtenir une configuration régulière du bâtiment.
- Construction de nouveaux murs pour respecter les distances maximales autorisées entre murs parallèles et améliorer la stabilité hors plan.
- Complétion des murs de faible hauteur et connexion correcte à la poutre de chaînage supérieure.
- Renforcement des murs de soutènement intégrés à la structure du logement.
- Confinement des parapets et des petits murs pour améliorer la stabilité.
- Remplacement des fondations de faible performance ou construction de nouvelles fondations si nécessaire.
- Atténuation des risques à long terme liés au terrain (drainage adéquat pour protéger les fondations).

Niveau 3 : Renforcement complet : Résistance et ductilité

- Toutes les interventions des niveaux 1 et 2.
- Assurer le respect du Pourcentage de Surface de Murs Minimal requis
- Enduits (avec ou sans treillis soudé) pour renforcer les murs en maçonnerie.
- Revêtements en béton
- Nouveaux murs.
- Amélioration du système structurel vers la maçonnerie chaînée si nécessaire.
- Confinement des ouvertures murales pour améliorer la stabilité.
- Démolition totale et nouvelle dalle de toiture
- Remplacement toiture légère par dalle de toiture.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 1 - Chapitre 3 Extension et construction progressive de petits bâtiments en maçonnerie



MTPTC

RÉPUBLIQUE D'HAÏTI

Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

3.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUES	5
3.1.1 Construction progressive	5
3.2 PROCÉDURE DE CONCEPTION POUR L'EXTENSION	6
3.3 Extension verticale	6
3.3.1 Implication structurelle pour l'extension verticale	6
3.3.2 Évaluation Considération de l'extension verticale	7
3.3.2.1 Fondations	7
3.3.2.2 Dalles et poutres	7
3.3.2.3 Toiture légère	7
3.3.2.4 Colonnes et murs	7
3.3.3 Considérations de conception pour l'extension verticale	7
3.3.4.1 Poursuite des colonnes au-dessus d'une dalle existante	8
3.3.4.2 Poursuite des colonnes au-dessus d'une nouvelle dalle	9
3.4 EXTENSION HORIZONTALE	11
3.4.1 Considérations relatives à l'évaluation	11
3.4.1.1 Implications structurelles d'une extension horizontale	11
3.4.1.2 Configuration	11
3.4.1.2 Toit	12
3.4.2 Considérations relatives à la conception	12
3.4.2.1 Configuration	12
3.4.2.1 Fondations et murs	12
3.4.2.1 Toit	13
3.4.3 DÉTAILS DES EXTENSIONS HORIZONTALES	13
3.4.3.1 Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur	13
Figure 3.3.4,e : Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur, avec extensions existantes du chaînage inférieur	13
3.4.3.2 Raccordement d'un mur existant à une colonne	14
3.4.3.4 Raccordement des poutres supérieures	16
3.4.3.6 Extension d'une dalle	17
3.5 Construction progressive	19
3.5.1 Phases de construction	19
3.5.1 Continuité des mesures de renforcement et de protection	19
3.5.2- Exigences avant la reprise de la construction	19

Liste des figures et tableaux

Figure 3.1.2 Schéma des différentes extensions possibles	5
Figure 3.3.4,b : Poursuite des colonnes au-dessus d'une dalle existante, sans extension existante	9
Figure 3.3.4,c : Poursuite des colonnes au-dessus d'une nouvelle dalle	10
Figure 3.3.4,d : Nouvelle dalle sur un chaînage supérieur existant	11
Figure 3.3.4,e : Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur, avec extensions existantes du chaînage inférieur	13
Figure 3.3.4,f : Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur, sans extension existante du chaînage inférieur	14
Figure 3.3.4,f : Raccordement d'un nouveau mur à une colonne, avec extensions existantes du chaînage inférieur	15
Figure 3.3.4,g : Raccordement d'un nouveau mur à une colonne, sans extension existante du chaînage inférieur	15
Figure 3.3.4,i : Raccordement du chaînage supérieur, avec extension existante du chaînage supérieur	16
Figure 3.3.4,h : Raccordement du chaînage supérieur, sans extension existante du chaînage supérieur	17
Figure 3.3.4,j : Raccordement d'une nouvelle dalle à une dalle existante, nouvelles poutrelles perpendiculaire au chaînage existant	18
Figure 3.3.4,k : Raccordement d'une nouvelle dalle à une dalle existante, nouvelles poutrelles parallèles au chaînage existant	18

3.1 CRITÈRES D'APPLICABILITÉ SPÉCIFIQUES

3.1.1 Construction progressive

En Haïti, les logements sont généralement construits par étapes, en fonction de la capacité financière des propriétaires. Bien que la construction d'une unité de logement complète dès le départ soit l'approche recommandée pour assurer la durabilité et la rentabilité, ces directives reconnaissent la réalité des pratiques de construction progressive. Les directives fournissent des conseils spécifiques pour minimiser les risques et les problèmes généralement associés aux délais de construction prolongés.

Ces directives s'appliquent à tous les bâtiments construits conformément aux dispositions du chapitre 1.

3.1.2 Extension horizontale et verticale

Le logement en Haïti peut être développé par l'ajout d'un espace de vie supplémentaire en agrandissant une maison existante. Ces directives s'appliquent à l'ajout d'espace de vie supplémentaire aux maisons en maçonnerie d'un à deux étages.

Les extensions qui augmentent l'empreinte au sol de la maison et la font croître vers l'extérieur sont considérées comme des extensions HORIZONTALES et sont spécifiées au chapitre 3.3.

Les extensions qui augmentent le nombre de niveaux de la maison et la font croître vers le haut sont considérées comme des extensions VERTICALES et sont spécifiées au chapitre 3.4.

Lorsqu'un niveau supérieur est agrandi horizontalement au-dessus d'une partie existante de la maison, on considère qu'il s'agit d'un agrandissement à la fois horizontal et vertical et on parle d'agrandissement COMBINÉ. L'extension doit respecter les spécifications des chapitres 3.3 et 3.4.

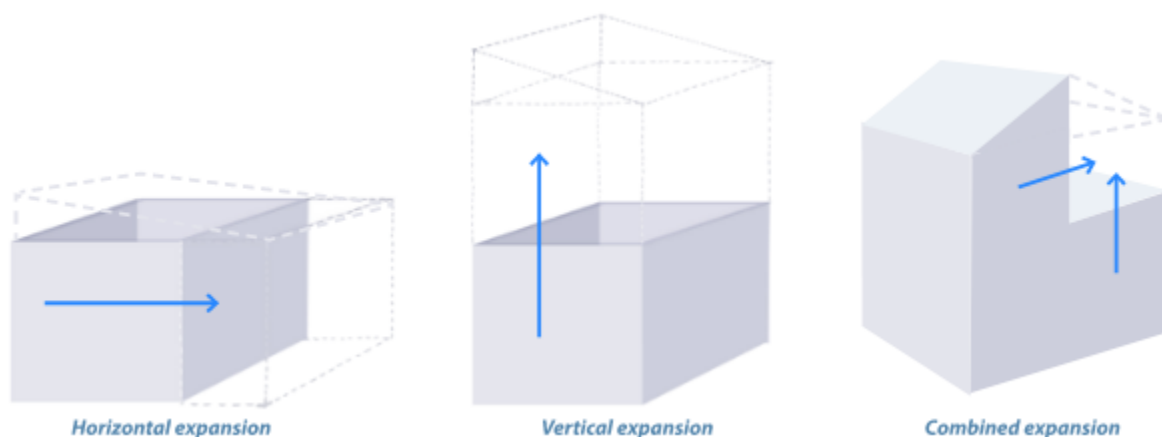


Figure 3.1.2 Schéma des différentes extensions possibles

3.2 PROCÉDURE DE CONCEPTION POUR L'EXTENSION

Avant toute extension, un ingénieur qualifié doit évaluer la structure existante et les conditions du site afin de déterminer :

1. La faisabilité structurelle et la sécurité de l'extension.
2. Les mesures de renforcement nécessaires pour que la structure existante puisse supporter l'extension en toute sécurité.

L'ingénieur doit évaluer l'état de la maison existante et de ses composants à l'aide du chapitre 2 - Directives pour le renforcement et des considérations spécifiques à prendre en compte lors de l'évaluation de l'extension verticale et horizontale dans ce chapitre.

Si l'extension est jugée faisable, l'ingénieur prépare :

- Un projet de renforcement de la structure existante pour supporter l'extension, si nécessaire, conformément au chapitre 2 - Directives de renforcement.
- Une conception structurelle de l'extension, conformément au chapitre 1 - nouvelles constructions
- Une conception structurelle pour la connexion entre l'existant et l'extension, conformément au chapitre 2 des directives relatives à l'extension des logements.

L'extension doit suivre le même processus que la nouvelle construction en ce qui concerne l'autorisation et l'administration.

L'extension horizontale d'un bâtiment en maçonnerie non chaînée est autorisée en utilisant des techniques de maçonnerie non chaînée, conformément aux spécifications énoncées au chapitre 1 - Directives sur les nouvelles constructions, sans nécessiter l'installation d'éléments de confinement verticaux.

L'extension horizontale ne nécessite pas la mise en conformité de la maison existante si la surface ajoutée est inférieure à 12 m² ou représente moins de 50 % de la surface totale de la maison, bien qu'elle soit recommandée.

3.3 Extension verticale

3.3.1 Implication structurelle pour l'extension verticale

Les extensions verticales sont possibles uniquement sur les bâtiments de un niveau.

Les extensions verticales augmentent le poids de la structure, ce qui accroît les charges gravitaires sur la maison en conditions normales. Le poids et la taille supplémentaires augmentent également les charges horizontales sur la maison en cas de tremblement de terre ou de cyclones. Le bâtiment existant doit donc être évalué afin de déterminer si les murs, les colonnes et les fondations existantes - qui constituent le système de résistance aux charges verticales - peuvent supporter les charges gravitaires supplémentaires d'une extension.

Il est nécessaire d'évaluer si des travaux de renforcement sont nécessaires avant de concevoir l'agrandissement. Les travaux de renforcement au rez-de-chaussée peuvent nécessiter des changements dans le plan d'étage, ce qui affecte à son tour le plan d'étage de l'extension.

Il est également nécessaire d'effectuer les travaux de renforcement avant de commencer les travaux d'extension.

3.3.2 Évaluation Considération de l'extension verticale

3.3.2.1 Fondations

L'ingénieur vérifiera que les fondations existent sous tous les murs et colonnes et qu'elles sont en bon état, et il évaluera l'état du sol pour savoir quelle doit être la largeur de la semelle pour supporter des étages supplémentaires et la charge d'une extension verticale (voir chapitre 1.5.1). Si la semelle est en mauvais état ou n'est pas suffisamment dimensionnée, il peut être nécessaire de la remplacer ou de la renforcer.

3.3.2.2 Dalles et poutres

L'ingénieur devra tenir compte du fait que la transformation d'un toit existant en un plancher dans un nouveau niveau augmentera la charge sur la dalle et les poutres de soutien si davantage de personnes et de meubles reposent régulièrement sur la dalle. (Voir le chapitre 1.5.5 du CNBH pour les différentes charges superposées à prendre en compte pour les planchers résidentiels). L'ingénieur évaluera s'il est nécessaire de renforcer ou de remplacer la dalle et les poutres existantes.

3.3.2.3 Toiture légère

Si la maison existante possède une toiture légère, il faudra l'enlever et la remplacer par une nouvelle dalle qui servira de plancher au nouveau niveau ajouté au-dessus.

3.3.2.4 Colonnes et murs

L'ingénieur doit évaluer les colonnes et les murs pour s'assurer qu'ils sont continus jusqu'à la fondation et en bon état. Des murs et des colonnes trop étroites peuvent ne pas être suffisamment solides pour supporter les charges verticales supplémentaires dues à une extension, et il peut être nécessaire de les remplacer ou de les renforcer.

3.3.3 Considérations de conception pour l'extension verticale

La nouvelle extension doit suivre les prescriptions du chapitre 3. La configuration de l'extension et du bâtiment existant doit respecter la spécification de configuration requise au chapitre 1.3 notamment :

- Elle doit être régulière et respecter la géométrie du plan de l'étage inférieur.
- Toutes les colonnes doivent être alignées de manière continue depuis les fondations jusqu'au toit.
- Les murs périphériques et intérieurs doivent être alignés sur tous les étages pour réduire l'impact sur la structure.
- Les ouvertures (portes, fenêtres, galeries) doivent être alignées verticalement sur toute la hauteur du bâtiment.
- Il ne doit pas y avoir de parties de plancher en surplomb.
- La hauteur de l'étage supérieur ne doit pas dépasser 2,9 m:
- Il faut tenir compte de la distance entre l'extension et les structures adjacentes. Il peut y avoir des surplombs aux niveaux supérieurs des structures adjacentes qui interfèrent avec la forme de l'extension. La distance entre les bâtiments ne doit pas être inférieure à 1,5 m. La distance minimale doit être $H / 100$ où H est la hauteur du bâtiment.
- Les toilettes doivent être alignées pour simplifier la plomberie.

3.3.4.1 Poursuite des colonnes au-dessus d'une dalle existante

Lorsqu'une extension verticale est prévue, les barres de renforcement verticales des colonnes doivent être prolongées d'au moins 600 mm au-dessus du niveau de la dalle de toit pour permettre le chevauchement entre les deux colonnes.

Les barres d'armature exposées destinées à une utilisation future doivent être protégées de manière adéquate afin d'éviter la corrosion et la dégradation de la structure. L'une des mesures de protection suivantes doit être appliquée :

- Enrobage dans du béton maigre (résistance minimale à la compression : 10 MPa) formant une colonne provisoire, conçue pour faciliter la démolition future sans endommager l'armature.
- Application d'un revêtement anticorrosion approuvé sur toutes les surfaces d'acier exposées. Construction d'un béton maigre de 100 mm d'épaisseur à la base des barres d'armature prolongées pour empêcher les infiltrations d'eau.

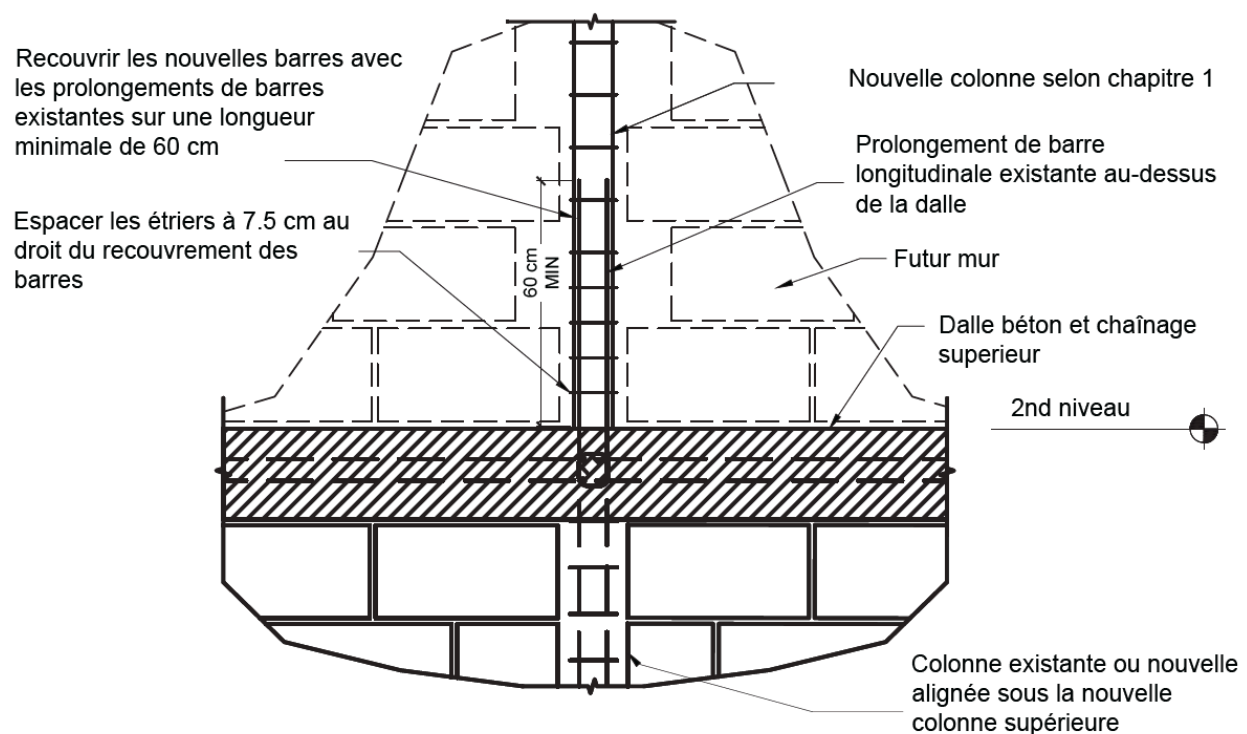


Figure 3.3.4,a Poursuite des colonnes au-dessus d'une dalle existante, avec extension existante

Si le bâtiment existant ne dispose pas d'une extension de 60 cm des barres d'armature au-dessus de la dalle, le béton autour du poteau sous la dalle doit être enlevé pour exposer l'armature et assurer un chevauchement minimum de 60 cm avec les nouvelles barres.

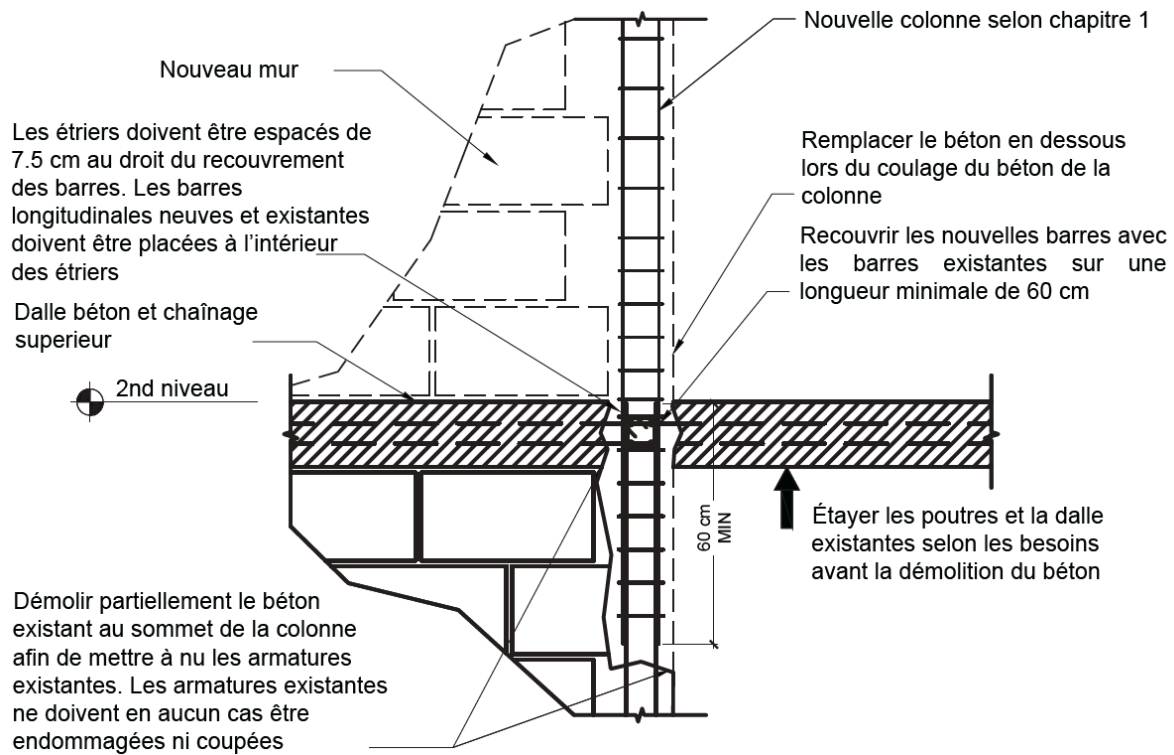


Figure 3.3.4,b : Poursuite des colonnes au-dessus d'une dalle existante, sans extension existante

3.3.4.2 Poursuite des colonnes au-dessus d'une nouvelle dalle

Lorsque la toiture existante est constituée d'une toiture légère ou que la dalle est trop endommagée, la dalle doit être démolie et reconstruite conformément aux dispositions du chapitre 1.5.5. Lors de la démolition, il se peut que les colonnes existantes n'aient pas une extension suffisante des barres d'armature au sommet. Dans ce cas, le béton doit être enlevé autour du sommet des colonnes afin d'exposer l'armature et d'assurer une longueur de recouvrement minimale de 60 cm avec les nouvelles barres.

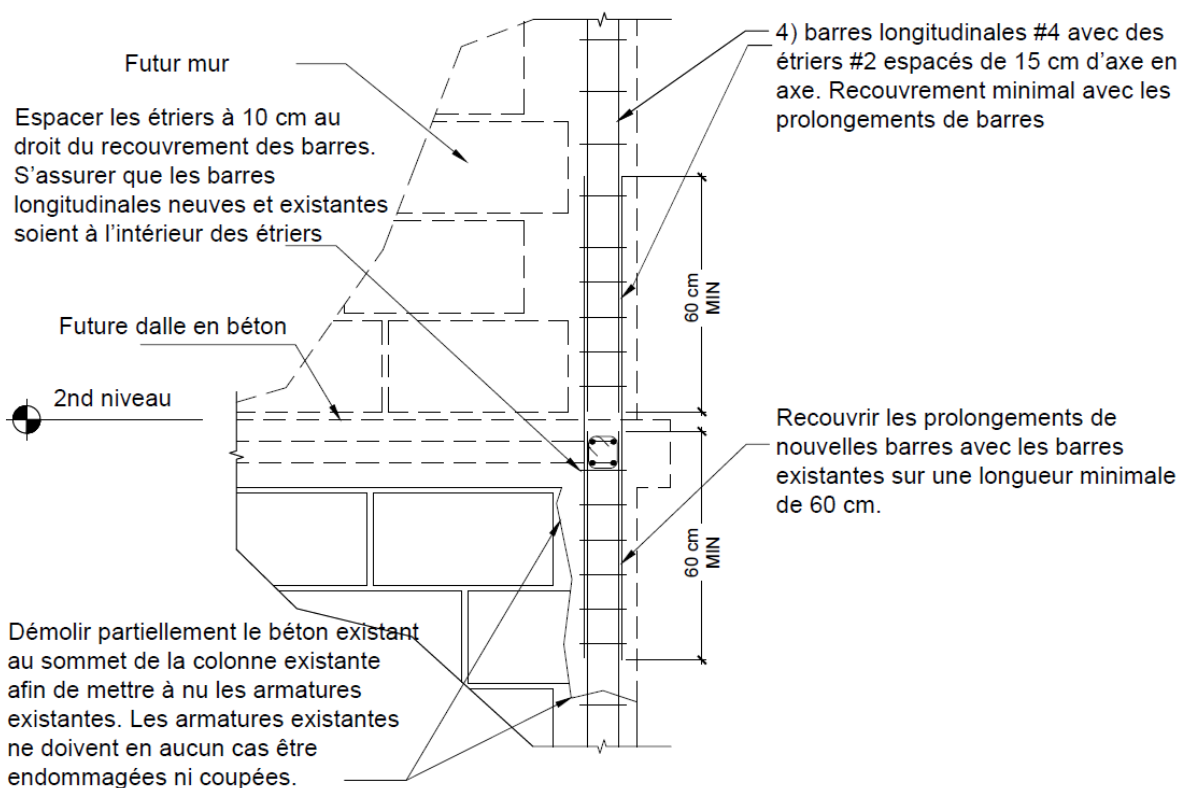


Figure 3.3.4,c : Poursuite des colonnes au-dessus d'une nouvelle dalle

S'il existe un chaînage supérieur en bon état, la dalle peut y être raccordée. Dans ce cas, il faut enlever le béton de la partie supérieure du chaînage pour exposer les deux barres supérieures, puis ajouter deux barres d'armature longitudinales reliées par des étriers à la partie supérieure du chaînage existant, afin de constituer un chaînage supérieur à six barres. La poutre de la dalle sera connectée aux quatre barres d'armature supérieures, qui seront utilisées comme nouveau chaînage supérieur pour soutenir les poutrelles de la dalle.

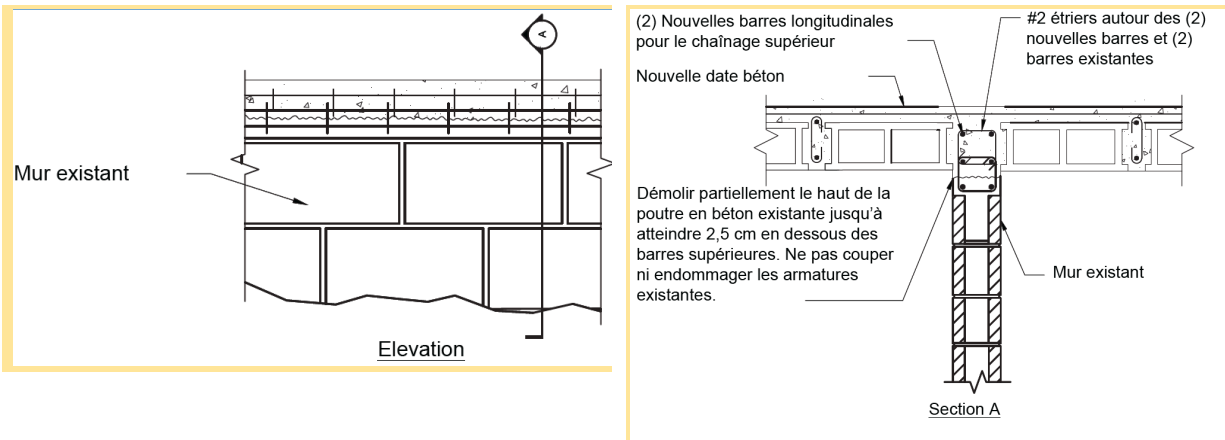


Figure 3.3.4,d : Nouvelle dalle sur un chaînage supérieur existant

3.4 EXTENSION HORIZONTALE

3.4.1 Considérations relatives à l'évaluation

3.4.1.1 Implications structurelles d'une extension horizontale

Les extensions horizontales modifient l'agencement de la structure. Les ajouts à une structure modifient également les proportions de la maison et son comportement en cas de tremblement de terre. L'évaluation du bâtiment existant permettra à l'ingénieur de comprendre comment planifier et exécuter au mieux l'extension.

Concevoir le renforcement (si nécessaire) et l'extension en même temps. Sans joint sismique, le bâtiment existant et l'extension fonctionnent comme une seule structure. Il faut concevoir le renforcement et l'extension en même temps afin d'optimiser la trame structurelle, les travées, les espaces et les espaces de circulation.

Coordonner les travaux de renforcement et d'extension. Par rapport à l'extension verticale, où il est nécessaire d'achever les travaux de renforcement avant de commencer la construction de l'extension, dans le cas d'une extension horizontale, il est plus pratique d'exécuter les travaux de renforcement et d'extension en parallèle. Par exemple, si un chaînage supérieur doit être installé pour le renforcement, il est plus efficace de la construire en même temps que le chaînage supérieur de l'extension.

3.4.1.2 Configuration

Avant de commencer l'extension, il faut évaluer le site suivant les prescriptions du chapitre 0. En particulier, il faut identifier l'espace disponible, le périmètre du terrain et la distance entre le bâtiment existant et les bâtiments adjacents, les réservoirs ou les fosses souterraines et les pentes protégées ou non.

Lorsque le terrain est en pente, évaluer la possibilité de créer des niveaux de plancher en gradins ou de surélever les fondations pour que le plancher de la structure existante soit au même niveau que celui de l'extension. Dans les deux cas, les fondations de la structure existante et de l'extension doivent être reliées verticalement à la profondeur de la fondation inférieure.

Identifier la trame des murs, des colonnes et des poutres de la structure existante ; identifier les travées et examiner comment l'extension les compléterait ou les modifierait.

3.4.1.2 Toit

Toiture léger léger : évaluez la configuration actuelle du toit léger (type et géométrie) et planifiez à l'avance la manière dont la toiture d'extension s'y intégrera, conformément au chapitre 1.

Évaluez l'état de la dalle : le raccordement de la nouvelle dalle de l'extension à une dalle dangereuse créerait un risque supplémentaire.

3.4.2 Considérations relatives à la conception

3.4.2.1 Configuration

La configuration de l'extension et du bâtiment existant doit être régulière et respecter les spécifications de configuration requises au chapitre 1.3. Si une configuration régulière n'est pas possible, un joint sismique doit être envisagé.

Envisager une extension verticale plutôt qu'à horizontale si l'espace disponible pour une extension horizontale est insuffisant.

Il peut être intéressant de planifier l'ensemble de la configuration terrain/bâtiment même si le budget disponible ne permet d'en construire qu'une partie.

L'extension horizontale pourrait nécessiter la construction d'une infrastructure d'atténuation des effets du site sur la parcelle.

Tenez compte des distances minimales requises du chapitre 1 par rapport aux fosses, aux réservoirs souterrains, aux arbres et aux pentes non protégées.

3.4.2.1 Fondations et murs

Les murs périphériques doivent être alignés sur les murs existants.

Tenez compte de la différence de hauteur due au nouveau chaînage inférieur lorsque vous calculez la hauteur des murs en maçonnerie.

Lorsque le terrain est en pente, il faut éviter de créer des "poteaux court". Surélever les fondations par rapport au niveau du sol, tout en respectant la profondeur de fondation prescrite dans le chapitre 1.

Lors de la création d'étages adjacents en gradins, il est convenable de rendre les niveaux d'élévation égaux au niveau du chaînage inférieur. Dans ce cas, il faut vérifier que les proportions H/L des panneaux de maçonnerie confinés sont conformes au chapitre 1.

3.4.2.1 Toit

Toiture légère : lorsque l'extension est réalisée perpendiculairement à l'inclinaison du toit, le toit peut être prolongé au-dessus de l'extension. Dans le cas contraire, une modification de la configuration de la toiture peut s'avérer nécessaire. Assurez-vous que l'ensemble de la toiture est conforme au chapitre 1.5.7.

Les ajouts horizontaux en toiture légère, tels que les vérandas et les galeries, doivent être indépendants de la toiture légère qui couvre la maison (chapitre 1.7).

3.4.3 DÉTAILS DES EXTENSIONS HORIZONTALES

Deux options sont possible pour les extensions horizontales :

- Séparer les nouvelles structures avec un joint sismique. Dans ce cas, les directives du chapitre 1 s'appliquent. Le minimum du joint sismique doit être $H/100$ où H est la hauteur du bâtiment.
- Connecter la nouvelle structure à la structure existante renforcée conformément au chapitre 2.

3.4.3.1 Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur

Les nouvelles fondations de l'extension doivent être alignées et reliées aux fondations existantes.

Lorsqu'une extension horizontale future est prévue, les barres d'armature horizontale dans le chaînage inférieur doivent être prolongées d'au moins **600 mm au-delà du mur extérieur** pour permettre le chevauchement entre les deux chaînages inférieurs.

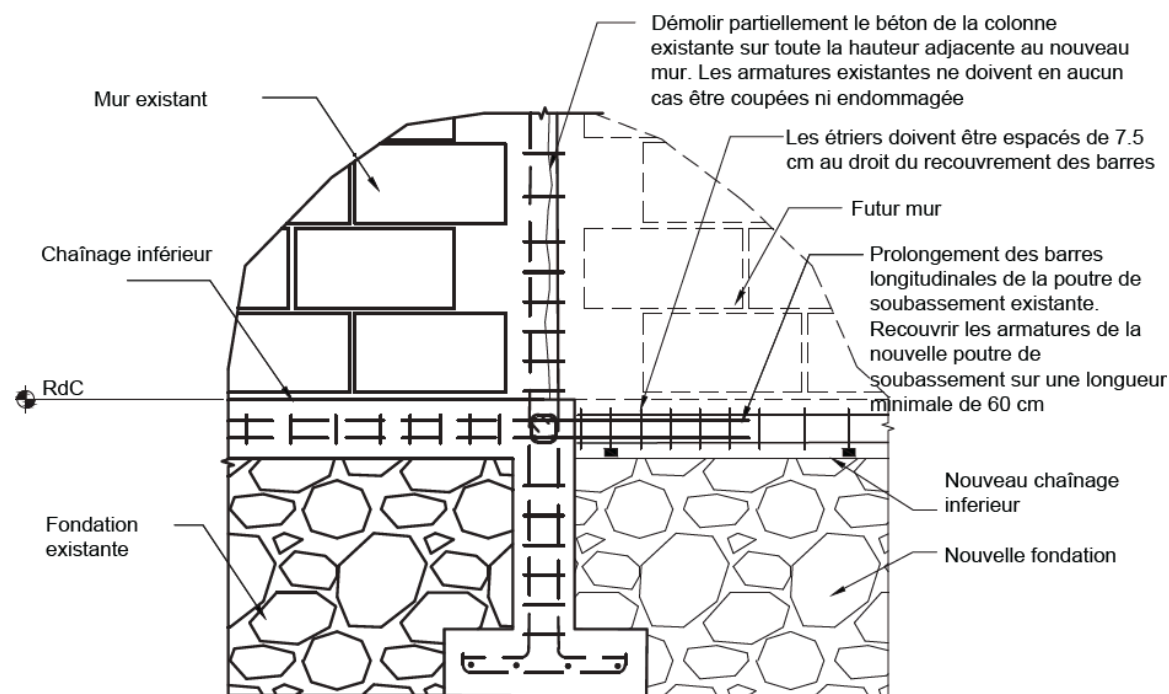


Figure 3.3.4,e : Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur, avec extensions existantes du chaînage inférieur

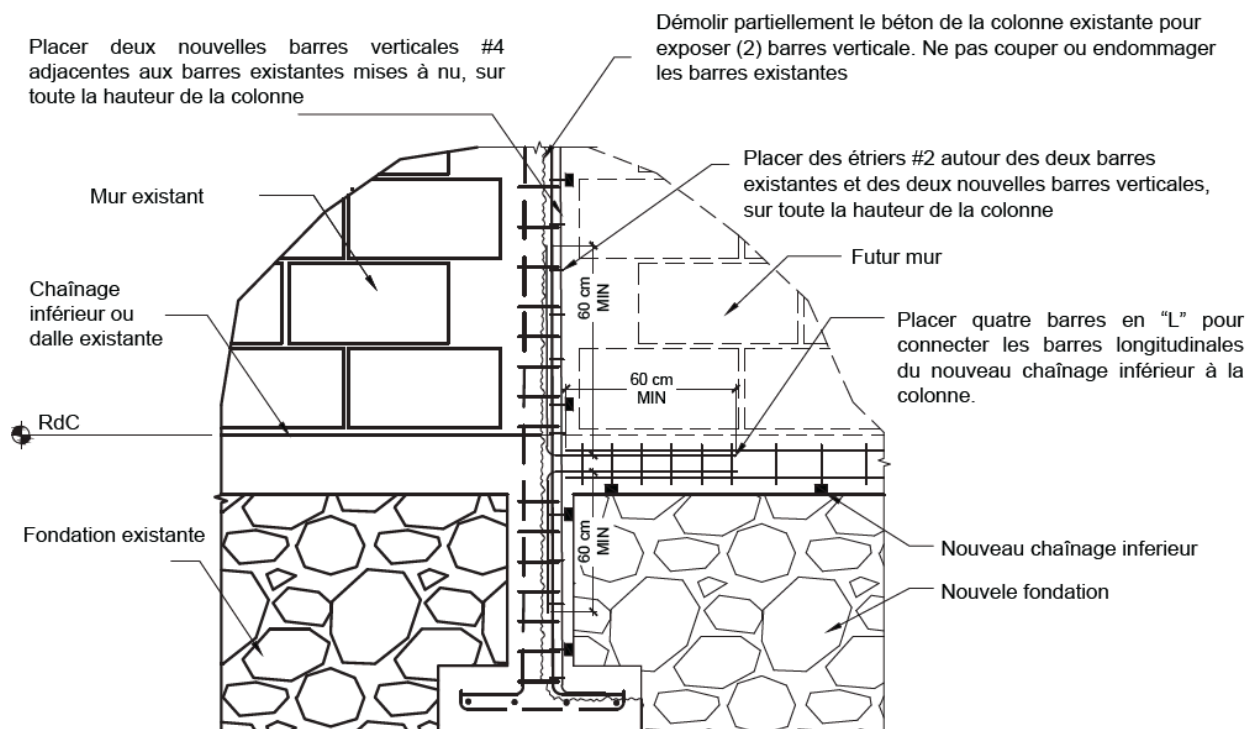


Figure 3.3.4,f : Raccordement d'une nouvelle fondation au chaînage inférieur, sans extension existante du chaînage inférieur

Si le bâtiment existant n'est pas équipé d'un chaînage inférieur ou d'extensions d'armature, la connexion peut être réalisée directement avec les colonnes existantes. Le béton doit être enlevé pour exposer au moins deux barres d'armature verticales. Deux nouvelles barres verticales de $\frac{1}{2}$ " seront ajoutées et liées aux barres existantes à l'aide d'étriers de $\frac{1}{4}$ " sur toute la hauteur de la colonne. En outre, quatre barres en forme de L de $\frac{1}{2}$ " seront installées pour assurer une connexion correcte en chevauchant sur au moins 60 cm à la fois l'armature longitudinale de la nouvelle poutre de socle et l'armature de la colonne existante.

3.4.3.2 Raccordement d'un mur existant à une colonne

Les nouveaux murs doivent être raccordés aux colonnes existantes. Le béton doit être enlevé de manière à exposer au moins deux barres d'armature verticales de la colonne. Le chaînage intermédiaire doit être relié aux armatures de la colonne au moyen de deux barres en L de $\frac{3}{8}$ ", avec un recouvrement minimal de 50 cm.

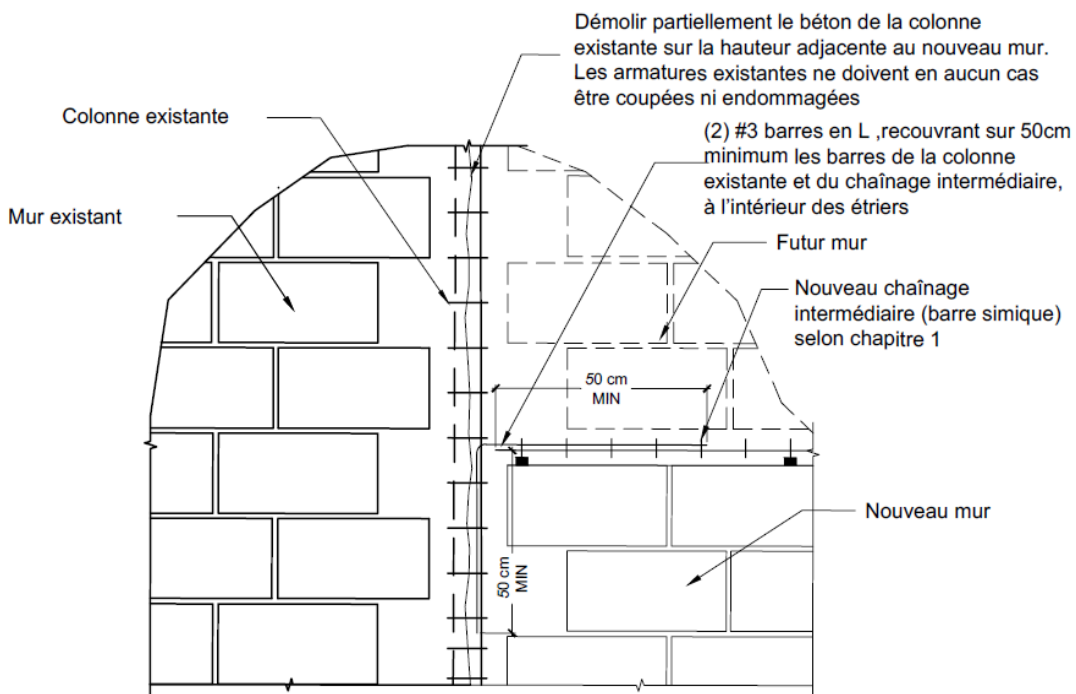


Figure 3.3.4,f : Raccordement d'un nouveau mur à une colonne, avec extensions existantes du chaînage inférieur

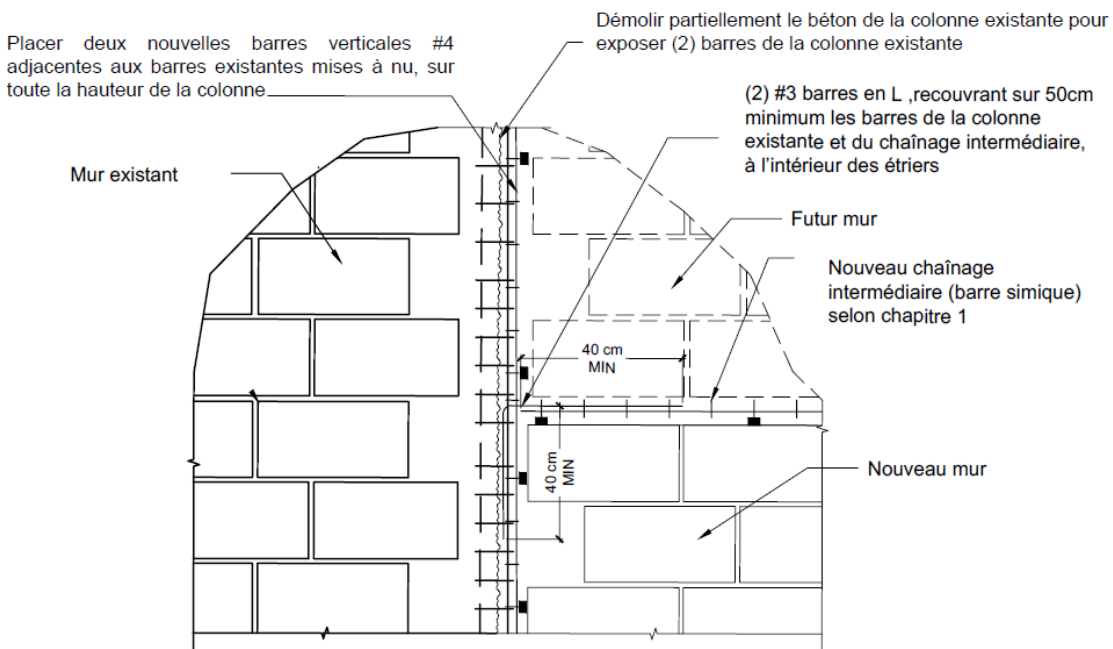


Figure 3.3.4,g : Raccordement d'un nouveau mur à une colonne, sans extension existante du chaînage inférieur

3.4.3.4 Raccordement des poutres supérieures

Le nouveau chaînage supérieur de l'extension doit être aligné et relié au chaînage supérieur de l'existant. Lorsqu'une extension horizontale future est prévue, la barre d'armature horizontale du chaînage supérieur doit être prolongée d'au moins 600 mm au-delà du mur extérieur afin de permettre le recouvrement entre les deux chaînages supérieurs.

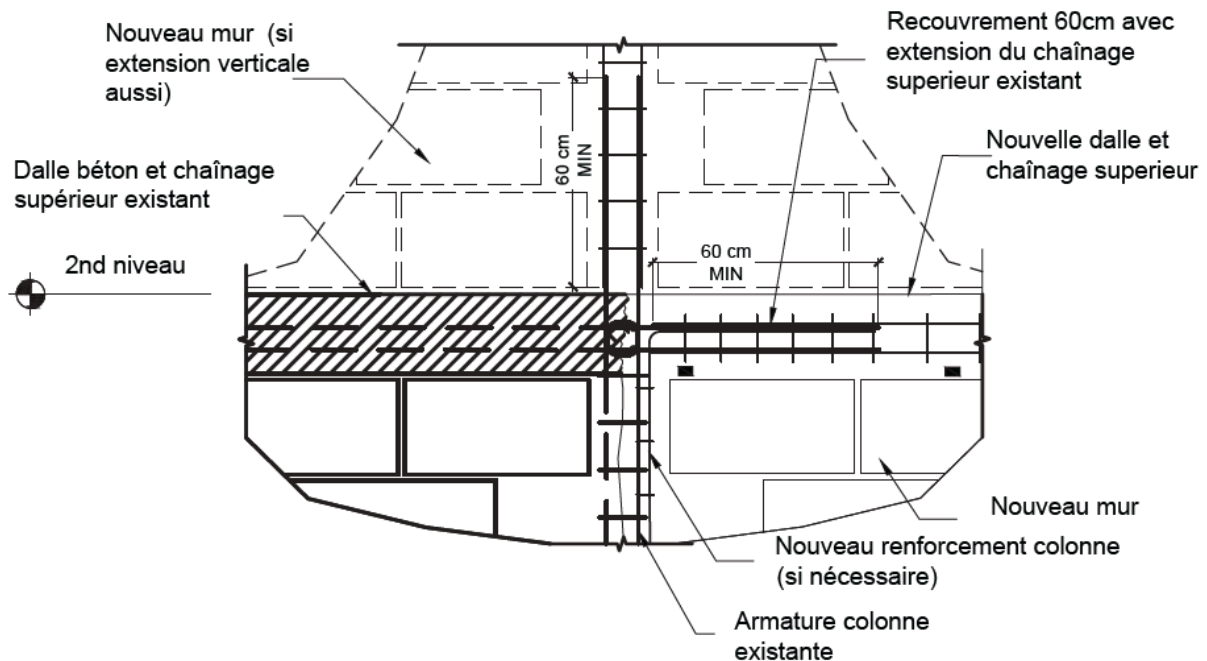


Figure 3.3.4,i : Raccordement du chaînage supérieur, avec extension existante du chaînage supérieur

Si le bâtiment existant n'est pas équipé de prolongements du chaînage supérieur, le béton du chaînage supérieur doit être enlevé de manière à exposer les quatre barres d'armature longitudinales sur une longueur de 60 cm. Les nouvelles barres longitudinales de $\frac{1}{2}$ " du nouveau chaînage doivent être ajoutées et reliées aux barres existantes à l'aide d'étriers de $\frac{1}{4}$ " disposés sur toute la longueur du chaînage supérieur, soit 60 cm.

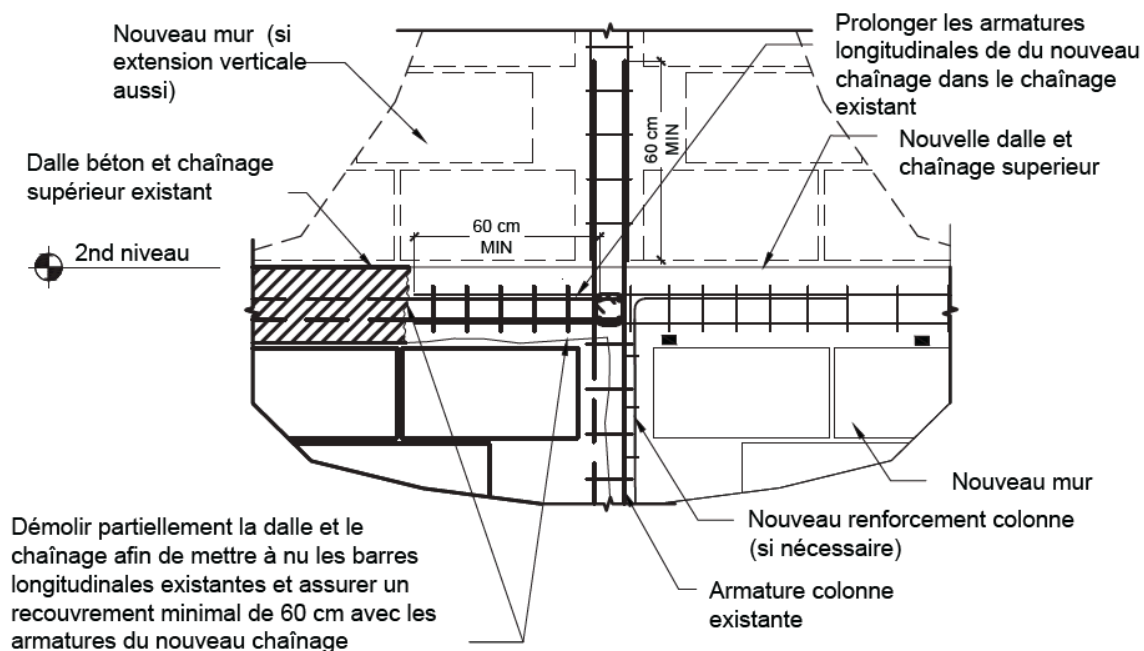


Figure 3.3.4,h : Raccordement du chaînage supérieur, sans extension existante du chaînage supérieur

3.4.3.6 Extension d'une dalle

Lorsque le bâtiment existant comporte un plancher ou une toiture en dalle de béton et que l'extension horizontale attenante comporte également un plancher ou une toiture en dalle de béton, la nouvelle dalle doit être solidement reliée à la dalle existante. Ceci garantit que la partie existante de la maison et la partie nouvelle de la maison travaillent ensemble pour résister aux charges sismiques.

Selon la taille et la configuration de l'extension horizontale, l'ingénieur doit déterminer la direction des poutres de dalle. Il est recommandé que les poutres de dalle portent dans le sens de la plus petite portée. Si nécessaire, l'ingénieur peut opter pour une dalle à deux sens.

Si les nouvelles poutrelles de dalle sont perpendiculaires au chaînage existant en rive de dalle, il est nécessaire de démolir partiellement le béton du chaînage existant afin d'y ancrer chaque poutre de dalle dans le chaînage et la dalle existants. Les barres supérieures sont ancrées dans le nouveau chaînage créé.

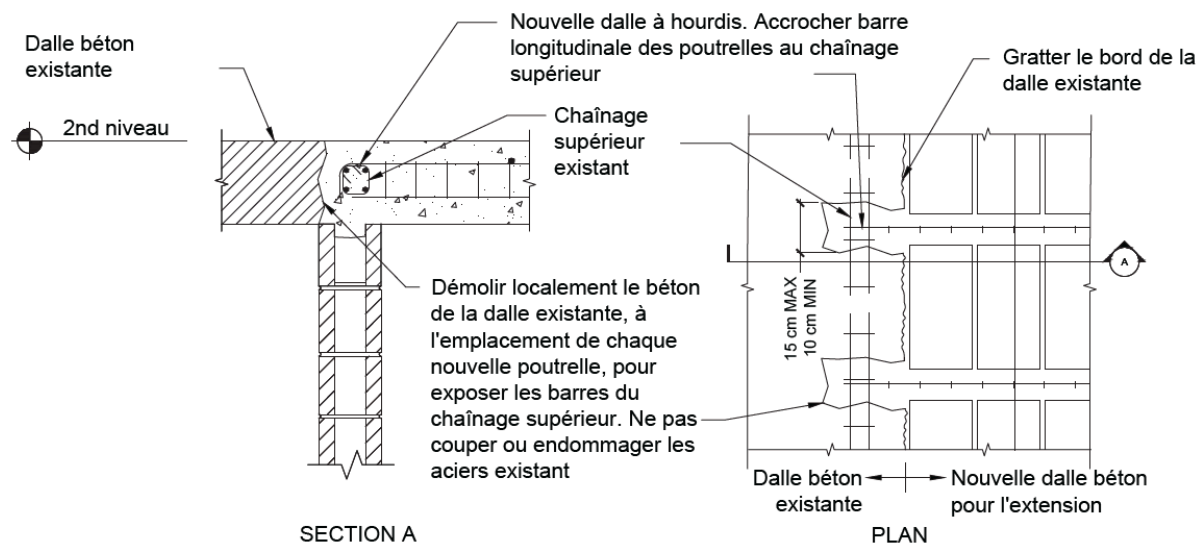


Figure 3.3.4,j : Raccordement d'une nouvelle dalle à une dalle existante, nouvelles poutrelles perpendiculaire au chaînage existant

Si les poutres de dalle sont parallèles au chaînage existant, elles doivent être ancrées dans le nouveau chaînage créé. Seules les barres supérieures doivent être ancrées dans la dalle existante.

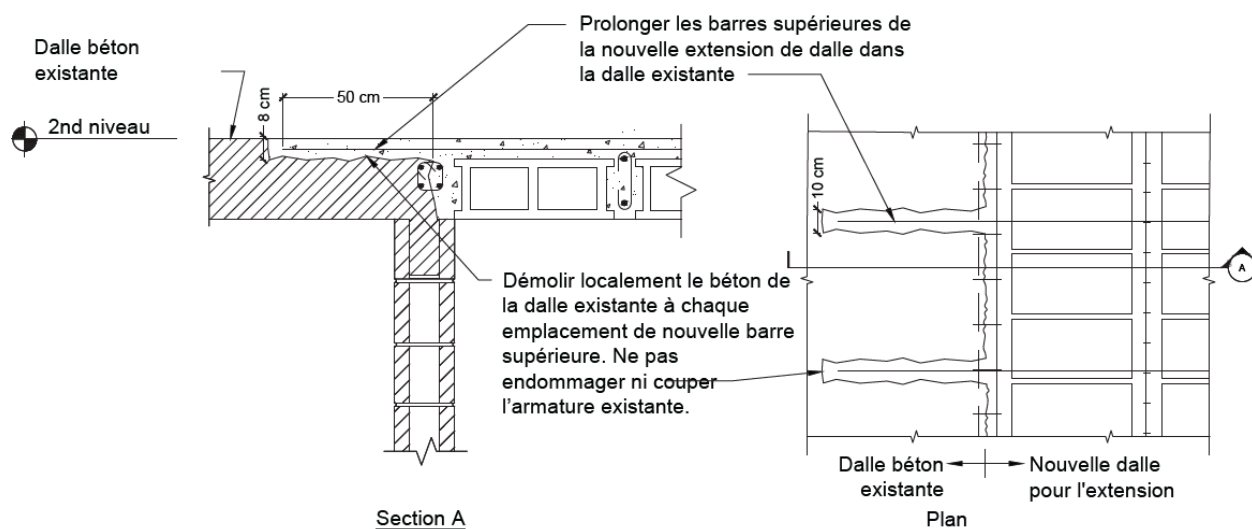


Figure 3.3.4,k : Raccordement d'une nouvelle dalle à une dalle existante, nouvelles poutrelles parallèles au chaînage existant

3.5 Construction progressive

3.5.1 Phases de construction

Si la construction d'un bâtiment en maçonnerie, tel que défini au chapitre 1, doit être réalisée en plusieurs phases, les travaux doivent être organisés en étapes clairement définies et complètes dans l'ordre suivant. Ces phases indiquent les points appropriés où la construction peut être interrompue avant de passer à l'étape suivante. Dans la mesure du possible, il convient d'exécuter plusieurs phases l'une après l'autre sans interruption

- Phase 1 : Fondation
- Phase 2 : Chaînage inférieur et dalle de plancher
- Phase 3a : Murs, première moitié et chaînage intermédiaire
- Phase 3b : Murs, seconde moitié et, éléments de confinement verticaux,

En fonction du type de toiture, la séquence se poursuit comme suit :

Pour une toiture légère :

- Phase 4a : chaînage horizontal supérieur
- Phase 4b : Installation de la toiture légère

Si le toit est constitué d'une dalle de béton :

- Phase 4 : chaînage horizontal supérieur et dalle de toit

3.5.1 Continuité des mesures de renforcement et de protection

Le séquençage décrit permet d'interrompre la construction à des étapes moins critiques, réduisant ainsi le risque de dommages aux éléments structuraux. Cependant, tous les renforts et connecteurs métalliques de la toiture doivent être détaillés et installés pour assurer une continuité adéquate entre chaque phase, en totale conformité avec les spécifications décrites au chapitre 1.

Toutes les armatures exposées destinées à être poursuivies ultérieurement doivent être protégées contre la corrosion dès qu'elles sont exposées et jusqu'à la reprise de la construction. Les mesures de protection acceptables comprennent l'application d'une peinture anticorrosion ou l'enrobage temporaire dans du béton maigre qui sera enlevé avant la poursuite des travaux.

En outre, il est fortement recommandé d'utiliser un revêtement temporaire imperméable pour protéger l'armature exposée et les murs en maçonnerie des intempéries pendant la période d'interruption.

Pour des raisons de sécurité et de sûreté, le site doit rester fermé à tout accès non autorisé pendant les interruptions de la construction, et des barrières physiques ou des couvertures de protection doivent être installées pour protéger les éléments structuraux partiellement achevés.

3.5.2- Exigences avant la reprise de la construction

Avant de reprendre la construction après une interruption, les vérifications et les travaux préparatoires suivants doivent être effectués :

1. Les mesures de protection temporaires sont retirées avec précaution.
2. Toutes les armatures exposées doivent être inspectées pour vérifier qu'elles ne sont pas corrodées ou endommagées. Le nettoyage, la réparation ou le remplacement sont effectués si nécessaire pour garantir l'intégrité structurelle.
3. La structure partiellement construite doit être inspectée pour détecter tout signe de tassement, de fissuration ou de dégradation des matériaux.
4. Tout défaut ou dommage identifié doit être réparé avant la poursuite de la construction.
5. Les surfaces en béton destinées à recevoir une nouvelle coulée doivent être préparées en nettoyant soigneusement et en rendant la surface rugueuse afin d'exposer les agrégats sains et d'assurer une bonne adhérence. L'utilisation d'agents de liaison ou de coulis est recommandée.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 4 Service du bâtiment



MTPTC

RÉPUBLIQUE D'HAÏTI

Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

4.0 INTRODUCTION	7
4.1 PLOMBERIE	7
4.2 MÉCANIQUE	7
4.2.1 ACCRÉDITATION	7
4.2.2 PERMIS D'INSTALLATION (APPLICABLE LORSQU'IMPOSÉ PAR UNE LOI)	7
4.2.3 SCHÉMA D'INSTALLATION	7
4.2.4 DÉFINITIONS	8
4.2.5 LOCALISATION DES RÉCIPIENTS DE GAZ	8
4.2.6 PROPANE COMMERCIAL	9
4.2.7 POSTE DE BOUTEILLES DE PROPANE COMMERCIAL	9
4.2.7.1 Détendeur-régulateur	9
4.2.7.2 Détendeur-régulateur directement raccordé à la bouteille	9
4.2.7.3 Détendeur-régulateur indirectement raccordé à la bouteille	11
4.2.7.4 Raccordement aux bouteilles	11
4.2.8 BRANCHEMENT ET DÉBRANCHEMENT DES BOUTEILLES	11
4.2.9 TRANSVASEMENT	11
4.2.10 AMENÉE D'AIR DIRECTE	11
4.2.11 ÉVACUATION DES PRODUITS DE COMBUSTION	13
4.2.12 TUBES SOUPLES ET TUYAUX FLEXIBLES	13
4.2.14 LOCALISATION D'UN APPAREIL NON RACCORDÉ	14
4.2.15 APPAREILS À CIRCUIT DE COMBUSTION ÉTANCHE	14
4.2.16 CERTIFICAT DE CONFORMITÉ	14
4.3 ELECTRICITE	15
4.3.1 PERMIS, FORMULAIRES ET DEMANDE D'INSPECTION	15
4.3.1.1 Éligibilité pour l'émission d'un permis (applicable lorsqu'imposé par une loi)	15
4.3.1.2 Obtention d'un permis d'installation (applicable lorsqu'imposé par une loi)	15
4.3.1.3 Schéma de câblage	15
4.3.1.5 Affichage du permis	20
4.3.1.6 Expiration du permis	21
4.3.1.7 Inspections	21
4.3.1.8 Première inspection	21
4.3.1.10 Permis de mise sous tension (applicable lorsqu'imposé par une loi)	22
4.3.2 TRAVAUX SUR CÂBLAGE EXISTANT	22
4.3.3 APPROVISIONNEMENT EN ÉLECTRICITÉ	22
4.3.4 BRANCHEMENT AÉRIEN	23
4.3.4.1 Exigences pour le service résidentiel	23
4.3.4.2 Liste des charges totales pour le branchement et le panneau principal	23

4.3.4.3 Méthode de calcul de la charge totale pour le branchement et le panneau principal d'un logement individuel	23
4.3.4.4 Électrode de terre	24
4.3.4.5 Hauteur du branchement	24
4.3.4.6 Positionnement du compteur d'électricité	24
4.3.6 INSTALLATION DE L'APPAREILLAGE ÉLECTRIQUE	25
4.3.6.1 Éclairage	25
4.3.6.2 Prises de courant ordinaires doubles à 120 volts	28
4.3.6.3 Prises de courant doubles pour comptoir dans l'office	28
4.3.6.4 Réfrigérateur	29
4.3.6.5 Circuits de dérivation à 120 volts	29
4.3.6.6 Prises de courant doubles dans les chambres à coucher	29
4.3.6.7 Four ou système de cuisson électrique	30
4.3.6.8 Four ou système de cuisson au gaz	30
4.3.6.9 Salles de bain	30
4.3.6.10 Autres prises pour utilisation générale	30
4.3.6.11 Prises de courant doubles situées à l'extérieur	31
4.3.6.12 Buanderie (lave-linge)	31
4.3.6.13 Sèche-linge au gaz	31
4.3.6.14 Sèche-linge à l'électricité	31
4.3.6.15 Chauffe-eau au gaz	32
4.3.6.16 Chauffe-eau à l'électricité	32
4.3.6.17 Four à micro-ondes	32
4.3.6.18 Climatiseurs	32
4.4 MÉCANIQUE	33

Liste des figures et tableaux

Figure 1.4.2.7.2a - Simple bouteille	9
Figure 1.4.2.7.2b - Bouteilles multiples	9
Figure 1.4.2.10.a - Exemple d'ouvertures directes sur l'extérieur	11
Figure 1.4.2.10.b - Exemple d'ouvertures directes par conduits sur l'extérieur	11
Figure 4.3.1.3 - 1 Schéma de câblage type – premier niveau 79 m2	15
Tableau 4.3.1.3-1 Courants admissibles pour un maximum de trois conducteurs en cuivre dans une canalisation ou un câble (sur base d'une température ambiante de 30 °C)	19
Tableau 4.3.1.3-2 Nombre maximal de conducteurs de même calibre pour chaque diamètre nominal de conduit ou de tube	19
Tableau 4.3.1.3-3 Facteurs de correction du courant admissible à appliquer au Tableau 1.14.1.3.a	19
Figure 4.3.5 –1 Puits de mise à la terre	24
Figure 4.3.6.2-1 Prise de courant ordinaire double à 120 V	27
Figure 4.3.6.2-2 Raccordement de prises de courant ordinaires doubles à 120 V	27
Figure 4.3.6.3-1 Prise de courant double à 120 V pour comptoir de l'office	28
Figure 4.3.6.7-1 Prise de courant pour four électrique 120V/240V	29
Figure 4.3.6.14-1 Prise de courant pour sèche-linge électrique à 120V/240V	31
Tableau 4.3.6.18-1 Circuits individuels pour les climatiseurs	32
Figure 1.4.3.6.18.-1 Prise de courant pour climatiseur – configuration 5-20R	32
Figure 1.4.3.6.18-2 Prise de courant pour climatiseur – configuration 14-20R	32

4.0 INTRODUCTION

La description des services du bâtiment n'a pas été revue dans le cadre de la mise à jour du CNBH 2025. Par conséquent, les informations présentées ont été reprises sans modification de l'édition 2012 du CNBH. Les seules modifications apportées concernent la section relative à la plomberie, qui fait désormais référence au Code National de Plomberie Haïtien 2019 et au Référentiel Technique de la Direction Nationale de L'Eau Potable et de L'Assainissement (DINEPA).

Pour des informations plus précises et à jour, il est recommandé aux utilisateurs de consulter les normes IBC 2021 et IRC 2021.

4.1 PLOMBERIE

Le Code National de Plomberie Haïtien 2021 et le Référentiel Technique de la DINEPA sont applicables.

4.2 MÉCANIQUE

Les recommandations qui suivent sont complémentaires à celles du chapitre 24 de l'IRC et ont priorité, en cas de conflit. Elles s'appliquent aux installations de gaz propane de type réseau ou aux raccordements individuels à l'appareil pour les petits bâtiments résidentiels couverts par le CNBH.

Pour les installations de gaz butane ou de gaz naturel ou des applications plus spécifiques impliquant le gaz propane, il faut se référer au chapitre 24 de l'IRC (2009), à l'IBC (2009) ou aux normes pertinentes de la NFPA.

4.2.1 ACCRÉDITATION

Les entrepreneurs doivent être accrédités par les autorités compétentes haïtiennes (en possédant un diplôme d'une école de formation professionnelle reconnue ou une licence d'entrepreneur) pour effectuer des travaux d'installation se rapportant aux installations de gaz combustible.

4.2.2 PERMIS D'INSTALLATION (APPLICABLE LORSQU'IMPOSÉ PAR UNE LOI)

Un permis doit être obtenu avant l'exécution de travaux d'installation de systèmes de gaz combustible.

Seulement et uniquement un entrepreneur accrédité pour ce type de travaux peut demander un permis.

Le permis n'est valide que pour une installation unique identifiée par la localisation des travaux.

4.2.3 SCHÉMA D'INSTALLATION

Pour obtenir ce permis, l'entrepreneur doit présenter un schéma représentant l'installation proposée. Le schéma doit présenter :

- une vue latérale simplifiée de l'installation ;
- le diamètre des canalisations d'alimentation incluant toutes les soupapes et tous les dispositifs de sûreté ;
- un descriptif du matériel utilisé ;
- l'emplacement de chaque appareil ;

- les conduits d'évacuation de gaz (si nécessaire).

4.2.4 DÉFINITIONS

Les définitions propres aux gaz sont présentées dans cette sous-section.

Amenée d'air directe : système d'aération dans lequel l'air prélevé dans l'atmosphère extérieure pénètre directement dans le local où se trouvent le ou les appareils d'utilisation par un conduit ou par des passages aménagés dans les parois extérieures du local.

Appareil raccordé : appareil raccordé lorsque les produits de la combustion sont évacués vers l'extérieur de l'immeuble par l'intermédiaire d'un conduit le reliant à un conduit ou à un autre dispositif d'évacuation; le non-raccordement d'un appareil doit être le fait de sa conception même ou d'une décision d'installation.

Conduit : canalisation guidant l'écoulement d'un fluide déterminé.

Débit calorifique nominal d'un appareil : quantité de combustible exprimée par rapport au pouvoir calorifique consommé par heure de fonctionnement continu pour cet appareil.

Détendeur-régulateur : appareil servant à contrôler et maintenir une pression uniforme en gaz. Dans ce code, on retrouve deux types de détendeurs-régulateurs :

1. de ligne – installé à la source (bouteille) ou à proximité, permettant de contrôler la pression dans la section de tuyauterie conforme aux normes;
2. d'appareil – installé au raccordement de l'appareil et pré-ajusté au débit et à la pression d'opération de l'appareil.

Flexible de sécurité : tuyau d'alimentation en gaz d'un appareil comportant un tuyau flexible à embouts mécaniques et un dispositif obturateur de sécurité dans le cas de distribution par canalisation, et un tube souple sur embouts normalisés et un dispositif obturateur de sécurité dans le cas de distribution par bouteilles.

Pression de distribution (IRC G2413.6 : pression maximale d'opération) : pression maximale de distribution à l'intérieur du bâtiment qui doit être inférieure à 415 Pa (2 psi).

Robinet d'arrêt : tout appareil desservi par des tuyauteries doit être commandé par un robinet disposé à proximité immédiate de l'appareil et aisément accessible; les détendeur-régulateurs- déclencheurs conformes aux normes et alimentant un seul appareil peuvent tenir lieu de robinets de commande.

Tubes souples : tubes souples à base d'élastomère de 6 mm de diamètre intérieur et de 1 800 mm de longueur maximale pour appareils ménagers au propane.

4.2.5 LOCALISATION DES RÉCIPIENTS DE GAZ

Quel que soit l'hydrocarbure liquéfié distribué et quel que soit le type des récipients employés, ceux-ci ne doivent pas être placés à proximité ou sous le rayonnement d'une source de chaleur susceptible de les porter à une température dépassant 50°C.

L'emplacement doit être aménagé de telle sorte que les bouteilles soient en position normale d'utilisation.

4.2.6 PROPANE COMMERCIAL

Les bouteilles de propane d'une contenance supérieure à 2,25 kg doivent être placées à l'extérieur des locaux d'habitation, posées sur une surface stable, horizontale, qui ne doit pas être encastrée dans le sol environnant sur plus de 75 % de son périmètre.

Une bouteille localisée dans une niche conforme aux codes est considérée comme étant située à l'extérieur.

Quel que soit le niveau où elles sont placées, les bouteilles doivent être éloignées d'au moins 1 m des ouvertures des locaux situés au même niveau ou en contrebas, ainsi que des bouches d'égout non protégées par un siphon et de 3 m de toute source d'allumage.

Lorsque cet éloignement n'est pas réalisable, on doit interposer, entre les récipients et les ouvertures à protéger, un muret faisant une saillie d'au moins 500 mm et dépassant de 200 mm en hauteur l'axe de la rampe de raccordement ou des raccords d'entrée du coupleur-inverseur. Les raccords du coupleur-inverseur se trouvent à 200 mm minimum au-dessus des bouteilles.

La paroi doit être en matériaux imputrescibles, résistants aux chocs et non inflammables. Si l'emplacement ainsi constitué est en plein air, les robinets et autres accessoires du poste de bouteilles doivent être protégés contre les chocs et les intempéries par un capot ou un auvent.

4.2.7 POSTE DE BOUTEILLES DE PROPANE COMMERCIAL

4.2.7.1 Détendeur-régulateur

Chaque détendeur-régulateur doit être certifié. Il doit présenter un diamètre suffisant pour fournir le débit de gaz requis aux pressions d'admission extrêmes auxquelles le détendeur-régulateur peut être exposé.

4.2.7.2 Détendeur-régulateur directement raccordé à la bouteille

Lorsque le détendeur-régulateur est directement raccordé à la bouteille, il doit être conforme à l'usage et donc (figures 1.12.7a et b) :

- être muni d'un raccord de sortie fileté;
- comporter un dispositif de déclenchement intégré assurant automatiquement la coupure de l'alimentation en gaz de l'appareil en cas de sectionnement ou de débranchement du tube souple ou du tuyau flexible assurant ladite alimentation.

Le raccordement à la canalisation fixe de distribution ou à l'appareil d'utilisation s'effectue à l'aide d'un tuyau flexible conforme à l'usage et de 1 800 mm de longueur maximale.

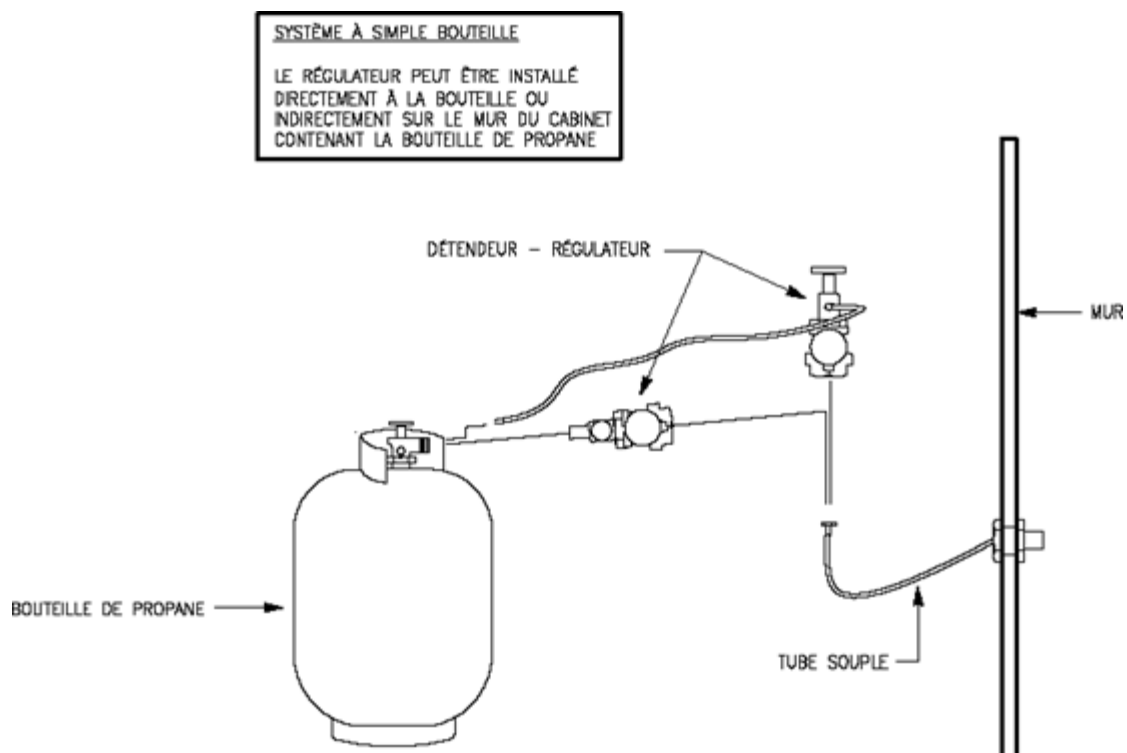


Figure 1.4.2.7.2a - Simple bouteille

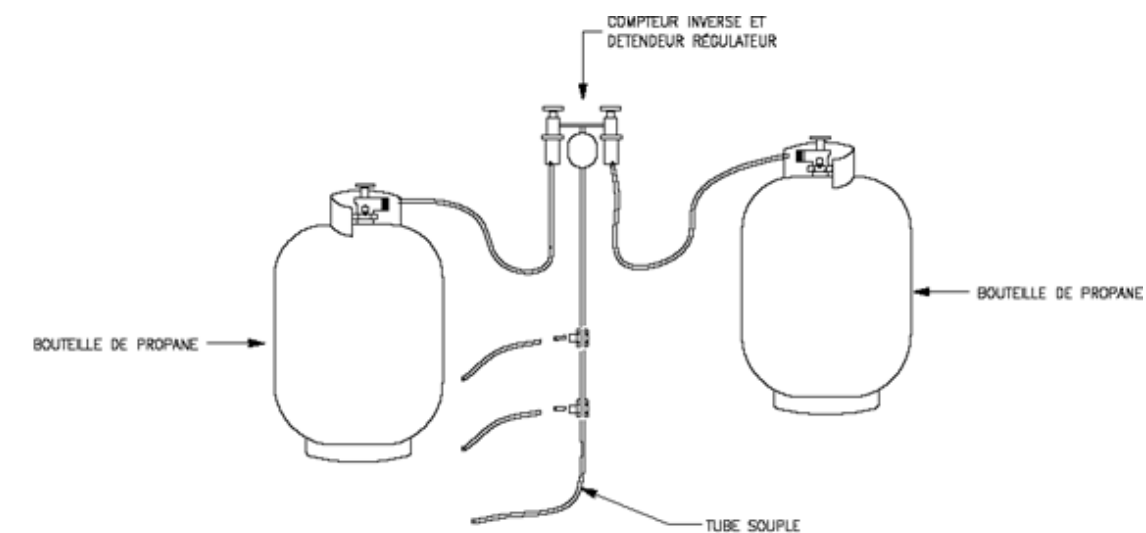


Figure 1.4.2.7.2b - Bouteilles multiples

4.2.7.3 Détendeur-régulateur indirectement raccordé à la bouteille

En l'absence de détendeur-régulateur directement raccordé à la bouteille, l'installation doit comporter :

- soit un coupleur-inverseur conforme, lequel assure la fonction de première détente ;
- soit un détendeur-régulateur de première détente conforme à l'usage, suivi d'un limiteur de pression.

4.2.7.4 Raccordement aux bouteilles

Le raccordement à chaque bouteille s'effectue :

- soit par un flexible de raccordement conforme à l'usage ;
- soit par un tuyau métallique cintré, légèrement déformable (hélice, cor de chasse, double cor de chasse).

4.2.8 BRANCHEMENT ET DÉBRANCHEMENT DES BOUTEILLES

Le branchement et le débranchement des bouteilles d'hydrocarbures liquéfiés doivent se faire en l'absence de feu ou d'étincelles, après vérification de la fermeture des robinets de ces récipients et, s'il s'agit de propane commercial, après isolement des tuyauteries.

Avant le raccordement d'une bouteille à l'installation, la présence et le bon état du joint d'étanchéité doivent être vérifiés.

1.4.2.9 TRANSVASEMENT

Toute opération de transvasement est interdite.

N'est pas considéré comme tel, le remplissage en vrac des récipients fixes effectué par le distributeur selon les règles en vigueur ainsi que l'opération inverse effectuée dans les mêmes conditions lorsqu'elle est occasionnée par nécessité.

1.4.2.10 AMENÉE D'AIR DIRECTE

L'amenée d'air directe est obligatoire lorsque l'évacuation par tirage naturel des produits de combustion des appareils non raccordés n'est assurée que par un passage direct à travers une paroi extérieure du local (figures 1.12.10a et b).

La sortie d'air ou des produits de combustion doit s'effectuer au moins partiellement par un conduit vertical (conduit de ventilation à tirage naturel ou extraction mécanique, conduit de fumée en service auquel est raccordé un appareil d'utilisation de gaz) ou uniquement par un passage à travers une paroi extérieure.

La section libre des passages à travers les parois extérieures et de leurs orifices terminaux est fonction du mode d'évacuation des produits de la combustion, mais ne doit jamais être inférieure à 100 cm². Pour cette valeur de la section libre, la puissance nominale de l'appareil le plus puissant doit être inférieure ou égale à 15 kW.

Toute dimension doit être conforme aux valeurs recommandées par l'IRC.

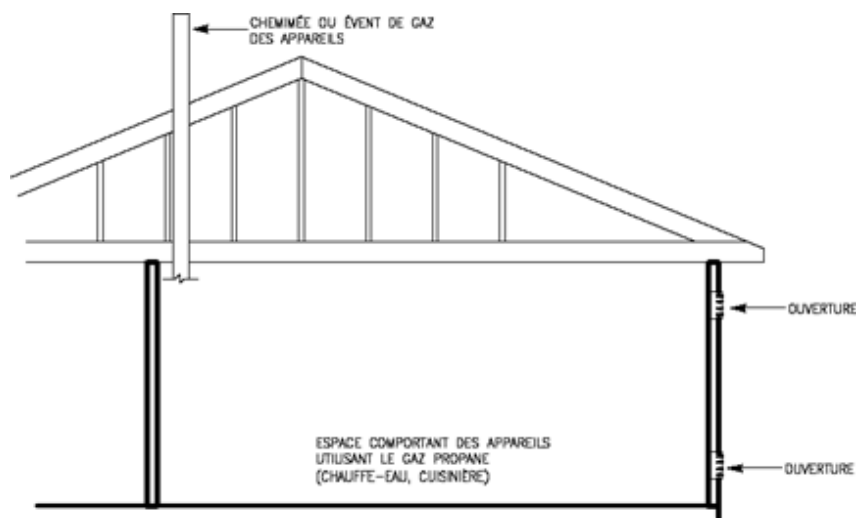


Figure 1.4.2.10.a - Exemple d'ouvertures directes sur l'extérieur

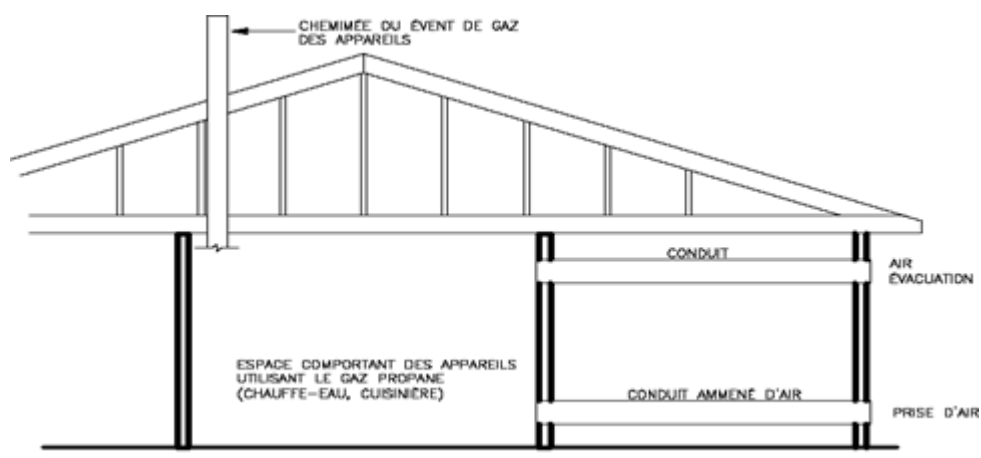


Figure 1.4.2.10.b - Exemple d'ouvertures directes par conduits sur l'extérieur

4.2.11 ÉVACUATION DES PRODUITS DE COMBUSTION

L'air du local chargé des produits de la combustion doit être évacué dans l'atmosphère extérieure. Cette évacuation peut être assurée :

- par un conduit d'évacuation d'air vicié à tirage naturel ou à extraction mécanique, prenant naissance dans le local ;
- par un conduit de fumée à tirage naturel inutilisé prenant naissance dans le local ;
- par prise d'air du coupe-tirage d'un appareil à gaz raccordé à un conduit d'évacuation à tirage naturel ou extraction mécanique des produits de la combustion, installé dans le même local que les appareils non raccordés ;
- par une ouverture en partie haute d'une paroi extérieure du local ;
- par un extracteur mécanique individuel.

La partie supérieure de l'orifice de départ doit être située à 1 800 mm au moins au-dessus du sol du local et présenter une section libre d'au moins 100 cm². En extraction mécanique, la section de l'orifice est

déterminée en tenant compte des caractéristiques de l'extracteur et des débits d'air à extraire. Toute dimension doit être conforme aux valeurs recommandées par l'IRC.

4.2.12 TUBES SOUPLES ET TUYAUX FLEXIBLES

Les tubes souples et tuyaux flexibles d'alimentation peuvent être utilisés pour relier une tuyauterie fixe à un appareil d'utilisation.

Les caractéristiques des tubes souples et tuyaux flexibles doivent être adaptées à la nature et au mode de distribution du gaz utilisé (gaz distribué par réseau ou gaz distribué par récipient) ainsi qu'au diamètre des embouts de raccordement. Leur longueur ne doit pas dépasser deux mètres et ils doivent être disposés de façon à éviter tout effort de traction.

Ils doivent être solidement assujettis à leurs deux extrémités, visitables sur toute leur longueur et disposés de manière à ne pouvoir être atteints par les flammes, ni détériorés par les gaz de combustion, par les parties chaudes des appareils ou par les débordements de produits chauds.

Ils doivent être renouvelés par l'utilisateur dès que leur état l'exige et, en tout cas, avant leur date limite d'emploi marquée sur le tube ou le tuyau de façon indélébile.

Tout tube souple d'alimentation d'appareil doit être équipé, lors de son montage, d'un dispositif de serrage approprié à chacune de ses deux extrémités.

4.2.13 APPAREILS NON RACCORDÉS

Parmi les appareils à circuit non étanche, seuls ceux énumérés ci-après sont dispensés de l'obligation de raccordement à un conduit de fumée (IRC G2425.8) :

- appareils ménagers de cuisson ;
- réchauds-lessiveuse ;
- sècheuse à linge de type 1 (l'installation doit être conforme aux exigences de l'IRC G2439) ;
- réfrigérateurs et appareils ménagers de comptoir.

L'ensemble des appareils ne doit pas avoir une capacité supérieure à 207 W/m² du volume de la pièce dans laquelle ces appareils sont installés. Dans le cas contraire, un ou plusieurs appareils doivent être pourvus de conduits d'évacuation de telle sorte que la capacité ne dépasse pas la limite permise.

Les appareils doivent être conformes aux spécifications du fabricant.

4.2.14 LOCALISATION D'UN APPAREIL NON RACCORDÉ

Un appareil non raccordé ne doit en aucun cas être installé dans une salle de bain, dans une salle de douches, dans une chambre à coucher, dans une salle de séjour ou dans une pièce en communication avec ces pièces par une ouverture permanente autre que celle prévue pour l'amenée d'air en partie basse. Ces appareils ne peuvent pas être installés dans un local dans lequel la sortie des produits de combustion a lieu par ventilation mécanique contrôlée.

4.2.15 APPAREILS À CIRCUIT DE COMBUSTION ÉTANCHE

L'alimentation en air et l'évacuation des produits de combustion doivent être réalisées selon les instructions du fabricant de l'appareil.

Les dispositifs d'alimentation en air et d'évacuation des produits de combustion des appareils étanches prélèvent l'air à l'extérieur et renvoient les gaz brûlés également à l'extérieur.

4.2.16 CERTIFICAT DE CONFORMITÉ

Après réalisation d'une installation de gaz neuve, l'installateur est tenu d'établir des certificats de conformité de modèles distincts, approuvés par les Autorités compétentes et d'en transmettre copie au Service de protection incendie.

Le certificat de conformité indique au minimum :

- le nom et l'adresse de l'installateur ;
- la situation de l'immeuble ou de l'habitation concernée (adresse, étage, numéro du lot, etc.) ;
- la situation des tuyauteries fixes installées et des organes annexes qu'elles comportent : organes de coupure, détendeur-régulateurs, etc. ;
- les spécifications et caractéristiques essentielles des conduites et organes annexes susvisés ainsi que celles des soudures exécutées soit :
- les appareils d'utilisation installés ou réglés par l'installateur et leur identité signalétique ;
- pour les accessoires de tuyauterie : identité signalétique ;
- les appareils d'utilisation alimentés par une tuyauterie fixe installée ou réglés par l'installateur et leur identité signalétique ;
- l'existence du dispositif de sécurité collective et sa conformité aux normes et codes ;
- l'attestation de l'installateur que l'installation a été réalisée et éprouvée conformément aux dispositions du présent code.

Dans le cas des installations intérieures des logements, le certificat de conformité doit être explicite en ce qui concerne les conditions de ventilation des locaux, le raccordement aux conduits de fumée des appareils pour lesquels ce raccordement est obligatoire et le montage en circuit étanche des appareils conçus à cet effet. Lorsque l'installation intérieure comprend des appareils raccordés, le certificat doit porter mention de la vérification de la vacuité des conduits correspondants et, lorsqu'il s'agit de conduits individuels, de leur étanchéité. Cette vérification n'est pas exigée si l'utilisateur produit pour ces conduits un certificat d'entrepreneur datant de moins d'un an.

4.3 ELECTRICITE

Les recommandations qui suivent sont complémentaires à celles des chapitres 34 à 43 de l'IRC et ont priorité, en cas de conflit. Certaines recommandations sont extraites de CSA (2010).

4.3.1 PERMIS, FORMULAIRES ET DEMANDE D'INSPECTION

4.3.1.1 Éligibilité pour l'émission d'un permis (applicable lorsqu'imposé par une loi)

Un permis d'installation électrique peut être émis par les Autorités compétentes uniquement :

- à une personne qui détient un permis d'entrepreneur en électricité délivré par le gouvernement d'Haïti ;
- au propriétaire d'une unité de logement si celui-ci est la personne qui fera les travaux. Le permis est

délivré à un propriétaire seulement si le service des inspections est d'avis que les travaux seront exécutés de façon compétente.

Une installation non conforme aux recommandations de la présente section est susceptible de mettre la vie des gens en péril. Il est préférable, voire fortement recommandé, que l'installation soit effectuée par un électricien agréé.

4.3.1.2 Obtention d'un permis d'installation (applicable lorsqu'imposé par une loi)

Les entrepreneurs et les propriétaires qui doivent faire des travaux d'installation, de changements, de réparations ou d'extensions doivent, avant de débiter les opérations, obtenir un permis d'installation et produire une demande d'inspection sur des formulaires fournis par le Service de l'Inspection.

Ils doivent acquitter les frais prescrits par le service de l'Inspection pour l'obtention du permis et pour l'inspection, et transmettre les schémas et plans correspondant à l'installation à réaliser.

4.3.1.3 Schéma de câblage

Pour obtenir le permis d'installation, le demandeur doit présenter un schéma de câblage de l'installation proposé où est indiqué l'emplacement des prises de courant, appareils d'éclairage et interrupteurs, ainsi que de tout autre équipement électrique prévu. Ce schéma doit être comparable aux schémas typiques présentés aux figures 1.14.1.3.a à d. Les circuits qui ne seront pas modifiés n'ont pas à être représentés. Les tableaux 1.14.1.3.a à c doivent être utilisés pour diminuer les valeurs des courants admissibles des conducteurs et pour déterminer le nombre maximal de conducteurs dans les conduits.

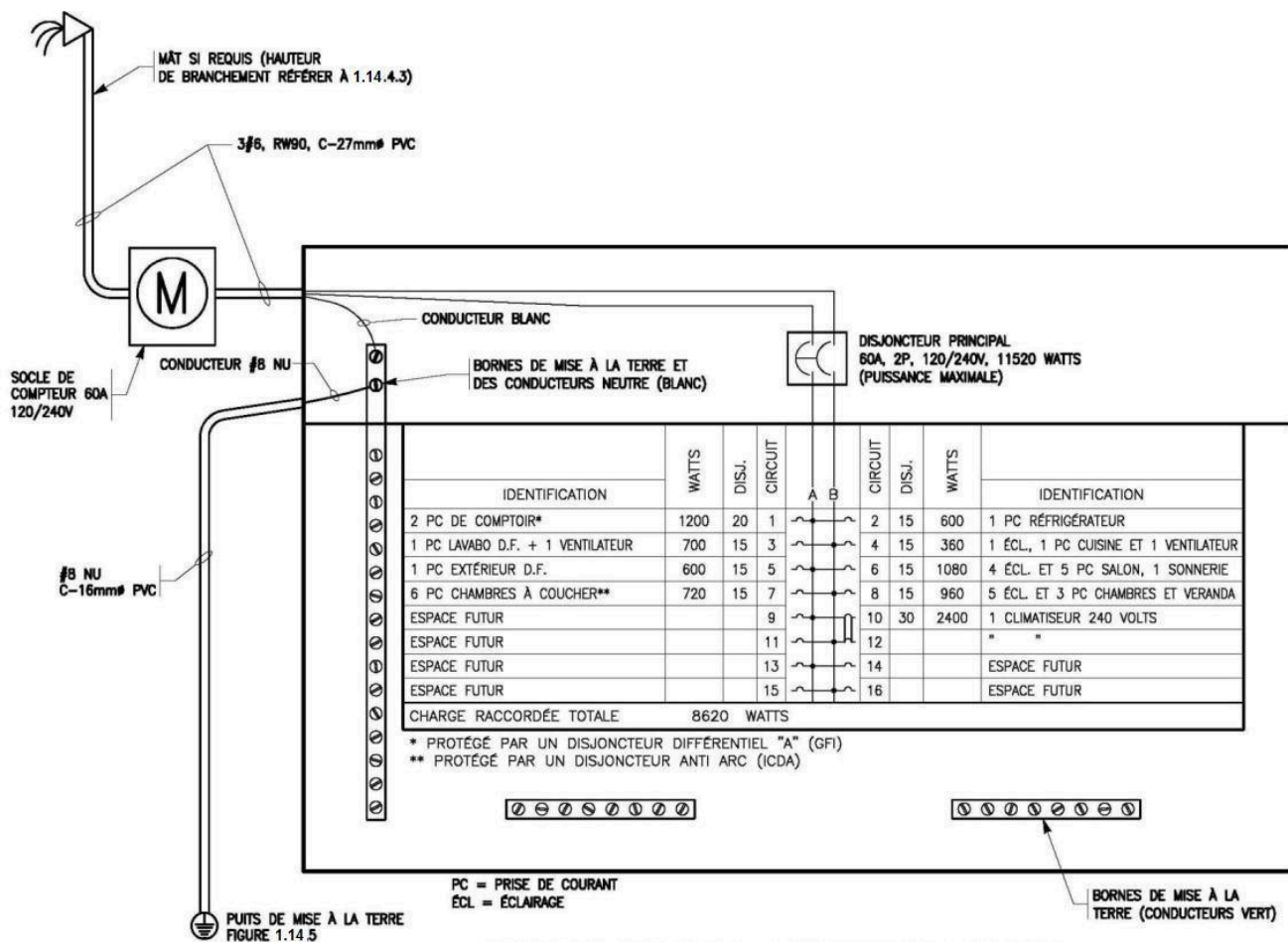
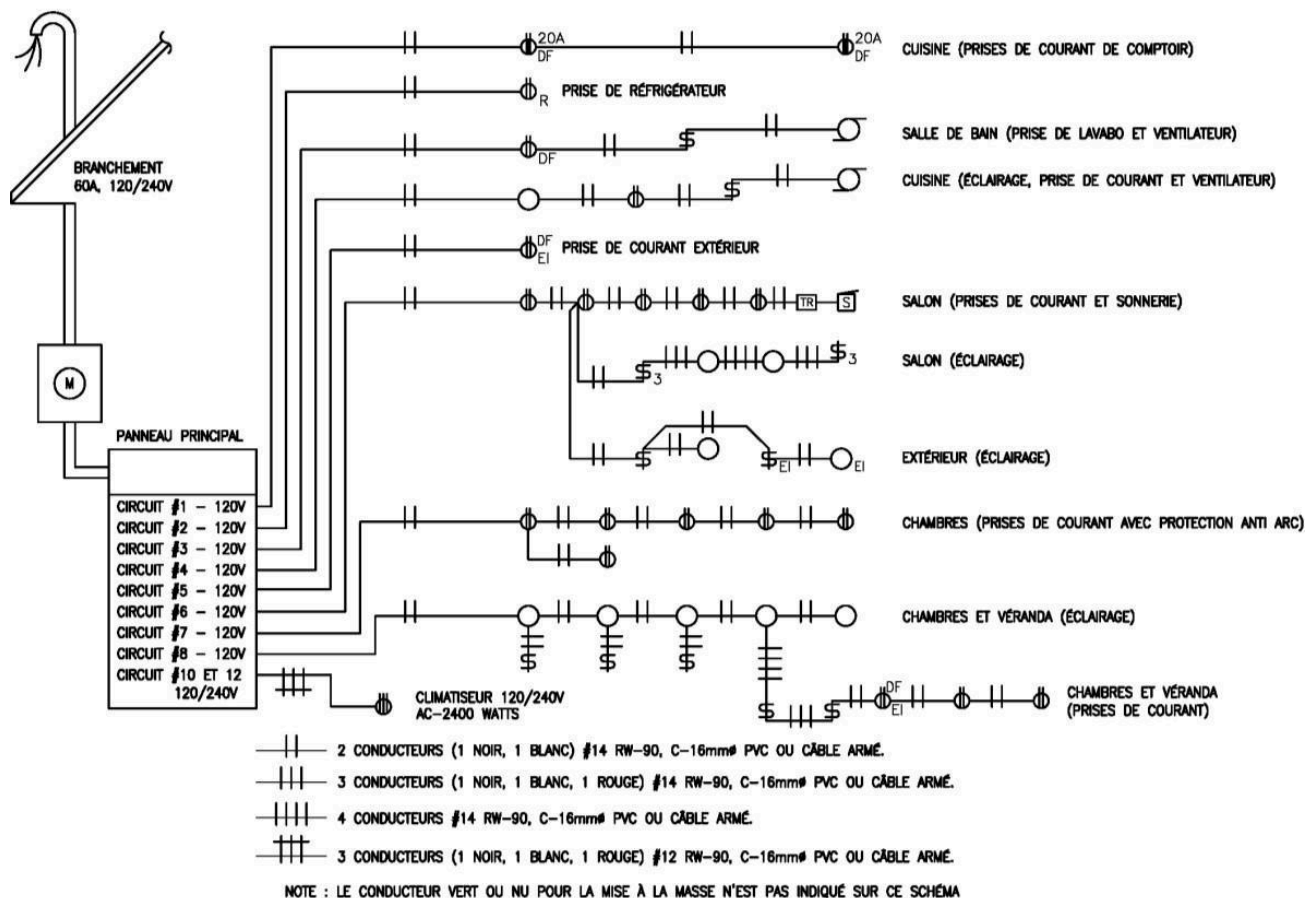


Figure 4.3.1.3 - 2 Panneau principal du premier niveau



NOTE : LE CONDUCTEUR VERT OU NU POUR LA MISE À LA MASSE N'EST PAS INDIQUÉ SUR CE SCHÉMA

Figure 4.3.1.3 - 3 Panneau principal de dérivation et schéma de raccordement du premier niveau

Tableau 4.3.1.3-1 Courants admissibles pour un maximum de trois conducteurs en cuivre dans une canalisation ou un câble (sur base d'une température ambiante de 30 °C)

Calibre, AWG ou Kcmil	Courant admissible		
	60 °C Types TW	75 °C Types RW75, TW75	85 à 90 °C Types R90, RW90, T90 NYLON
14	15	15	15
12	20	20	20
10	30	30	30
8	40	45	45
6	55	65	65
4	70	85	85
3	80	100	105

Tableau 4.3.1.3-2 Nombre maximal de conducteurs de même calibre pour chaque diamètre nominal de conduit ou de tube

Diamètre du conduit ou du tube (mm)		16	21	27	35	41
Conducteur						
Type	Calibre, AWG ou kcmil					
600V						
Sans enveloppe	14	8	15	25	43	59
R90XLPE	12	6	11	19	33	45
RW75XLPE	10	5	8	14	24	33
RW90XLPE	8	2	4	7	13	18
	6	1	3	5	10	13
	4	1	2	4	7	10
	3	1	1	3	6	8

Tableau 4.3.1.3-3 Facteurs de correction du courant admissible à appliquer au Tableau 1.14.1.3.a

Nombre de conducteurs	Facteur de correction du courant admissible
1 à 3	1,00
4 à 6	0,80
7 à 24	0,70
25 à 42	0,60
43 et plus	0,50

4.3.1.4 Matériel autorisé

Tout le matériel utilisé pour l'installation électrique doit être approuvé par l'un ou l'autre des organismes accrédités suivants ou équivalent:

- Underwriters Laboratories Inc. (UL) ;
- American Standard of Testing Material (ASTM).

Une liste du matériel utilisé doit accompagner la demande de permis d'installation.

Tous les conducteurs doivent être en cuivre. Les conducteurs en aluminium ne doivent jamais être utilisés.

4.3.1.5 Affichage du permis

Une copie du permis doit être affichée sur le site des travaux dans un endroit apparent et doit y rester jusqu'à l'inspection finale.

4.3.1.6 Expiration du permis

Le permis d'installation doit expirer après six mois si les travaux n'ont pas été commencés et raisonnablement avancés dans ce délai compté à partir de la date d'émission du permis. De plus, le service des inspections peut annuler le permis si, à son avis, il est utilisé à des fins abusives.

Le demandeur doit assumer l'entière responsabilité des travaux d'électricité visés par le permis délivré et il doit s'assurer que l'installation est en tous points conforme aux exigences du présent code.

4.3.1.7 Inspections

Lorsque tous les travaux ou une partie des travaux sont prêts à être inspectés et avant qu'ils ne soient exposés à être recouverts, l'entrepreneur avertit par écrit le Service de l'Inspection à cet effet.

Normalement, il faut prévoir deux inspections du câblage des pièces et autres aménagements semblables.

La première inspection doit avoir lieu avant la pose du revêtement mural qui va masquer l'installation électrique.

La seconde inspection doit se faire au terme des travaux visés par le permis. Si d'autres inspections s'avèrent nécessaires, des droits d'inspection additionnels peuvent être exigés.

4.3.1.8 Première inspection

Avant d'appeler l'inspecteur pour la première inspection, il faut que :

- tout le câblage des appareils d'éclairage, interrupteurs et prises de courant soit posé dans les murs et fixé aux éléments de charpente, chaque circuit se terminant dans une boîte de sortie ;
- tous les raccordements, joints et mises à la masse soient terminés dans les boîtes de sortie, ne laissant que les conducteurs à connecter à l'appareil d'éclairage, la prise de courant ou l'interrupteur, selon le cas (figures 1.14.1.3.a à d) ;
- au moins une prise de courant, un appareil d'éclairage et un interrupteur soient raccordés au câblage ;
- le câblage et le raccordement des interrupteurs 3 voies exigés pour l'éclairage des escaliers soient terminés ;

- le cas échéant, au moins un appareil d'éclairage encastré soit installé et raccordé ;
- tous les circuits partent du panneau électrique, le conducteur de continuité des masses étant connecté à la vis de mise à la terre et le neutre, à la borne neutre. Les fils ne doivent pas être connectés au disjoncteur avant que le câblage soit complètement terminé.

Lorsque toutes les étapes énumérées ci-dessus sont terminées, l'inspecteur des travaux d'électricité, dont le nom et le numéro de téléphone figurent sur le permis d'installation électrique, doit être appelé.

Avant de contacter l'inspecteur des travaux d'électricité pour l'inspection finale, il faut que l'installation électrique soit complètement terminée, c'est-à-dire que tous les appareils d'éclairage, interrupteurs et prises de courant soient posés et raccordés à l'alimentation normale.

Les différents circuits électriques doivent être clairement identifiés dans le tableau indicateur du panneau électrique et les plaques murales et couvercles des prises de courant et interrupteurs doivent être en place.

4.3.1.10 Permis de mise sous tension (applicable lorsqu'imposé par une loi)

Si le résultat de l'inspection finale est positif, l'inspecteur prend les mesures requises et avise le fournisseur d'électricité pour la mise sous tension.

Aucune installation, changement ou addition ne sera connecté ou reconnecté à un branchement ou à une source de force motrice ou d'énergie électrique par un fournisseur autorisé, un entrepreneur ou autre personne avant d'avoir obtenu un permis de mise sous tension du Service de l'Inspection.

Lors de la mise sous tension de l'installation, le compteur d'énergie est installé par le fournisseur d'électricité.

4.3.2 TRAVAUX SUR CÂBLAGE EXISTANT

Toute installation électrique doit être exécutée selon les règles et doit être sécuritaire. Les règles de sécurité suivantes doivent être observées pour tous travaux exécutés sur câblages existants :

- il faut s'assurer que les câbles et l'équipement sont hors tension. Le disjoncteur du circuit sur lequel le travail est effectué doit être fermé, le fusible enlevé ou l'interrupteur principal fermé. Il ne faut jamais travailler sur un conducteur sous tension ;
- avant de commencer à travailler sur un circuit, un test doit être fait pour s'assurer que c'est le bon circuit qui a été mis hors tension ;
- si la capacité du service doit être augmentée, il faut demander à Électricité d'Haïti ou au fournisseur d'énergie de déconnecter le branchement de service. Cette opération ne doit être effectuée que par un opérateur certifié et il ne faut jamais apporter des changements quand les lignes sont sous tension.

4.3.3 APPROVISIONNEMENT EN ÉLECTRICITÉ

L'électricité est fournie aux résidences par l'entremise de câbles aériens ou souterrains.

L'électricité est transportée par un branchement à trois fils composé de deux conducteurs sous-tension et d'un conducteur neutre. Grâce au branchement à trois conducteurs, il est possible d'installer un branchement à 120/240 volts.

Par la suite, il est possible d'alimenter des circuits et leurs applications :

- 120 volts (appareils d'éclairage et prises utilitaires, réfrigérateurs, etc.) ;
- 120/240 volts (fours et sècheuses à linge électriques, etc.) ;
- 240 volts (chauffe-eau électrique, climatiseurs centraux de 240 volts, etc.).

4.3.4 BRANCHEMENT AÉRIEN

4.3.4.1 Exigences pour le service résidentiel

Pour le service résidentiel à 120/240 volts, les exigences typiques sont :

- 60 ampères, si la surface habitable de plancher est inférieure à 80 m² (figures 1.14.1.3a et d) ;
- une canalisation électrique de 27 mm renfermant deux conducteurs en cuivre RW60 de calibre n°6, un conducteur neutre en cuivre de calibre n°6 et une autre canalisation électrique renfermant un conducteur de mise à la terre en cuivre de calibre n°6 pour le raccordement de l'électrode de la prise de terre ;
- 100 ampères, si la surface habitable de plancher est supérieure à 80 m² ;
- une canalisation électrique de 35 mm renfermant deux conducteurs en cuivre RW90 de calibre n°3, un conducteur neutre de calibre n°3 et une autre canalisation électrique renfermant un conducteur de mise à la terre de calibre n°3 pour le raccordement de l'électrode de la prise de terre.

4.3.4.2 Liste des charges totales pour le branchement et le panneau principal

La charge de base d'un logement inclut les charges électriques suivantes :

- l'éclairage et les prises de courant qui sont utilisés pour alimenter les lampes qui sont munies d'une fiche ;
- les dérivations alimentant les prises de courant 5-15R et 5-20R à 120 volts auxquelles sont branchés les appareils munis d'une fiche comme le réfrigérateur, la machine à laver ou lave-linge, le grille-pain, le lave-vaisselle, le congélateur et le four à micro-ondes ;
- les dérivations alimentant directement les appareils qui consomment 1 500 watts ou moins et qui ne servent pas à la climatisation.

Les charges électriques pour la climatisation ne sont pas incluses dans cette charge de base.

4.3.4.3 Méthode de calcul de la charge totale pour le branchement et le panneau principal d'un logement individuel

Le courant admissible minimal des conducteurs de branchement alimentant un logement individuel doit être la plus élevée des valeurs prescrites à l'alinéa a) ou b) :

- a)
 - (i) une charge de base de 5 000 W pour les premiers 90 m² de surface habitable ;
 - 1 000 W supplémentaires pour chaque surface supplémentaire de 90 m² ou pour toute partie de surface supplémentaire inférieure à 90 m² ;
 - toutes les charges prévues pour la climatisation ou le chauffage, avec un facteur

de demande de 100 % ;

- toute charge prévue pour chaque four ou système de cuisson électrique calculée comme suit : 6 000 W par four ou système de cuisson, plus 40 % de la valeur excédant 12 kW dans le cas d'un four ou système de cuisson de plus de 12 kW ;
- 100 % du facteur de demande prévu pour les chauffe-eau électriques sans réservoir, les chauffe-eau électriques des saunas, des piscines, des cuves de relaxation et des bains tourbillons ;
 - (iv) toutes les charges prévues, autres que celles qui sont déjà énumérées aux alinéas (i) à (v), calculées à 25 % de leur puissance nominale si elles sont supérieures à 1 500 W et si l'on prévoit l'installation d'un four ou système de cuisson électrique; toutefois, si l'on ne prévoit pas l'installation d'un four ou système de cuisson électrique, ces charges doivent être calculées à 100 % de leur puissance nominale jusqu'à concurrence de 6 000 W, plus 25 % de la charge excédant 6 000 W.
- (i) 60 A, 120/240 volts, puissance maximale 11 520 watts avec un panneau principal contenant seize espaces pour des dérivations, si la surface du plancher, à l'exclusion de celle du sous-sol, est inférieure à 80 m² ;
 - (ii) 100 A, 120/240 volts, puissance maximale 19 200 watts avec un panneau principal contenant vingt-quatre espaces pour des dérivations, si la surface de plancher, à l'exclusion de celle du sous-sol, est d'au moins 80 m².

La surface habitable dont il est question doit être déterminée selon les dimensions intérieures et doit comprendre :

- 100 % de la surface du rez-de-chaussée ;
- 100 % de toute surface habitable aux étages supérieurs ;
- 75 % de la surface du sous-sol.

4.3.4.4 Électrode de terre

Les branchements d'entrées de service résidentielles doivent être raccordés à une électrode de terre appropriée ayant une valeur de résistance plus basse que 25 ohms.

Le raccordement à un tuyau d'entrée d'eau non métallique est formellement interdit.

4.3.4.5 Hauteur du branchement

La tête du branchement qui supporte les conducteurs venant du poteau du fournisseur d'électricité doit se situer à une hauteur qui est comprise entre au moins 3,5 mètres et au plus 9,0 mètres au-dessus du sol soit :

- 3,5 m, s'il y a seulement un passage pour piéton ;
- 4,0 m, pour une entrée résidentielle d'automobiles ;
- 5,0 m, pour une entrée de véhicules commerciaux ;
- 5,5 m, pour le passage au-dessus d'une rue.

Pour les bâtiments d'un seul niveau, il est possible qu'il soit nécessaire d'installer un mât approprié pour relever la tête de branchement.

4.3.4.6 Positionnement du compteur d'électricité

La base du compteur d'électricité ne doit pas être installée de façon que le compteur soit à une hauteur de moins de 1 200 mm ni à plus de 1 800 mm au-dessus du niveau final du sol ou de la terrasse.

4.3.5 MISE À LA TERRE DU BRANCHEMENT

Toutes les parties métalliques de l'entrée de service y compris le conduit, les raccords du compteur et les coffrets doivent être mises à la terre conformément aux normes.

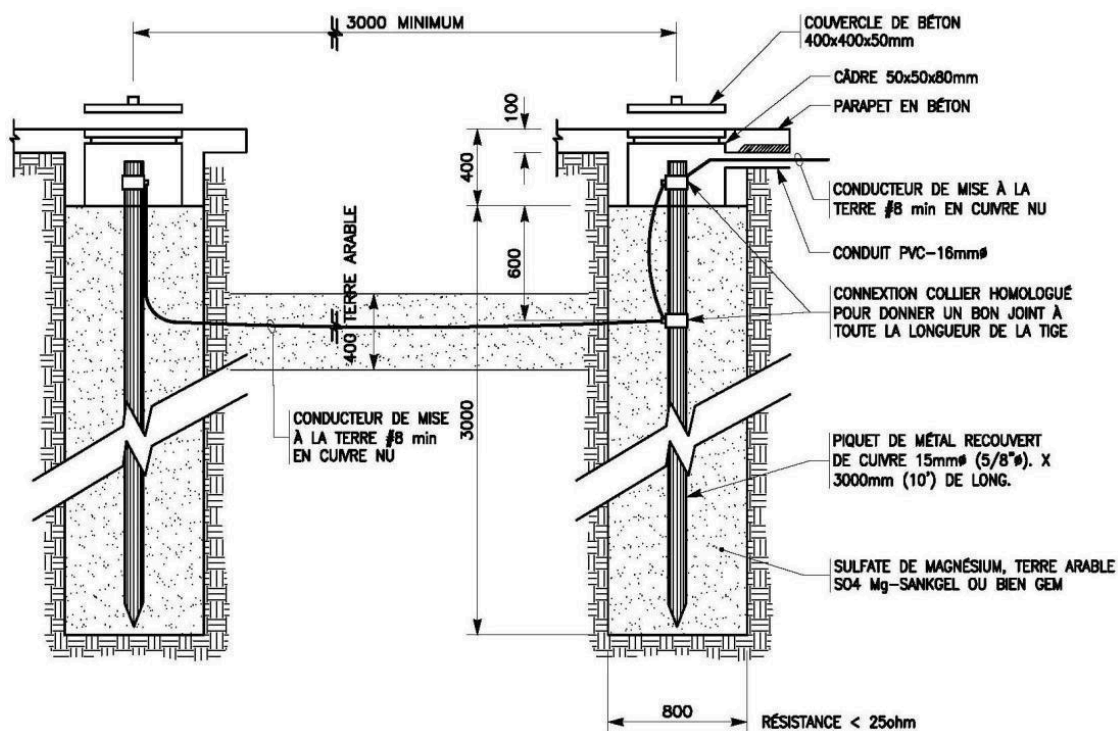
La figure 1.4.3.5 illustre une méthode de connexion du conducteur de mise à la terre dans une entrée de service. Un défaut dans les raccordements de la mise à la terre peut provoquer une tension élevée et entraîner une électrocution.

Le conducteur de mise à la terre assure la connexion de la barre omnibus neutre dans le coffret de branchement à l'électrode de mise à la terre.

Il faut utiliser une électrode de mise à la terre artificielle, telle qu'un piquet homologué recouvert de cuivre (d'au moins 3,0 m x 15,8 mm).

Si le piquet de mise à la terre ne peut être enfoncé sous le niveau du sol près du bâtiment, il faut alors choisir un endroit où le piquet peut être enfoncé aisément. Le conducteur de mise à la terre ne doit être connecté au piquet de mise à la terre au moyen d'un collier homologué. La partie supérieure du piquet doit se trouver sous le niveau du sol selon la figure 1.14.5.

La résistance de l'électrode de terre doit être mesurée et ne doit pas excéder 25 ohms.



1.14.2

Figure 4.3.5 –1 Puits de mise à la terre

4.3.6 INSTALLATION DE L'APPAREILLAGE ÉLECTRIQUE

4.3.6.1 Éclairage

La première étape de l'installation électrique dans une habitation consiste en la localisation des appareils d'éclairage fixes ou luminaires.

Chaque pièce doit être éclairée par un luminaire. Chaque issue doit être éclairée du côté extérieur du bâtiment. Chaque appareil d'éclairage fixe doit être contrôlé par un interrupteur mural installé d'une hauteur de 1 000 mm près de la porte de la pièce du côté de la poignée de la porte.

Chaque escalier qui compte quatre marches et plus doit avoir un appareil d'éclairage contrôlé par deux interrupteurs muraux à trois directions (*3-Way*). Un premier interrupteur situé au pied de l'escalier et le second situé en haut de cet escalier.

Les circuits pour l'éclairage doivent comprendre (tableau 1.14.6.1) :

- un conducteur sous tension en cuivre # 14 RW90 (fil noir) ;
- un conducteur neutre en cuivre # 14 RW90 (fil blanc) ;
- un conducteur de mise à la masse en cuivre # 14 RW90 (fil vert, si dans un conduit ou fil nu, si dans un câble multiconducteurs).

Ces trois conducteurs sont passés dans un conduit de 16 mm.

La charge maximale raccordée sur un circuit d'éclairage est 12 ampères à 120 volts.

Tableau 4.3.6.1–1 Sommaire du raccordement des charges

TABLEAU SOMMAIRE DU RACCORDEMENT DES CHARGES										
SYMBOLES	DESCRIPTION DE LA SORTIE	BOITE D'ÉLECTRICITÉ REQUISE	HAUTEUR DE MONTAGE mm	PUISSANCE MAXIMALE DU CIRCUIT AMPÈRES WATTS	NOMBRE ET CALIBRE DE CONDUCTEURS EN CUIVRE	DIAMÈTRE DES CONDUITS* ÉLECTRIQUES mm	NOMBRE DE SORTIES PAR CIRCUIT	CONFIGURATION DE LA PRISE DE COURANT	DISJONCTEUR DU CIRCUIT DANS LE PANNEAU PRINCIPAL	REMARQUE
	INTERRUPTEUR 120V–15A	3"H x 2"L x 3"P	1000			16				
	INTERRUPTEUR 3 VOIES 120V–15A	3"H x 2"L x 3"P	1000			16				
	APPAREIL D'ÉCLAIRAGE	OCTOGONALE 4" x 2 1/8" P	PLAFOND	12A 1440W	3#14, RW90	16	12		15A–1PÔLE	
	APPAREIL D'ÉCLAIRAGE	OCTOGONALE 4" x 2 1/8" P	MURAL	12A 1440W	3#14, RW90	16	12		15A–1PÔLE	
	PRISE DE COURANT ORDINAIRE DOUBLE 120V	3"H x 2"L x 3"P	400	12A 1440W	3#14, RW90	16	12	5–15R	15A–1PÔLE	DISTANCE MAXIMALE ENTRE DEUX PRISES DE COURANT 3.6M (12'). DANS LES CHAMBRES À COUCHER LES PRISES SONT PROTÉGÉES PAR UN DISJONCTEUR AVEC UNE PROTECTION ANTIFAC (GDA).
	PRISE DE COURANT DOUBLE 20A, 120V, INSTALLÉ AU-DESSUS D'UN COMPTOIR DE CUISINE	3"H x 2"L x 3"P	1050	18A 1920W	3#12, RW90	16	2	5–20R	20A–1PÔLE (GF)	SI SITUÉ À MOINS DE 1.5 MÈTRES D'UN ÉVIER, PROTÉGÉ PAR UN DISJONCTEUR "A" (GF).
	PRISE DE COURANT DOUBLE, 120V, INSTALLÉ AU-DESSUS D'UN COMPTOIR POUR LAVABO	3"H x 2"L x 3"P	1050	12A 1440W	3#14, RW90	16	1 ET VENTILATEUR	5–15R (GF)	15A–1PÔLE	SI LA PRISE EST SITUÉE À MOINS DE 1.5M DU LAVABO, DU BAIN OU DE LA DOUCHE, PROTÉGÉE CONTRE LES FUITES À LA TERRE PAR UN DISJONCTEUR DIFFÉRENTIEL INTÉGRÉ À LA PRISE.
	PRISE DE COURANT POUR RÉFRIGÉRATEUR	3"H x 2"L x 3"P	400	12A 1440W	3#14, RW90	16	1	5–15R	15A–1PÔLE	LE CIRCUIT DE DÉRIVATION ALIMENTE UNIQUEMENT CETTE PRISE DE COURANT POUR LE RÉFRIGÉRATEUR.
	PRISE DE COURANT 120V POUR CUISINIÈRE SÈCHE-LINGE À L'EAU AU GAZ, CHAUFFE-EAU AU GAZ, ET LAVE-LINGE	3"H x 2"L x 3"P	150	12A 1440W	3#14, RW90	16	12	5–15R	15A–1PÔLE	LE CIRCUIT DE DÉRIVATION ALIMENTE UNIQUEMENT CES PRISES DE COURANT.
	PRISE DE COURANT 120V SITUÉE À L'EXTÉRIEUR DE LA RÉSIDENCE	3"H x 2"L x 3"P	400	12A 1440W	3#14, RW90	16	1	5–15R (W.P.) (GF)	15A–1PÔLE	SI SITUÉ À MOINS DE 2.5M AU DESSUS DU NIVEAU DU SOL, PROTÉGÉ PAR UN DISJONCTEUR DIFFÉRENTIEL INTÉGRÉ ET PLAQUE DE PROTECTION À L'ÉPREUVE DES INTÉMPÉRIES.
	PRISE DE COURANT POUR CUISINIÈRE ÉLECTRIQUE 600W, 120/240V	CARRÉE 4 11/16" x 2 1/8" P	150	32A 7680W	4#8, RW90	21	1	14–50R	40A–2PÔLES	LA FICHE EN "J" ORIENTÉ D'UN CÔTÉ OU DE L'AUTRE.
	PRISE DE COURANT SÈCHE-LINGE ÉLECTRIQUE 4500W, 120/240V	CARRÉE 4 11/16" x 2 1/8" P	150	24A 5760W	4#10, RW90	21	1	14–30R	30A–2PÔLES	LA FICHE EN "J" ORIENTÉ D'UN CÔTÉ OU DE L'AUTRE.
	RACCORDEMENT DIRECT CHAUFFE-EAU ÉLECTRIQUE 3000W, 240V	OCTOGONALE 4" x 2 1/8" P	SECTIONNEMENT 1200	16A 3840W	3#12, RW90	16	1	–	20A–2PÔLES	DISPOSITIF DE SECTIONNEMENT REQUIS, SI LE PANNEAU PRINCIPAL N'EST PAS DANS LE MÊME LOCAL.
	PRISE DE COURANT POUR FOUR À MICRO-ONDES	3"H x 2"L x 3"P	1050	16A 1440W	3#14, RW90	16	12	5–15R	15A–1PÔLE	LE CIRCUIT DE DÉRIVATION PEUT ALIMENTER D'AUTRES PRISES DE COURANT OU D'ÉCLAIRAGE
* : SI L'INSTALLATION EST ENFOUÉE DANS LE BÉTON OU SOUTERRAINE LE CONDUIT EST REQUIS. ** : RÉFÉRER AU TABLEAU 2.15.6.18 POUR L'ALIMENTATION DES CLIMATISSEURS.										

* : SI L'INSTALLATION EST ENFOURÉ DANS LE BÉTON OU SOUTERRAIN LE CONDUIT EST REQUIS.
 ** : RÉFÉRER AU TABLEAU 2.15.6.18 POUR L'ALIMENTATION DES CLIMATISEURS.

4.3.6.2 Prises de courant ordinaires doubles à 120 volts

Les prises de courant ordinaires doubles à 120 volts doivent être à deux pôles, trois fils, avec mise à la terre (tableau 1.14.6.1). Les prises de courant de 15 ampères de capacité doivent être de configuration (5-15 R) selon la figure 1.14.6.2a et doivent être installées à une hauteur de 400 mm au-dessus du plancher fini.

Selon la figure 1.14.6.2b, la borne à vis de laiton doit servir à raccorder le conducteur sous tension (fil noir), la borne à vis blanche ou argentée, le conducteur neutre (fil blanc) et la borne à vis de couleur vert, le conducteur de continuité des masses (fil vert ou fil nu).

Les circuits pour ces prises de courant doivent avoir une capacité de 12 ampères et être constitués de conducteurs et de conduits similaires aux circuits de dérivations pour l'éclairage.

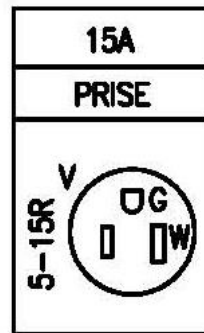
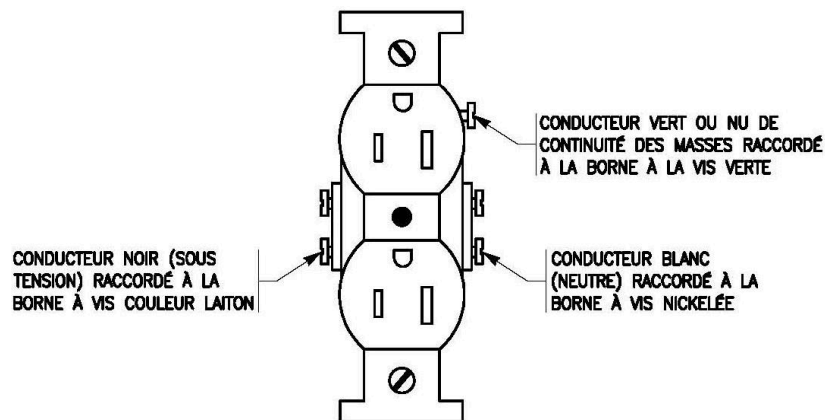


Figure 4.3.6.2-1 Prise de courant ordinaire double à 120 V



IL CONVIENT DE NOTER LA DIFFÉRENCE SUR LA FACE DE LA PRISE DE COURANT. LA FENTE DU CÔTÉ NEUTRE EST PLUS GRANDE QUE DU CÔTÉ SOUS TENSION.

Figure 4.3.6.2-2 Raccordement de prises de courant ordinaires doubles à 120 V

4.3.6.3 Prises de courant doubles pour comptoir dans l'office

Les prises de courant de 20 ampères de capacité (T-SLOT) utilisées pour les comptoirs de l'office doivent être installées à une hauteur de 1 050 mm au-dessus du plancher fini ou approximativement 150 mm au-dessus du comptoir.

Ces prises doivent être alimentées par un circuit de dérivation de 20 ampères qui n'alimente aucun autre type de prise de courant.

Ces prises de courant (20 ampères) doivent être à deux pôles, trois fils, avec mise à la terre et doivent être

de configuration (5-20R) ou (T-SLOT), selon la figure 1.14.6.3 (tableau 1.14.6.1).

Le fil noir doit être raccordé à la borne à vis de laiton, le fil blanc à la borne à vis blanche ou argentée et le fil vert à la borne à vis verte.

Les caractéristiques du circuit sont similaires au précédent pour l'éclairage, excepté pour le calibre des conducteurs qui doivent être grossis et être # 12 AWG pour la puissance additionnelle.

Au moins deux prises de courant de 20 ampères (5-20R) doivent être installées pour le comptoir de l'office. Un circuit pour les prises de comptoir ne peut alimenter que deux prises doubles.

Les prises de courant pour le comptoir situées à moins de 1 500 mm de distance de l'évier, doivent être protégées par un disjoncteur différentiel de Classe A (GFI) installé dans le panneau principal.

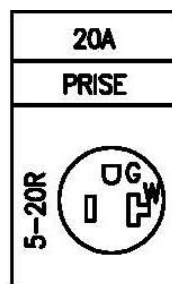


Figure 4.3.6.3-1 Prise de courant double à 120 V pour comptoir de l'office

4.3.6.4 Réfrigérateur

Une prise de courant double (5-15R) distincte et dédiée doit être installée sur le mur à l'arrière du réfrigérateur et doit être alimentée par un circuit desservant uniquement cette prise de courant (tableau 1.14.6.1).

4.3.6.5 Circuits de dérivation à 120 volts

Un circuit de dérivation de 15 ampères pour l'éclairage et pour les prises de courant (5-15R) duplex ordinaires ne peut pas accepter plus de 12 sorties électriques (appareils d'éclairage et prises de courant ordinaires).

Les conducteurs qui doivent être utilisés sont similaires aux conducteurs utilisés pour les prises de courant ordinaires.

Toutes les sorties d'éclairage ou les prises de courant localisées sur le plan de l'étage et alimentées par ces circuits doivent indiquer le numéro du circuit qui les alimente (tableau 1.14.6.1).

4.3.6.6 Prises de courant doubles dans les chambres à coucher

Les circuits de dérivation qui alimentent les prises de courant installées dans les chambres à coucher d'une unité d'habitation doivent être protégés par un interrupteur de circuit sur défaut d'arc (ICDA). Il s'agit d'un dispositif qui vise à protéger contre les effets des défauts d'arc en reconnaissant les caractéristiques particulières de l'amorçage d'arc et en mettant hors tension le circuit lorsqu'on a détecté un défaut d'arc.

4.3.6.7 Four ou système de cuisson électrique

Pour alimenter un four ou système de cuisson électrique d'une puissance de 6 000 watts (tableau 1.14.6.1), il faut un disjoncteur de 40 ampères – 240 volts au panneau de dérivation et quatre conducteurs # 8 AWG-RW90 en cuivre qui consistent en deux conducteurs sous tension (fil noir et fil rouge), un conducteur neutre (fil blanc) et un conducteur de mise à la masse (fil vert). Ces quatre conducteurs doivent passer dans un conduit 21 mm.

Une prise distincte ayant la configuration 14-50R à 120/240 volts (trois pôles - quatre fils avec mise à la terre), d'une capacité de 50 ampères doit être placée sur le mur en arrière du four approximativement au centre de l'emplacement occupé par le four et à une hauteur maximale de 150 mm au-dessus du plancher fini. Cette prise doit être orientée de façon à ce que la fiche de mise à la terre en « U » soit orientée d'un côté ou de l'autre, tel qu'illustré sur la figure 1.14.6.7.

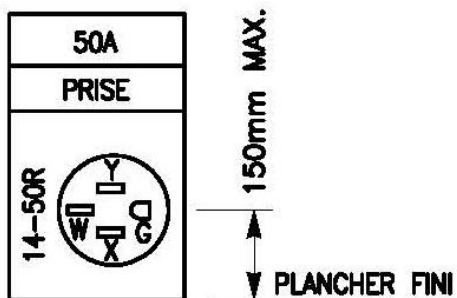


Figure 4.3.6.7-1 *Prise de courant pour four électrique 120V/240V*

4.3.6.8 Four ou système de cuisson au gaz

- Pour un four au gaz naturel, propane ou autre, quand il y a un raccordement pour le gaz, une prise de courant double ordinaire de 15 ampères (5-15R) doit être installée sur le mur situé à l'arrière, approximativement au centre de l'espace prévu pour le four et à une hauteur maximale de 150 mm de la ligne centrale de la prise de courant mesurée par rapport au-dessus du plancher fini (tableau 1.14.6.1).

4.3.6.9 Salles de bain

Dans les salles de bains, une prise de courant double de 15 ampères ou 120 volts (5-15R) doit être installée pour chaque lavabo (tableau 1.14.6.1).

Ces prises de courant doubles de 15 ampères (GFI) doivent avoir un disjoncteur différentiel intégré donnant la protection requise contre les courants de fuite à la terre et protégeant contre l'électrocution.

Seulement une prise de courant de lavabo et seulement un ventilateur de chambre de bain doivent être alimentés sur un circuit.

L'emplacement de cette prise et de ce ventilateur doit être montré sur les plans de l'étage. La prise doit être installée sur le mur à 150 mm au-dessus du comptoir ou à 910 mm au-dessus du plancher fini.

4.3.6.10 Autres prises pour utilisation générale

Au maximum, douze prises doubles pour utilisation générale à l'intérieur de la résidence peuvent être alimentées par un circuit de 12 ampères à 120 volts (tableau 1.4.3.6.1).

Dans le salon, les chambres et les autres pièces qui ne sont pas l'office avec comptoir, la salle de bain et la buanderie, les prises de courant (5-15R) ne doivent pas être distancées de plus de 3 600 mm mesuré horizontalement le long des murs. De cette façon, un cordon d'alimentation long de 1 800 mm est toujours suffisant.

Les sorties servant à l'éclairage général, aux ventilateurs, aux appareils électroniques et aux appareils de contrôle doivent être montrées sur le plan de l'étage et les circuits qui les alimentent doivent être précisés.

4.3.6.11 Prises de courant doubles situées à l'extérieur

Pour un balcon ou une véranda, au moins une prise de courant (5-15R) pour usage extérieur à l'épreuve des intempéries (WP) doit être installée (tableau 1.14.6.1).

Une prise de courant pour usage extérieur, ayant son propre circuit de dérivation, doit être installée sur le mur extérieur de la maison pour alimenter les appareils électriques qui seront utilisés près du secteur de l'entrée de l'automobile.

Si cette prise extérieure est située à moins de 2 500 mm au-dessus du niveau du sol, elle doit être protégée par un disjoncteur différentiel intégré à la prise de courant (GFI).

4.3.6.12 Buanderie (lave-linge)

Une prise de courant double (5-15R) doit être installée pour le lave-linge sur le mur arrière, environ au centre de l'espace utilisé par l'appareil et à une hauteur de 150 mm au-dessus du plancher fini (tableau 1.14.6.1).

4.3.6.13 Sèche-linge au gaz

Une prise de courant double impliquant une alimentation similaire à l'alimentation du lave-linge électrique doit être installée.

4.3.6.14 Sèche-linge à l'électricité

Pour alimenter un sèche-linge électrique d'une puissance de 4500 watts (tableau 1.14.6.1), il faut un disjoncteur 30 ampères - 240 volts au panneau principal et quatre conducteurs # 10 AWG-RW90 en cuivre, qui consistent en deux conducteurs sous-tension (fil noir et fil rouge), un conducteur neutre (fil blanc) et un conducteur de mise à la masse (fil vert).

Une prise distincte ayant la configuration 14-30R à 120/240 volts (trois pôles, quatre fils avec mise à terre), d'une capacité de 30 ampères doit être placée sur le mur en arrière du sèche-linge, approximativement au centre de l'emplacement occupé par l'appareil et à une hauteur maximale de 150 mm au-dessus du plancher fini.

Cette prise doit être orientée de façon à ce que la fiche de mise à la terre en « U » soit orientée d'un côté ou de l'autre, tel qu'illustré sur la figure 1.14.6.14.

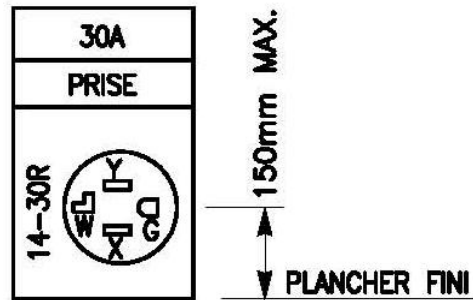


Figure 4.3.6.14-1 Prise de courant pour sèche-linge électrique à 120V/240V

4.3.6.15 Chauffe-eau au gaz

Le raccordement pour l'alimentation d'un chauffe-eau au gaz est similaire au raccordement d'un four au gaz.

4.3.6.16 Chauffe-eau à l'électricité

Pour alimenter un chauffe-eau à l'électricité d'une capacité de 3000 watts à 240 volts au panneau principal (tableau 1.14.6.1), il faut un disjoncteur 20 A - 240 volts et trois conducteurs # 12 AWG, RW90 en cuivre qui consistent en deux conducteurs sous-tension (fil noir et fil rouge) et un conducteur de mise à la masse (fil vert).

Le raccordement direct et permanent doit être fait à travers un dispositif de sectionnement de 20 ampères (deux pôles), sans fusible à 20 A - 240 volts au lieu d'utiliser une prise de courant. Le sectionneur doit être installé dans la même pièce que le chauffe-eau sur le mur, à une hauteur égale à celle des interrupteurs pour l'éclairage.

Si le panneau de dérivation est situé dans la même pièce que le chauffe-eau, le disjoncteur de 20 ampères dans le panneau tient lieu de sectionnement. Dans ce cas, le sectionneur sans fusible n'est pas requis.

4.3.6.17 Four à micro-ondes

Une prise de courant double (5-15R) distincte doit être installée sur le mur arrière du four à micro-ondes (tableau 1.14.6.1).

4.3.6.18 Climatiseurs

Une prise de courant distincte et dédiée doit être installée à proximité de chaque climatiseur. Cette prise de courant servant uniquement pour son climatiseur devra être alimentée par un circuit de dérivation desservant uniquement cette prise de courant.

Le tableau 1.4.3.6.18 montre la puissance et les caractéristiques des circuits individuels pour les climatiseurs à 120 volts jusqu'à ¾ HP et les climatiseurs à 120/240 volts jusqu'à 1 ½ HP.

Tableau 4.3.6.18-1 Circuits individuels pour les climatiseurs

SYMBOLES	PUISSANCE DU CLIMATISEUR	WATTAGE MOYEN	CIRCUIT REQUIS	CALIBRE DES CONDUCTEURS	NOMBRE MAX. DE SORTIES PAR CIRCUIT	PRISE DE COURANT	DISJONCTEUR
	JUSQU'À 3/4 HP	1200	SÉPARÉ	3#12 RW90 120V *	1	CONFIGURATION 5-20R (FIGURE 1.14.6.18a)	30A-1P
	JUSQU'À 1 1/2 HP	2400	SÉPARÉ	4#12 RW90 120/240V **	1	CONFIGURATION 14-20R *** (FIGURE 1.14.6.18b)	30A-2P

* NOIR, BLANC, VERT (FILS DE CUIVRE)

** NOIR, ROUGE, BLANC, VERT (FILS DE CUIVRE)

*** QUAND LE MODULE DU COMPRESSEUR EST INSTALLÉ À L'EXTÉRIEUR DU BÂTIMENT, UN SECTIONNEUR CADENASSABLE EST REQUIS EN REMPLACEMENT DE LA PRISE DE COURANT 120/240 VOLTS.

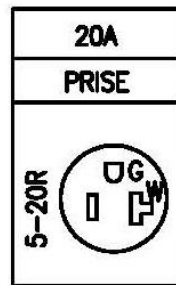


Figure 1.4.3.6.18.-1 Prise de courant pour climatiseur – configuration 5-20R

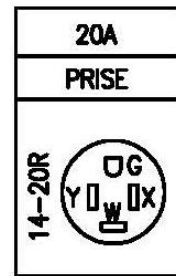


Figure 1.4.3.6.18-2 Prise de courant pour climatiseur – configuration 14-20R

4.4 MÉCANIQUE

Les systèmes de chauffage et de ventilation des bâtiments résidentiels sont peu courants à ce jour en Haïti. Les recommandations contenues dans les chapitres 12 à 23 de l'IRC doivent être considérées lorsqu'elles s'appliquent.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 5 Sécurité sur le chantier



MTPTC

RÉPUBLIQUE D'HAÏTI

Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

5.0 INTRODUCTION	6
5.1 RAPPORT D'INSPECTION	6
5.2 ÉQUIVALENCES	6
5.3 RESPONSABILITÉS DE L'EMPLOYEUR	6
5.4 RESPONSABILITÉ DU MAÎTRE D'ŒUVRE	6
5.5 SÉCURITÉ DU PUBLIC	7
5.6 PROTECTION CONTRE LES CHUTES	7
5.6 GARDE-CORPS	7
5.7 ÉQUIPEMENTS DE PROTECTION INDIVIDUELLE	7
5.8 INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES	8
5.9 ÉTAIEMENT ET PROTECTION PENDANT LA CONSTRUCTION OU LA DÉMOLITION	8
5.9.1 NOUVEAUX ÉLÉMENTS	8
5.9.2 DÉMOLITION	8
5.9.2.1. Soutien des planchers et des toitures au niveau des murs ou des colonnes à démolir.	9
5.9.2.2. Soutien des murs au niveau de la toiture à démolir.	9
5.9.2.3. Soutien des murs libres pendant la construction.	9
5.9.2.4. Soutien des murs pendant la démolition.	9
5.9.2.5. Soutien des dalles pendant la démolition.	10
5.10 APPAREILS DE LEVAGE	10
5.11 TRANSPORT DES TRAVAILLEURS	10
5.12 CHANTIERS DE CONSTRUCTION	10
5.12.1 ACCÈS AU CHANTIER	10
5.12.2 TENUE DES LIEUX	10
5.12.3 CLOUS ET AUTRES PIÈCES EN SAILLIE	11
5.12.4 OUVRAGES TEMPORAIRES	11
5.12.4 .1 PROTECTION CONTRE L'INCENDIE	11
5.12.4 .2 ÉCHELLES	11
5.12.4 .3 ESCALIERS PROVISOIRES	11
5.12.4 .4 GARDE-CORPS	11
5.12.4 .5 ÉCHAFAUDAGES	12
5.12.5 CREUSEMENTS, EXCAVATIONS ET TRANCHÉES	12
5.12.6 MANUTENTION ET ENTREPOSAGE DES MATÉRIAUX	12
5.13 MODIFICATION DURANT LA CONSTRUCTION	13

5.0 INTRODUCTION

La description des directives pour la construction et la sécurité sur le chantier n'a pas été revue dans le cadre de la mise à jour du CNBH 2025. Par conséquent, les informations présentées ont été reprises sans modification de l'édition 2012 du CNBH. Les seules modifications apportées concernent le chapitre 1.5.9 sur les étaielements et protection pendant la démolition ou la construction

Pour des informations plus précises et à jour, il est recommandé aux utilisateurs de consulter les normes IBC 2021 et IRC 2021.

Les présentes règles, extraites du *Code de sécurité pour les travaux de construction*, ASP Construction, 2008, s'appliquent à tout travail effectué sur un chantier de construction d'un petit bâtiment tel que défini aux Sous Sections 1.1.1, 0.2.3 et 0.2.6.

5.1 RAPPORT D'INSPECTION

L'inspecteur communique le résultat de son inspection à son employeur et au maître d'œuvre.

Pour s'assurer de la solidité d'une construction, l'inspecteur peut exiger une attestation à cet effet signée par un ingénieur ou un architecte.

5.2 ÉQUIVALENCES

Dans l'application du présent code, la nature, les dimensions et la disposition des matériaux peuvent différer des règles fixées pour autant que la résistance des matériaux et leur emploi offrent une sécurité au moins équivalente à celle prescrite.

5.3 RESPONSABILITÉS DE L'EMPLOYEUR

L'employeur doit s'assurer que :

- toutes les mesures nécessaires sont prises pour assurer la sécurité du public et des travailleurs ;
- tout travailleur sur un chantier de construction porte en tout temps des vêtements et des équipements adaptés aux travaux à exécuter et conçus pour assurer sa protection ;
- tout travailleur n'effectue aucun travail lorsque ses facultés sont affaiblies par l'alcool, la drogue ou une autre substance similaire ;
- tout travailleur connaît le présent code et les appareils et les machines dont il est responsable, ainsi que la manière de s'en servir efficacement ;
- tout travailleur est prévenu des risques propres à son travail.

5.4 RESPONSABILITÉ DU MAÎTRE D'ŒUVRE

Sur un chantier de construction, le contrôle de la circulation, l'installation électrique temporaire, la tenue des lieux, la sécurité du public, l'accès au chantier, la protection contre l'incendie, les rampes et les garde-corps temporaires, et les autres mesures générales de sécurité sont sous la responsabilité du maître d'œuvre.

5.5 SÉCURITÉ DU PUBLIC

Un chantier de construction doit être séparé de façon appropriée de tout lieu ou endroit où le public a accès.

5.6 PROTECTION CONTRE LES CHUTES

Tout travailleur doit être protégé contre les chutes dans les cas suivants :

- s'il est exposé à une chute de plus de 3 mètres de sa position de travail ;
- s'il risque de tomber sur une pièce en mouvement, sur un équipement ou des matériaux présentant un danger, ou d'une hauteur de 1,2 mètres ou plus lorsqu'il utilise une brouette ou un véhicule.

Dans de tels cas, une ou plusieurs des mesures suivantes doivent être prises par l'employeur ou le maître d'œuvre pour assurer la sécurité du travailleur :

- modifier la position de travail du travailleur de manière à ce que celui-ci exécute son travail à partir du sol ou d'une autre surface où il n'y a aucun risque de chute ;
- installer un garde-corps ;
- utiliser un filet de sécurité ;
- s'assurer que le travailleur porte un harnais de sécurité ;
- utiliser un autre moyen qui assure une sécurité équivalente au travailleur.

5.6 GARDE-CORPS

Un garde-corps doit être placé en bordure du vide, sur les côtés d'un plancher, d'un toit, d'une plate-forme, d'un échafaudage, d'un escalier ou d'une rampe, autour d'une excavation ou de tout autre endroit en général d'où un travailleur risque de tomber.

5.7 ÉQUIPEMENTS DE PROTECTION INDIVIDUELLE

Aux endroits où il y a danger de contact avec des pièces en mouvement, les vêtements doivent ne comporter aucune partie flottante, les colliers, bracelets et bagues sont interdits et les cheveux longs doivent être contenus dans un bonnet, sous le casque.

Toute personne qui se trouve sur un chantier de construction doit porter un casque de sécurité homologué.

Tout travailleur doit porter un équipement de protection approprié lorsque les yeux sont exposés à des particules en mouvement, des substances dangereuses, un rayonnement de lumière intense (soudage) ou du métal en fusion.

Tout travailleur doit porter des chaussures de protection conformes et conçues pour les risques suivants lorsqu'il est exposé à se blesser les pieds par perforation, chute d'objets lourds ou tranchants, contact avec du métal en fusion ou contact avec du métal chaud ou corrosif.

Sur un chantier de construction, aucun travailleur ne doit être exposé à des bruits risquant d'endommager son ouïe. En pareil cas, il doit porter un protecteur auditif approprié.

Les impuretés de l'air dans un lieu de travail doivent être éliminées dès leur point d'origine. Lorsqu'il est impossible de réduire la concentration de vapeurs ou de gaz nocifs, de fumées, de poussières ou d'autres substances nuisibles ou nocives à un niveau acceptable, l'employeur doit fournir au travailleur un équipement de protection respiratoire approprié.

Les travailleurs doivent être pourvus de gants adaptés pour la manutention d'objets présentant des arêtes vives ou une surface abrasive, ou lors de la manutention de substances corrosives. Il est toutefois interdit de porter des gants pour manœuvrer des appareils mécanisés.

5.8 INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES

Tout appareil électrique doit être utilisé uniquement aux fins pour lesquelles il a été conçu. Personne ne doit utiliser un appareil portatif électrique à moins qu'il ne soit mis à la terre ou qu'il n'ait une double isolation.

Les rallonges de fils électriques qui alimentent les appareils et les outils électriques doivent être protégées, si elles passent sur les planchers, de façon à éviter qu'elles soient endommagées et qu'elles causent des chutes, et avoir un troisième conducteur pour la mise à la terre à l'exception des rallonges réservées exclusivement à l'éclairage.

Les boîtes de jonction, de distribution et les prises de courant doivent être fermées. L'interrupteur d'une entrée de service, d'une artère ou d'un circuit dérivé ne doit pas être verrouillé en position fermée.

5.9 ÉTAIEMENT ET PROTECTION PENDANT LA CONSTRUCTION OU LA DÉMOLITION

5.9.1 NOUVEAUX ÉLÉMENTS

Les coffrages en contreplaqué de minimum $\frac{3}{4}$ (19 mm) doivent être utilisés pour l'ensemble des éléments à construire. Les dalles suspendues doivent être réalisées conformément aux dispositions du chapitre 1.8.3.7, et leur coffrage maintenu au moins 15 jours après le coulage, tout comme celui des poutres suspendues. Ces dernières doivent être soutenues par des poteaux métalliques espacés d'un mètre maximum et solidement maintenues en place. Les coffrages des chaînages verticaux et horizontaux reposant sur les murs doivent être maintenus droits au moins 1 jour après le coulage.

Pour une poutre suspendue ou une grande ouverture supportant un mur, l'étalement jusqu'au sol doit être maintenu pendant 14 jours après le coulage de la poutre qui confine le sommet du mur au-dessus de l'ouverture.

Pour le coulage des dalles des 2e et 3e étages, l'étalement jusqu'au niveau du sol doit être maintenu pendant 14 jours après le coulage de la dalle, à moins qu'une évaluation détaillée des charges de construction ne soit réalisée.

5.9.2 DÉMOLITION

Pendant la démolition, il est nécessaire de soutenir la structure existante. Les étalements doivent être installés avant de commencer les travaux de démolition correspondants.

La démolition ne doit se faire qu'à un seul niveau à la fois et ne doit pas progresser au niveau suivant tant que la stabilité de la structure au niveau en cours n'a pas été rétablie. Elle doit être réalisée de manière à garantir le maintien d'une stabilité verticale et latérale adéquate tout au long des travaux.

Pour la démolition partielle d'une dalle (pour ajouter un élément structurel par exemple) l'utilisation d'un marteau piqueur est recommandée afin d'éviter de détériorer la dalle

5.9.2.1. Soutien des planchers et des toitures au niveau des murs ou des colonnes à démolir.

Lorsqu'il est nécessaire de démolir des murs ou des colonnes existants, ou des parties de ceux-ci, fournir un soutien vertical au plancher ou à la toiture situé au-dessus.

Le soutien vertical doit consister en une lisse supérieure en bois affleurant sous la dalle ou la charpente, avec au moins un étau métallique par mètre carré de plancher ou de toiture nécessitant un soutien vertical de chaque côté de l'emplacement du mur ou de la colonne requis, avec des étais supplémentaires selon les besoins pour la stabilité.

Les supports verticaux au deuxième étage doivent être soutenus à leur base, sous la dalle, par un autre support vertical aligné directement qui s'étend jusqu'au sol en dessous (installer d'abord le support vertical du rez-de-chaussée, puis les niveaux supérieurs).

Les supports verticaux doivent être maintenus en place en haut par des paires opposées d'étais inclinés, en alternant la direction (avec un minimum de deux paires dans chaque direction) et en bas par un piquet métallique solidement ancré dans le sol.

5.9.2.2. Soutien des murs au niveau de la toiture à démolir.

Lorsqu'il est nécessaire de retirer la toiture, vérifier que le retrait de la toiture ne réduira pas la stabilité des murs du bâtiment avant de commencer les travaux.

Si la stabilité des murs est réduite, fournir un contreventement aux murs affectés.

Le contreventement doit consister en un panneau vertical minimal tous les 2 mètres le long de la longueur des murs affectés, avec des planches supplémentaires selon les besoins pour la stabilité.

Le panneau vertical doit être maintenu en place en haut du mur par des paires opposées d'étais inclinés et en bas par un piquet métallique solidement ancré dans le sol.

5.9.2.3. Soutien des murs libres pendant la construction.

Stabiliser les murs libres pendant la construction.

Les murs libres de plus de 1 mètre de hauteur doivent être stabilisés avec un panneau vertical minimal tous les 3 mètres le long de la longueur du mur autoportant, avec des panneaux verticaux selon les besoins pour la stabilité.

Le panneau vertical doit être maintenu en place en haut du mur par des paires opposées d'étais inclinés et en bas par un piquet métallique solidement ancré dans le sol.

5.9.2.4. Soutien des murs pendant la démolition.

Lors de la démolition d'un mur ou d'une partie de mur, ou lors d'un impact sur le mur pour une raison quelconque, prendre des mesures pour protéger le mur et empêcher une défaillance hors plan.

Ces mesures doivent au minimum inclure la fourniture d'un panneau vertical tous les 2 mètres le long de la longueur du mur affecté, avec des planches supplémentaires selon les besoins pour la stabilité (par exemple, à chaque extrémité des piliers de mur).

Le panneau vertical doit être maintenu en place en haut du mur par des paires opposées d'étais inclinés et en bas par un piquet métallique solidement ancré dans le sol.

5.9.2.5. Soutien des dalles pendant la démolition.

Lors de la démolition d'une partie de dalle, prendre des mesures pour protéger la zone située en dessous des chutes de débris.

Fournir au minimum des planches de bois ou du contreplaqué de $\frac{3}{4}$ " (19 mm), selon les besoins pour la taille de l'ouverture, sous l'ouverture à créer et soutenir en place avec des étais métalliques ou des poteaux 4x4 espacés d'au moins 2 mètres d'entraxe.

Avant de démolir une dalle, la dalle doit être soutenue en dessous de chaque côté de la nouvelle ouverture par des fermes en acier ou des poutres en bois 2x4.

Soutenir verticalement chaque poutre avec des étais métalliques espacés d'un mètre maximum et à chaque extrémité.

Les supports verticaux au deuxième étage doivent être soutenus à leur base, sous la dalle, par un autre support vertical aligné directement qui s'étend jusqu'au sol en dessous (installer d'abord le support vertical du rez-de-chaussée, puis les niveaux supérieurs).

Les supports verticaux doivent être maintenus en place en haut par des paires opposées d'étais inclinés, en alternant la direction (avec un minimum de deux paires dans chaque direction) et en bas par un piquet métallique solidement ancré dans le sol.

5.10 APPAREILS DE LEVAGE

Les appareils de levage et leurs accessoires doivent être construits solidement et avoir la résistance voulue, être tenus en bon état, être pourvus d'avertisseurs lorsque le déplacement est motorisé et être pourvus de freins de levage conçus et installés de façon à arrêter une charge d'au moins 1,5 fois la charge nominale, laquelle doit être affichée en évidence sur l'appareil de levage.

Les appareils de levage doivent être montés, entretenus et démontés sous la surveillance de techniciens expérimentés et selon les prescriptions du fabricant.

5.11 TRANSPORT DES TRAVAILLEURS

L'employeur doit s'assurer que le conducteur d'un véhicule utilisé pour le transport des travailleurs détient un permis de conduire en bonne et due forme, avise qui de droit de toutes les déficiences de son véhicule et n'effectue aucun transport si les déficiences signalées n'ont pas été réparées.

Aucun travailleur ne doit demeurer sur le chargement d'un véhicule en mouvement.

5.12 CHANTIERS DE CONSTRUCTION

5.12.1 ACCÈS AU CHANTIER

L'accès au chantier de construction doit être en tout temps limité aux personnes autorisées par le responsable du chantier.

5.12.2 TENUE DES LIEUX

Tout chantier de construction, y compris les voies et les moyens d'accès et de sortie, doit être tenu en ordre et aucun danger ne doit résulter de l'entreposage des matériaux ou de l'équipement, de l'accumulation des rebuts ou de l'état d'un matériau ou d'une pièce d'équipement.

5.12.3 CLOUS ET AUTRES PIÈCES EN SAILLIE

Les clous en saillie d'un morceau de bois ou de tout rebus doivent être arrachés ou rabattus, à moins que le matériau ne soit empilé ou placé dans un récipient pour être transporté hors du chantier. Lors d'un démantèlement, les clous en saillie d'un morceau de bois réutilisable doivent être enlevés immédiatement.

5.12.4 OUVRAGES TEMPORAIRES

Tout ouvrage temporaire doit être suffisamment contreventé afin de résister à toutes les charges susceptibles d'y être appliquées pendant la construction, la réfection ou la démolition en utilisant les charges de conception indiquées dans le CNBH 2025.

5.12.4 .1 PROTECTION CONTRE L'INCENDIE

Des extincteurs d'incendie portatifs doivent être placés dans tout bâtiment d'entreposage de matériaux combustibles ou de liquides inflammables, ainsi que dans les locaux où l'on effectue des travaux de soudage ou de coupage au chalumeau.

5.12.4 .2 ÉCHELLES

Une échelle doit être conçue, construite, entretenue et utilisée de façon à ne pas compromettre la sécurité des travailleurs, être toujours utilisée de façon que les charges appliquées ne soumettent aucune partie de l'échelle à un effort supérieur à l'effort unitaire permis et être appropriée aux travaux à effectuer.

La longueur maximale d'une échelle à coulisse de deux sections ou plus, mesurée le long des montants, est de 15 mètres.

Toute échelle doit reposer sur une base solide et prendre appui, au sommet, sur ses deux montants, être préservée contre tout choc ou glissement de nature à compromettre son équilibre et, lorsqu'elle n'est pas fixée de façon permanente, être inclinée de façon telle que la distance horizontale entre le pied de l'échelle et le plan vertical de son support supérieur soit approximativement entre le 1/4 et le 1/3 de la longueur de l'échelle entre les supports.

5.12.4 .3 ESCALIERS PROVISOIRES

Les escaliers provisoires doivent avoir des marches d'une largeur minimale de 500 mm, une pente maximale de 55 degrés, des paliers d'au moins 500 mm de profondeur, une rampe et des marches uniformes dans une même volée.

5.12.4 .4 GARDE-CORPS

Tout garde-corps doit avoir une hauteur qui varie entre 1 et 1,2 m au-dessus de l'aire où le travailleur se trouve

Un garde-corps de bois doit être constitué :

- d'une lisse supérieure d'une épaisseur minimale de 40 mm sur une largeur de 90 mm appuyée sur des montants de même dimension espacés d'au plus 1,8 m placés de telle façon que la largeur de 90 mm du montant soit dans l'axe de la largeur de la lisse supérieure ;
- d'une traverse intermédiaire d'au moins 75 mm de large à mi-hauteur et fixée solidement à l'intérieur des montants ;
- d'une plinthe d'au moins 90 mm de hauteur et fixée solidement à l'intérieur des montants.

5.12.4 .5 ÉCHAFAUDAGES

Les échafaudages doivent être conçus, construits, entretoisés, contreventés et entretenus de manière à supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis et à résister à la poussée des vents. Ils doivent reposer sur des sols ou assises d'une résistance suffisante.

Les matériaux utilisés pour un échafaudage ne doivent pas présenter de défaut de nature à diminuer leur résistance. Le bois utilisé pour un échafaudage doit être sain, en essence à longues fibres et non cassantes, et exempt de tout défaut pouvant diminuer sa solidité. Les parties métalliques d'un échafaudage ne doivent pas être affaiblies par la rouille ni par des déformations excessives.

Le montage et le démontage des échafaudages doivent être exécutés sous la surveillance et le contrôle d'une personne qualifiée.

Les éléments qui constituent le plancher doivent être constitués de madriers de 38 mm de hauteur minimale et de 235 mm de largeur minimale, s'ils sont en bois d'œuvre, et doivent être posés de façon à ne pouvoir ni basculer ni glisser. De plus, le plancher d'un échafaudage doit avoir une surface uniforme entre deux points d'appui et avoir une largeur minimale de 470 mm.

L'utilisation d'un échafaudage métallique doit être conforme aux instructions du fabricant.

5.12.5 CREUSEMENTS, EXCAVATIONS ET TRANCHÉES

Avant d'entreprendre un creusement, l'employeur doit vérifier s'il y a des canalisations souterraines dans le périmètre des travaux à exécuter et, le cas échéant, situer leur emplacement exact sur le terrain. Ces canalisations peuvent être débranchées temporairement, déplacées ou laissée en place, à condition que le service de voirie ou de distribution ait approuvé au préalable le procédé de creusage et qu'une méthode de travail propre à empêcher tout dommage aux conduites ait été adoptée.

S'il existe un danger que le creusement projeté menace la stabilité des constructions voisines et, par suite, la sécurité des travailleurs, l'avis d'un expert doit être sollicité.

L'employeur doit s'assurer que les parois d'une excavation ou d'une tranchée, lorsque requise, sont étançonnées solidement avec des matériaux de qualité et conformément aux plans et devis d'un ingénieur.

5.12.6 MANUTENTION ET ENTREPOSAGE DES MATÉRIAUX

Tous les matériaux d'un chantier de construction doivent être utilisés, déplacés ou transportés sur le chantier ou déchargés d'un véhicule ou d'une pile de façon à ne pas compromettre la sécurité des travailleurs et du public.

Les éléments de maçonnerie doivent être empilés de telle sorte que la face des piles ne dépasse pas 1,8 m de hauteur.

Les sacs de matériaux doivent être empilés en les croisant par couches horizontales bien régulières dont le nombre doit être inférieur à 10.

5.13 MODIFICATION DURANT LA CONSTRUCTION

Toute modification apportée en cours de construction doit être approuvée par le responsable du chantier et consignée dans les documents du projet et les plans et documents techniques doivent être mis à jour en conséquence.

Toute modification affectant la stabilité, la sécurité, la structure ou la conformité aux normes en vigueur doit faire l'objet d'une validation technique avant sa mise en œuvre.

Lorsque la modification concerne les matériaux, les dimensions ou les méthodes d'exécution, des vérifications ou essais peuvent être requis pour s'assurer du respect des exigences applicables.

Code National du Bâtiment d'Haïti 2025

PARTIE 2 - Chapitre 6 Nouveaux logements en ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages



MTPTC

RÉPUBLIQUE D'HAÏTI

**Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications
(MTPTC)**

Table des matières

6. Directives pour les nouveaux logements en ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages	10
6.1. Champ d'application spécifique	10
6.2. Principes généraux de la construction en ossature de bois porteuse et remplissages ou habillages	12
6.2.1. Diversité des typologies vernaculaires	12
6.2.2. Dispositions spatiales des bâtiments vernaculaires	14
6.2.3. Evolutivité des constructions vernaculaires	16
6.2.4. Principes para-sinistres	17
6.3. Configuration architecturale des petits bâtiments neufs en ossature porteuse en bois et remplissages	18
6.3.1. Système constructif	18
6.3.2. Configuration architecturale	20
6.4. Utilisation raisonnée et appropriée des matériaux de construction	25
6.4.1. Qualité des matériaux	25
6.4.2. Critères de choix des matériaux	25
6.4.3. Pierres et granulats	26
6.4.4. Terre	30
6.4.5. Fibres	31
6.4.6. Liants	33
6.4.7. Mortiers et enduits	34
6.4.8. Bois d'œuvre	37
6.4.9. Traitements additionnels de préservation des éléments en bois	49
6.4.10. Peintures et lasures	52
6.4.11. Éléments préfabriqués	52
6.5. Conception technique des petits bâtiments neufs en ossature porteuse en bois et remplissages	56
6.5.1. Fondations	56
6.5.2. Soubassement	61
6.5.3. Accroche de l'ossature en bois des murs à la base du bâtiment	67
6.5.4. Dalle de sol	73
6.5.5. Ossature en bois des murs	75
6.5.6. Remplissage et habillage des murs	96

6.5.7.	Intégration des réseaux fluides	103
6.5.8.	Finitions et revêtements.....	104
6.5.9.	Menuiseries	107
6.5.10.	Balustres de la galerie	109
6.5.11.	Charpente de la toiture	110
6.5.12.	Charpente de la galerie	139
6.5.13.	Couverture.....	143
6.6.	Entretien des bâtiments en ossature bois.....	149
6.6.1.	Principes généraux.....	149
6.6.2.	Responsabilité d'entretien	149
6.6.3.	Qualité de la ventilation du bâtiment.....	149
6.6.4.	Entretien du bâtiment	150
6.6.5.	Traitement des abords du bâtiment.....	151
6.6.6.	Prévention contre l'incendie et entretien des dispositifs de protection spécifiques.....	152

Liste des figures et tableaux

Figure 6.1- 1_Maison modèle élaborée pour les calculs d'ingénierie, vues 3D	11
Figure 6.2.1- 1_Diversité des typologies de bâtiments vernaculaire en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages.....	13
Figure 6.2.1- 2_Diversité des typologies de bâtiments récents en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages.....	13
Figure 6.2.2- 1_L'espace du lakou : photographie et schéma en plan.....	15
Figure 6.2.2- 2_Caveau familial et glacis, photographies.....	15
Figure 6.2.2- 3_Diverses typologies de galerie sur la façade d'accueil, photographies	15
Figure 6.2.3- 1_Analyse de l'évolution de maisons vernaculaire à La Vallée-de-Jacmel, Carolyn Garcia, 2018	16
Figure 6.3.1- 1_Schéma des éléments constitutifs du système à ossature bois porteuse et remplissages ou habillages	18
Figure 6.3.1- 2_Maison construite en 2024 avec une base maçonnée et une ossature en bois d'œuvre local, Les Cayes, Sud.	19
Figure 6.3.2- 1_Proportions et longueur des parois recommandées : schémas en plan	20
Figure 6.3.2- 2_Formes complexes avec murs de subdivision : schémas en plan	20
Figure 6.3.2- 3_Principe de répartition des panneaux pleins et des ouvertures, schéma en plan	21
Figure 6.3.2- 4_Vue en élévation, maquette 3D.....	21
Figure 6.3.2.3- 1_Principales formes de toiture observées en Haïti, maquettes 3D	22
Figure 6.3.2.4- 1_Exemples de galeries aménagées sous la toiture principale, photos.....	23
Figure 6.3.2.5- 1_Principe d'anticipation des agrandissements futurs, maquette-coupe 3D.....	24
Figure 6.4.3- 1_identification des types de pierres appropriées pour la construction	27
Figure 6.4.3- 2_Principe d'appareillage des pierres à plat : schéma en coupe	28
Figure 6.4.3- 3_Appareillage des angles : schéma 3D et photo de mise en œuvre	28
Figure 6.4.3- 4_Principe d'appareillages avec joints discontinus : schémas en élévation et en plan	28
Figure 6.4.3- 5_Appareillage avec clés : schéma en plan et photo de mise en œuvre	29
Figure 6.4.3- 6_Appareillage autour des accroches en attente : photo de mise en œuvre	29
Figure 6.4.4- 1_Schéma de la constitution du squelette granulaire de la terre.....	31
Figure 6.4.5- 1_Photos d'échantillons de fibres disponibles en Haïti	32
Figure 6.4.5- 2_Exemples d'utilisations des fibres en construction	32
Figure 6.4.7.3.1- 1_Schéma d'interprétation des échantillons de mortiers et enduits en terre.....	35
Tableau 6.4.7.3.2- 1_Tableau indicatif de dosage des mortiers et enduits de chaux	36
Tableau 6.4.7.3.3- 1_Tableau indicatif de dosage des mortiers et enduits de ciment	36
Tableau 6.4.7.3.3- 2_Tableau indicatif de dosage des bétons de ciment	36
Tableau 6.4.8.1- 1_Tableau de correspondance des sections nominales et des dimensions réelles des éléments préparés	38

Tableau 6.4.8.2- 1_Tableau de caractéristiques mécaniques des essences de bois d’œuvre disponibles en Haïti	40
Tableau 6.4.8.3- 1_Tableau de résumé des classes d’emploi. Source : « Durabilité naturelle et préservation des bois tropicaux », Daniel Fouquet, Éditions Quæ, 2009	42
Tableau 6.4.8.3- 2_Tableau de correspondance entre classes d’emploi et les classes de durabilité des essences de bois disponibles en Haïti, sous réserve de la bonne mise en œuvre et de l’entretien régulier	43
Tableau 6.4.8.4- 1_Tableau de catégorisation des essences de bois d’œuvre disponibles en Haïti	44
Tableau 6.4.8.5- 1_Tableau de correspondance entre les principaux types d’utilisation dans la construction de petits bâtiments en ossature bois porteuse et les classes d’emploi à considérer en zone tropicale	46
Tableau 6.4.8.5- 2_Principe de répartition des catégories de bois dans la construction : maquettes 3D	47
Figure 6.4.11.5- 1_schéma de dimensionnement et pré-perçage des trous dans les feuillards métalliques	54
Figure 6.4.11.7- 1_Tuiles en mortier vibré de ciment (« tuiles micro-béton ») produites en Haïti, photos	55
Figure 6.5.1.1- 1_Fondations en pieux de bois dur selon les pratiques vernaculaires: photos et principes de mise en œuvre	57
Tableau 6.5.1.2- 1_Tableau indicatif de dimensionnement des fondations pour les bâtiments en rez-de-chaussée à ossature bois et remplissages lourds (petites roches)	58
Figure 6.5.1.3- 1_Fondations en pierres maçonnées : schéma en coupe et photo de mise en œuvre	59
Figure 6.5.1.4- 1_Fondations en béton cyclopéen : schéma en coupe	60
Figure 6.5.1.5- 1_Fondations en maçonnerie non chaînée de blocs de ciment : schéma en coupe	61
Figure 6.5.2- 1_Principe d’évacuation des remontées capillaires par le soubassement porteur : schéma en coupe	62
Figure 6.5.2.1- 1_Soubassement en pierres en applique « miray » : schéma en coupe et photo de mise en œuvre	63
Figure 6.5.2.2- 1_Soubassement porteur en maçonnerie de pierre non chaînée : schéma en coupe	64
Figure 6.5.2.2- 2_Solin en pierres sur soubassement porteur : détail en coupe	64
Figure 6.5.2.3- 1_Soubassement porteur en 3 rangées de blocs de ciment : schéma en coupe	65
Figure 6.5.2.3- 2_Soubassement porteur mixte maçonnerie de pierre et 2 rangées de blocs de ciment : schéma en coupe	66
Figure 6.5.2.4- 1_Poteaux de la galerie sur soubassement filant ou plots isolés : photos de mise en œuvre	66
Figure 6.5.3- 1_Principe de mise en attente des accroches pour l’ossature bois : schéma en coupe	67
Figure 6.5.3.3.1- 1_Mise en œuvre de la solution 1 : fers à béton placés en U dans la fondation et le soubassement en maçonnerie de pierre : schéma en coupe et mise en œuvre	70
Figure 6.5.3.3.1- 2_Mise en œuvre solution 1 : fers à béton repliés sur la lisse basse : détails en 3D et photo de mise en œuvre	70

Figure 6.5.3.3.2- 1_Mise en œuvre de la solution 2 - Fers à béton pliés en L dans la fondation, repliés et fixés sur la lisse basse : schéma en coupe et principe de pliage de l'accroche en 3D	71
Figure 6.5.3.3.2- 2_Mise en œuvre de la solution 2 - Fers à béton pliés en L dans la fondation, repliés et fixés sur la lisse basse : photo de mise en œuvre et principe de pliage sur la lisse basse	72
Figure 6.5.4.1- 1_Remblai intérieur du sol : schéma en coupe et photo de chantier	73
Figure 6.5.4.2- 1_Chape sur hérisson et glacis : schéma en coupe et photos de mise en œuvre	74
Figure 6.5.4.2- 2_Photos de différents glacis pigmentés	74
Figure 6.5.5.1- 1_Dénomination des éléments de l'ossature bois des murs avec fondations en pieux de bois et charpente traditionnelle : schéma 3D	75
Figure 6.5.5.1- 2_Dénomination des éléments de l'ossature bois des murs sur fondations et soubassement maçonnées : schéma 3D	76
Tableau 6.5.5.2- 1_Tableau des sections minimales recommandées pour l'ossature bois des murs.....	78
Figure 6.5.5.3.1- 1_Exemple d'assemblage en T à entailles à tiers-bois : détails 3D	80
Figure 6.5.5.3.1- 2_Exemples d'assemblages à entailles à mi-bois : détails 3D	80
Figure 6.5.5.3.1- 3_Assemblages à tenon et mortaise chevillés : détails 3D	80
Figure 6.5.5.3.1- 4_Principe de réalisation d'un assemblage d'un poteau avec les lisses hautes et basses par juxtaposition : détail 3D.....	81
Figure 6.5.5.3.3- 1_Différents types d'entures pour les assemblages de longueur : détails 3D	82
Figure 6.5.5.3.3- 2_Enture à mi-bois avec chevilles en bois, bois de catégorie A ou B uniquement : photo de mise en œuvre	83
Figure 6.5.5.3.3- 3_Enture de longueur à tenon chevillé, bois de catégorie A ou B uniquement : photo de mise en œuvre	83
Figure 6.5.5.3.3- 4_Enture à mi-bois vissée ou clouée, schéma de mise en œuvre	84
Figure 6.5.5.3.4- 1_Principe d'assemblages d'angles à tiers-bois, bois de catégories A ou B uniquement : détails d'exécution en 3D.....	85
Figure 6.5.5.3.4- 2_Principe d'assemblage mi-bois aux angles : détails d'exécution en 3D et photo de mise en œuvre	86
Figure 6.5.5.3.5- 1_Assemblage des poteaux intermédiaires avec les lisses, mi-bois chevillé ou avec feuillard : détails 3D	87
Figure 6.5.5.3.5- 2_Assemblage des poteaux intermédiaires aux lisses par feuillards ou bandes métalliques : détails 3D	87
Figure 6.5.5.4.1- 1_Principes de répartition des contreventements appropriés pour la construction en zone sismique C	89
Figure 6.5.5.4.2- 1_Renforts d'angles horizontaux entre lisses hautes : détail 3D	89
Figure 6.5.5.4.3- 1_Contreventement par diagonales toute hauteur : 3D et photo d'une maison ancienne à Jacmel	90
Figure 6.5.5.4.3- 2_Contreventement par diagonales des panneaux subdivisés : principe 3D	91
Figure 6.5.5.4.3- 3_Contreventement par croix de Saint-André des panneaux subdivisés : photo de mise en œuvre	91
Figure 6.5.5.4.3- 4_Photos de différents assemblages des croix de Saint-André	92
Figure 6.5.5.4.4- 1_Bardage de planches assurant le contreventement de l'ossature : photos d'une maison à La Vallée-de-Jacmel, localité de Morne-à-Bruier	92
Figure 6.5.5.4.5- 1_Différenciation des remplissages aux angles et triangulation : principe 3D	93
Figure 6.5.5.4.6- 1_Contreventement des allèges et impostes des ouvertures : photos de mise en œuvre.....	94

Figure 6.5.5.4.7- 1_Contreventement des panneaux d'angles avec fenêtres : photos d'une maison à La Vallée-de-Jacmel.....	95
Figure 6.5.5.4.8- 1_Solutions de contreventement de la galerie : principes 3D et photos de mise en œuvre	95
Figure 6.5.6.1- 1_Principe de réalisation d'un remplissage en petites pierres « ti wòch » dans des panneaux subdivisés et triangulés : détail 3D et photo de mise en œuvre	97
Figure 6.5.6.1- 2_Maçonnerie de petites pierres, méthode « étranglé » : photos de maisons vernaculaires.....	98
Figure 6.5.6.2- 1_Remplissage en gravats de récupération : photos de mise en œuvre	98
Figure 6.5.6.3- 1_Remplissage en clissage et torchis : principe 3D et photos de mise en œuvre.....	99
Figure 6.5.6.5- 1_Remplissage avec des briques de terre crue ou de terre cuite : principe 3D et photos de mise en œuvre	100
Figure 6.5.6.5- 2_Habillage extérieur en bardage de planches : principe 3D et photos de mise en œuvre	102
Figure 6.5.6.5- 3_Types de pose des bardages en planches : détails 3D et photos de mise en œuvre	102
Figure 6.5.8.1.1- 1_Mise en œuvre d'un enduit de rejointoyage des pierres : photo	104
Figure 6.5.8.1.2- 1_Mise en œuvre des enduits des murs : schéma en coupe et photos	105
Tableau 6.5.8.2- 1_Tableau indicatif des dosages des différents laits de chaux.....	106
Figure 6.5.8.3- 1_Pose de faïence murale sur treillis métallique : photos de mise en œuvre	107
Figure 6.5.9.1- 1_Principe de mise en œuvre de volets bois sur ossature porteuse en bois : photo	108
Figure 6.5.9.1- 2_Exemple d'anneaux et crochets en ferronnerie pour les volets en bois : photo et détail en 3D	108
Figure 6.5.9.2- 1_Exemples d'impôtes ajourées en bois : photos	109
Figure 6.5.10- 1_Exemples de balustres et solutions de fermeture de galeries : photos	109
Figure 6.5.11.1- 1_Formes de toiture recommandées pour les petits bâtiments en ossature bois porteuse : maquettes 3D	111
Figure 6.5.11.2- 1_Éléments constitutifs des fermes : schémas 3D.....	113
Figure 6.5.11.2- 2_Principe de mise en œuvre des fermes : schémas 3D.....	113
Figure 6.5.11.2- 3_Principe de mise en œuvre de la partie en croupe des toitures à 4 pans	113
Figure 6.5.11.4.1- 1_Exemples d'assemblages à embrèvement : détails 3D	116
Figure 6.5.11.4.1- 2_Principe d'assemblage par tenon et mortaise chevillés – détail en 3D.....	116
Figure 6.5.11.4.1- 3_Principe d'assemblage des pièces de bois avec deux plaques en gousset par jonction : détail 3D	117
Figure 6.5.11.4.1- 4_Principe de répartition et espacement des vis ou clous pour fixation des plaques en gousset : schéma.....	118
Figure 6.5.11.4.1- 5_Principe d'assemblage moisé : détail 3D	119
Figure 6.5.11.4.6- 1_Schéma d'assemblage des coyaux	123

Tableau 6.5.11.5.1- 1_Dimensionnement des arêtiers.....	124
Figure 6.5.11.6- 1_Principe de réalisation de la structure intermédiaire du fronton : détails 3D	126
Figure 6.5.11.6- 2_Frontons triangulaires des toitures à 2 pans : photos	126
Figure 6.5.11.7- 1_Principe de mise en œuvre de la toiture à pan unique : maquette 3D	127
Figure 6.5.11.8.1- 1_Principe d'assemblage de l'entrait sur la lisse haute, entrait avec entaille à tiers-bois : détails 3D	129
Figure 6.5.11.8.1- 2_Principe de réalisation de l'entaille en bec d'oiseau sur l'arbalétrier : détail en coupe	129
Figure 6.5.11.8.1- 3_Principe d'assemblage de la ferme sur la lisse haute : détails 3D	130
Figure 6.5.11.9- 1_Principe de contreventement des toitures à 4 pans : maquettes 3D	131
Figure 6.5.11.9- 2_Principes de contreventement minimum des toitures à 2 pans : maquettes 3D.....	132
Figure 6.5.11.10- 1_Principe de mise en œuvre des liteaux (lattes) sur toiture 2 pans : maquette 3D.....	133
Figure 6.5.11.11.1- 1_Principe de mise en œuvre des planches sous les débords de la façade à pignon (toiture à 2 pans) : schéma 3D	135
Figure 6.5.11.11.2- 1_Principe de mise en œuvre des planches en sous-face des débords latéraux, dans le sens de la pente : détail 3D.....	135
Figure 6.5.11.11.3- 1_Débords de toiture en « queue de vache » : maquette 3D et photo.....	136
Figure 6.5.11.11.3- 2_Principe de mise en œuvre des débords en « queue de vache » : schéma en coupe.....	136
Figure 6.5.11.11.3- 3_Principe de mise en œuvre des débords en « queue de vache » : schéma en 3D	137
Figure 6.5.11.12- 1_Rives et flèches chantournées : photos	138
Figure 6.5.12.1- 1_Plafonnement de la galerie sous la toiture principale : photo	139
Figure 6.5.12.2.2- 1_Solutions de protection contre l'arrachement de galerie en casquette : maquette 3D	141
Figure 6.5.12.2.3- 1_Principe de mise en œuvre d'un larmier en haut de pente de la galerie en casquette : maquette 3D	142
Figure 6.5.12.3- 1_Frises d'imposte de la galerie : photos	143
Figure 6.5.13.1- 1_Principe de fixation des tôles ondulées : schéma en coupe	145
Figure 6.5.13.2- 1_Mise en œuvre des couvertures en fibres végétales : photos	146
Figure 6.5.13.3- 1_Principe de pose des tuiles faîtières : détails	147
Figure 6.5.13.3- 2_Exemples de couvertures en tuiles : photos	147

6. Directives pour les nouveaux logements en ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages

6.1. Champ d'application spécifique

Le chapitre (6) de ces directives fournit les dispositions techniques minimales pour la conception et la construction de nouveaux bâtiments à ossature bois porteuse et remplissages ou habillages, limités à un maximum d'un (1) niveau en rez-de-chaussée.

Les directives sont valables pour tout bâtiment compris pour chaque zone de vents (A, B, C et D) en exposition C sans coefficient topographique, ainsi que sur les zones sismiques A, B et C.

L'approche développée dans ces directives privilégie la clarté, la praticité et l'adéquation aux pratiques vernaculaires.

Ce chapitre 6 a été développé suivant une approche distincte de celle retenue dans la Partie 1 du CNBH et dans l'IBC 2021, compte tenu des spécificités de l'architecture vernaculaire. Néanmoins, les dispositions qu'il contient sont considérées comme conformes aux objectifs de sécurité et de performance, et s'appuie sur les savoirs, savoir-faire et intelligences constructives locales documentés lors de nombreux projets et études scientifiques, ainsi que sur l'expérience de nombreuses organisations haïtiennes et internationales qui ont contribué au développement de l'approche TCLA¹ suite au séisme du 12 janvier 2010. Les illustrations et photographies sont produites par CRAterre, sauf mention contraire.

Ces directives sont conformes à la Partie 1 du CNBH, sur la base de propriétés des matériaux supposées, de géométries typiques et de principes structurels de base, et ont été vérifiées en conséquence à partir des ressources suivantes :

- Le travail de recherche développé par le laboratoire 3SR et le laboratoire CRAterre (AE&CC-ENSAG)², qui a abouti à la thèse de doctorat de Florent Vieux-Champagne³ ;
- Les essais sismiques sur table vibrante réalisés au FCBA à Bordeaux (France) en 2013⁴. Ces essais ont permis de valider des hypothèses et des dispositions techniques pour la construction d'un petit bâtiment en ossature porteuse bois en Pin du Sud (Southern Pine) de grade 1, avec remplissages en maçonnerie de petites roches, mortiers de terre, et couverture en tôle trapèze galvanisée ;
- Des calculs d'ingénierie réalisés à partir de la modélisation numérique d'une maison modèle minimale, représentative des maisons vernaculaires haïtiennes, en ossature bois porteuse sur base maçonnée, avec remplissages en maçonnerie de petites roches, mortiers de terre, et couverture en tôle trapèze galvanisée.⁵

D'autres solutions techniques sont développées dans ces directives, comme par exemple des remplissages en clissage et torchis, ou encore les habillages en bardage de bois. Ces solutions ont démontré leur pertinence au fil des années et des différents événements majeurs en Haïti, mais n'ont pas fait l'objet de calculs spécifiques ou de projet de recherche au moment de la rédaction des présentes directives.

Des éléments structurels précalculés sont fournis par ces directives, avec les indications concernant les considérations de conception spécifiques utilisées. Chaque section de conception fournit les méthodologies appropriées à suivre,

¹ L'approche TCLA (*Techniques Constructives Locales Adaptées*) est une démarche holistique qui se base sur l'étude des Cultures Constructives Locales (CCL) pour valoriser leurs aspects singuliers et identitaires les plus positifs, et concevoir le projet de construction le plus adapté et le plus pertinent dans un contexte spécifique. Plus d'informations : www.rezo-tcla-haiti.com

² <https://www.grenoble.archi.fr/aecc/>

³ <https://theses.hal.science/tel-01204776>

⁴ https://hal.science/hal-01899533/file/20171011_version_publiee.pdf

⁵ Rapport de calcul disponible en annexe de ces directives

garantissant la conformité avec les paramètres de conception spécifiés dans l'IBC, l'IRC, l'EN338, l'Eurocode 5 et d'autres normes applicables en matière de classement et de dimensionnement des petits bâtiments en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages.

Les concepteurs peuvent s'appuyer sur les documents fournis en annexe afin d'effectuer des calculs complémentaires, en particulier dans le cas d'un projet de construction présentant de plus grandes portées que les bâtiments modèles étudiés.

6.1.1. Maison modèle

Les calculs d'ingénierie ont été réalisés sur la base d'une maison modèle considérée comme la construction minimale pour un petit bâtiment neuf d'habitation. Cette maison modèle comprend :

- Deux pièces intérieures en enfilade : une pièce à vivre mesurant 4,40 m par 3,50 m (15,40 m²), et une chambre mesurant 4,40 m par 2,60 m (11,44 m²), dimensions prises au nu intérieur des murs de l'ossature bois ;
- Une galerie mesurant 4,40 m par 1,25 m (5,50 m²), construite sous la toiture principale.

La surface habitable totale est de 32,34 m². Comme dans les maisons vernaculaires haïtiennes, la maison modèle comporte de nombreuses portes et fenêtres.

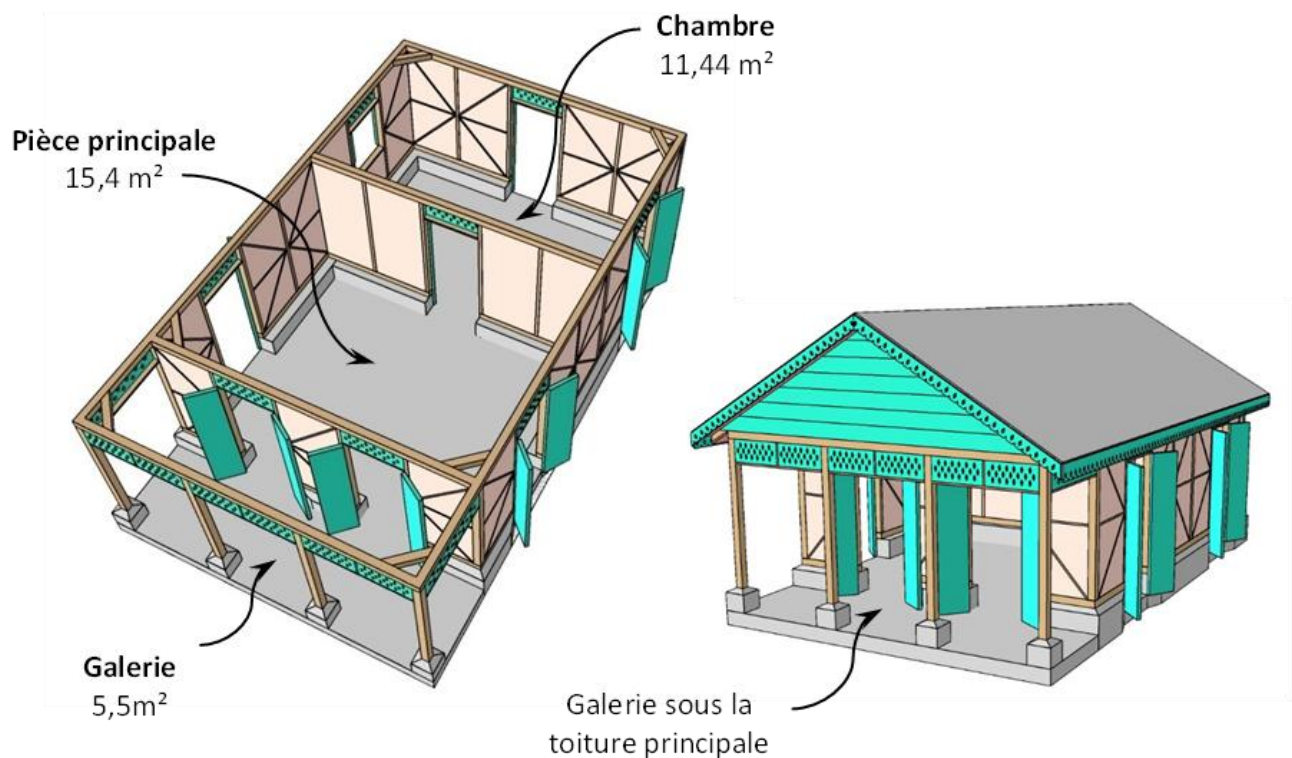


Figure 6.1- 1_Maison modèle élaborée pour les calculs d'ingénierie, vues 3D

6.2. Principes généraux de la construction en ossature de bois porteuse et remplissages ou habillages

6.2.1. Diversité des typologies vernaculaires

En Haïti, la diversité des typologies vernaculaires se caractérise par une multiplicité de techniques constructives qui savent mettre en valeur les ressources disponibles localement. Ces bâtiments de taille modeste utilisent différents systèmes techniques, en fonction de la disponibilité des matériaux, des savoir-faire et des moyens.

En milieu rural, on observe principalement :

- L'ossature porteuse en bois avec remplissage des panneaux ou habillage des murs en bardage de planches, principalement en basse montagne et en région côtière ;
- L'ajout d'un soubassement non porteur en applique, appelé « *miray* », par devant l'ossature porteuse en bois, observable en moyenne montagne et dans les zones plus fraîches ;
- La maçonnerie de pierres porteuse, principalement en haute montagne où il fait froid ou dans le Nord du pays.

Les maisons urbaines de style « *Gingerbread* » intègrent différents systèmes empruntés à la fois aux habitations rurales et aux influences européennes importées par le système colonial en Haïti : ossature en bois ou en métal, maçonnerie de pierres ou de briques de terre cuite, remplissages en pierres, bardage en bois, etc.

Ces directives concernent uniquement les bâtiments à ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages, que l'on retrouve sur l'ensemble du territoire haïtien sous diverses typologies architecturales et variantes techniques.

Ces bâtiments se caractérisent par une ossature porteuse en bois dont les panneaux (espaces entre les poteaux porteurs) peuvent être fermés avec différentes techniques : la maçonnerie de petites pierres « *ti wòch* », le clissage et torchis (mortier de terre fibré), le bardage en planches de bois, les briques de terre cuite, etc.

Pour les couvertures, les matériaux principalement rencontrés sont la paille de végétaux (vétiver, latanier, jonc, riz, etc.), les tôles métalliques ondulées ou trapèze, les tuiles de terre cuite, et les tuiles de mortier de ciment vibré.

Bien que les présentes directives concernent des solutions techniques applicables uniquement aux bâtiments à un niveau en rez-de-chaussée, il existe de nombreux exemples de bâtiment à étage en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages, qui démontrent le potentiel de ces techniques de construction, y compris pour des bâtiments de grande envergure.



Figure 6.2.1- 1_Diversité des typologies de bâtiments vernaculaire en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages



Figure 6.2.1- 2_Diversité des typologies de bâtiments récents en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages

- 1- Maison individuelle à Miserne, Les Cayes, Sud – Conception et construction ACAPE, ATProCoM, ATECO, CRAterre - 2024
- 2- Orphelinat à Cap-Haïtien, Nord – construction ATProCoM
- 3- Maison individuelle à Sable Cabaret, Jacmel – Conception Carolyn Garcia, construction Planète Urgence et ATECO - 2015
- 4- Ecole de Grand-Boulogne, Thomazeau, Ouest – Conception CRAterre, construction Archibel et ATProCoM - 2020
- 5- Maison individuelle à Miserne, Les Cayes, Sud – Conception et construction ACAPE, ATProCoM, ATECO, CRAterre - 2024
- 6- Maison individuelle à Croix-Déprez, Port-au-Prince – Conception et construction, Entrepreneurs du Monde et ATProCoM - 2013

6.2.2. Dispositions spatiales des bâtiments vernaculaires

L'architecture vernaculaire haïtienne est caractérisée par des dispositions spatiales spécifiques qui rendent compte des modes d'habiter traditionnels et d'intelligences constructives, dont beaucoup intègrent des principes para-sinistres.

Les établissements humains en milieu rural en Haïti se caractérisent par leur organisation spatiale appelée le « **lakou** » (la cour) : c'est un regroupement de plusieurs maisons et de bâtiments secondaires (cuisine, grenier, caveau familial, latrines, etc.) occupés par une même famille, disposés autour d'un espace central, lieu de vie et d'activités familiales du quotidien.

La cosmogonie haïtienne accorde un grand respect aux ancêtres et donne une place importante aux défunts. De ce fait, le **caveau familial** fait partie des éléments qui structurent la composition spatiale du *lakou*. La coloration du caveau est souvent assortie à celle de la maison.

Le **glacis** (*glasi*) est un espace extérieur non couvert, souvent cimenté, aménagé pour faciliter la vie dans la cour et la réalisation des activités ménagères de la famille (vaisselle, lessive, etc.). Il est souvent utilisé pour le séchage des récoltes et comme espace de convivialité à ciel ouvert.

La **galerie** (*galri*) est un espace extérieur couvert dédié à la sociabilisation et l'accueil. Elle est située sur la façade principale, en lien avec l'espace public. Elle peut être présente sur toute ou partie de la largeur du mur de façade pignon, ou être aménagée en renforcement dans la façade principale. *

La galerie est très utilisée pour dialoguer avec les passants, recevoir des invités ou pour des activités marchandes. D'autres galeries plus privatives sont parfois aménagées sur les façades secondaires.

Le plafond au-dessus de la galerie permet de créer des volumes de stockage, le *galata*, et de limiter les risques d'arrachement de la toiture en cas de vents violents.

Dans les régions plus fraîches de montagne, les maisons peuvent ne pas comporter de galerie. Dans ce cas, l'espace intérieur est sensiblement plus grand.

Le « **galata** » est un espace aménagé dans la toiture servant de stockage d'objets et de denrées, et qui peut constituer un espace refuge en cas d'inondations. Il agit aussi comme tampon thermique, en particulier dans le cas de couverture en tôles.

Les maisons vernaculaires présentent de **nombreuses portes**, et au moins une porte donnant sur l'extérieur pour chacune des pièces, ce qui permet d'accéder aux pièces les plus privées sans passer par la galerie. La multiplicité des ouvertures permet de ventiler et d'éclairer naturellement l'espace intérieur. Le plus souvent, les portes sont à 2 battants, permettant ainsi plus de possibilités d'aménagement intérieur et de contrôle de la lumière et de la ventilation. La présence de portes vers l'extérieur permet également de sortir rapidement de la maison en cas de danger.

Le jardin de proximité, ou « **jaden lakou** », est le jardin nourricier aménagé dans l'espace du *lakou*, autour des constructions. Il comprend des plantes maraîchères, des tubercules, des légumineuses, des arbres fruitiers et des bois d'œuvre. Les grands arbres protègent les maisons en cas de vents forts.

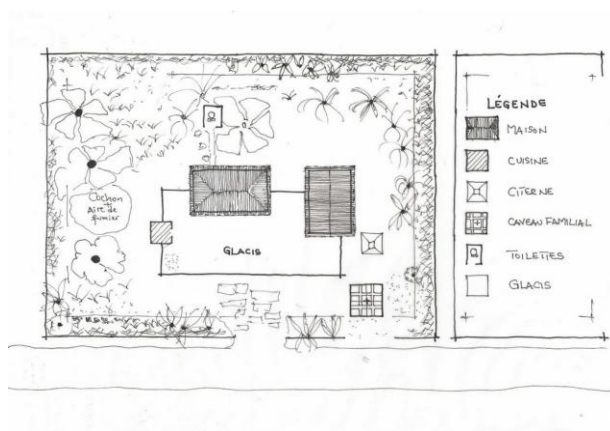


Figure 6.2.2- 1_L'espace du lakou : photographie et schéma en plan



Glacis en
ciment

Figure 6.2.2- 3_Caveau familial et glacis, photographies



Figure 6.2.2- 2_Diverses typologies de galerie sur la façade d'accueil, photographies

6.2.3. Evolutivité des constructions vernaculaires

Les maisons vernaculaires sont souvent construites en plusieurs phases, en fonction de l'évolution de la taille de la famille et des moyens disponibles. La première construction, appelée « **manman kay** » (« maison mère ») est composée au minimum de 2 pièces, avec ou sans galerie. D'autres pièces peuvent être ensuite ajoutées sur les façades latérales (« **anga** ») et la façade arrière. L'ajout d'une galerie sur la façade d'accueil est aussi fréquemment observé dans les cas où la **manman kay** n'en comportait pas.

L'ajout progressif de nouvelles pièces est facilité par la présence de portes donnant sur l'extérieur dans chaque pièce de la construction initiale. L'implantation de la **manman kay** dans le **lakou**, en particulier dans les terrains en pente ou en présence d'autres constructions, détermine les possibilités d'extension.

Analyse des évolutions de trois maisons vernaculaires à La Vallée-de-Jacmel, Morne-à-Brûler. ATECO, OJUCAH, CRATERre et Habitat Cité, 2018.

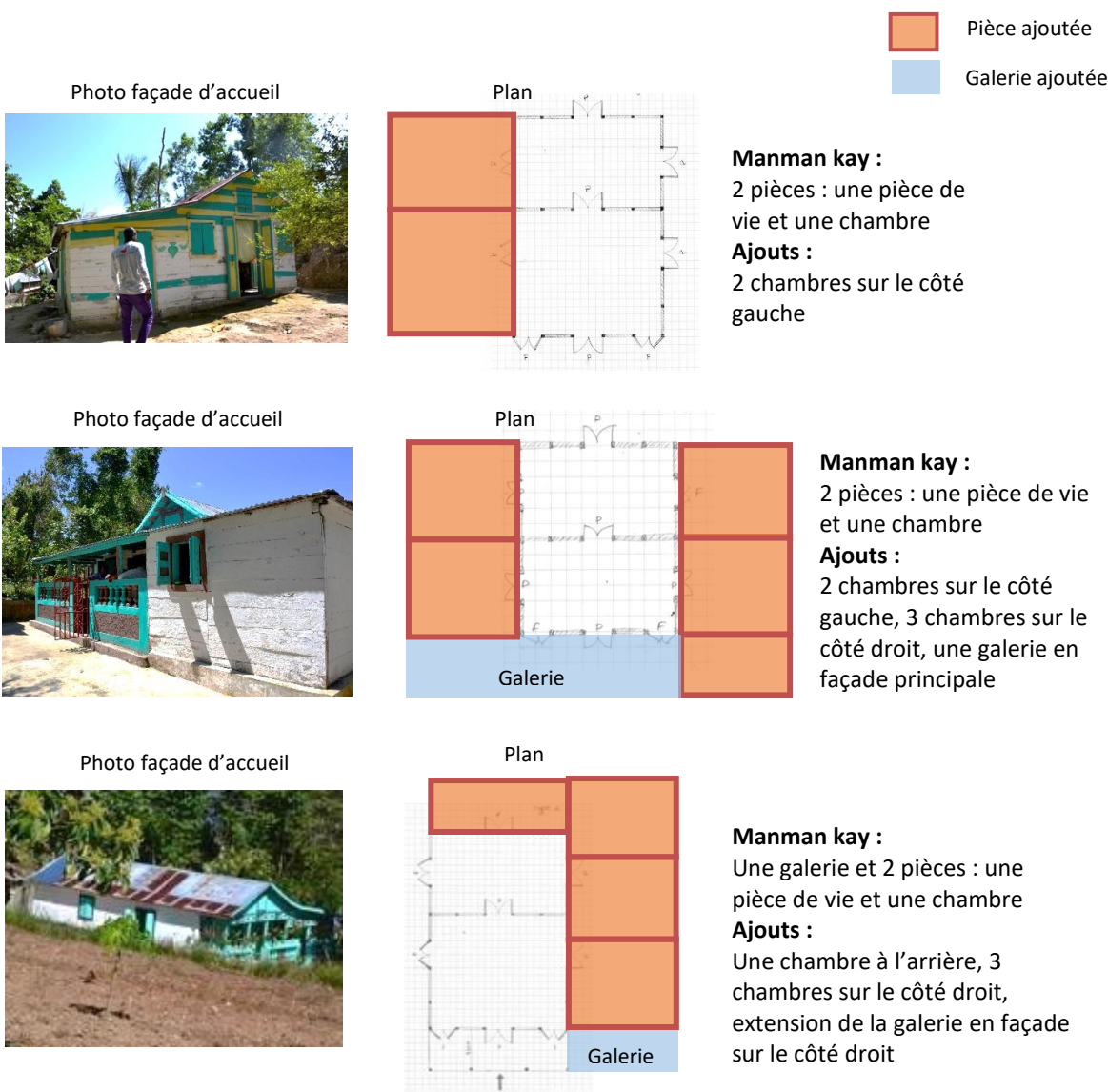


Figure 6.2.3- 1_Analyse de l'évolution de maisons vernaculaire à La Vallée-de-Jacmel, Carolyn Garcia, 2018

6.2.4. Principes para-sinistres

Un bâtiment para-sinistres permet la sauvegarde du plus grand nombre possible de vies humaines en cas de sollicitations sismique, cyclonique ou d'un autre type d'aléa dont l'intensité serait de nature à causer des dommages aux édifices et aux infrastructures.

Le risque naturel est fonction d'un aléa naturel (sismique, cyclonique, tsunami, inondation, etc.), de la probabilité de cet aléa d'advenir, de son intensité potentielle et de la vulnérabilité des enjeux (vies humaines, constructions, etc.) qui sont exposés.

Afin de réduire l'impact d'un aléa naturel, il convient d'avoir une démarche globale de conception para-sinistres pour les constructions qui seront implantées sur des zones potentiellement impactées par cet aléa. Elle doit s'appuyer sur 4 points :

- Un bon **choix de site** par rapport à son environnement global et une bonne **implantation** du bâtiment sur le terrain ;
- Une **conception** architecturale qui intègre des dispositions techniques para-sinistres qui ont fait leurs preuves et/ou approuvées par le génie para-sinistres ;
- Des **matériaux de bonne qualité**, adaptés au système constructif et à l'architecture du bâtiment concerné ;
- Une **bonne exécution**, c'est-à-dire une mise en œuvre soignée qui respecte les règles de l'art et qui fait appel à des professionnels compétents et qualifiés.

La construction en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages s'appuie sur un système dit « flexible » qui, en cas de sollicitation dynamique, va dissiper l'énergie par la **ductilité des assemblages** de la structure porteuse et par le **rôle fusible des remplissages ou des habillages**.

La mise en œuvre de ce type de construction doit donc permettre une certaine flexibilité du système constructif, tout en empêchant de trop grands déplacements, l'effondrement total des remplissages et l'arrachement de la toiture qui représentent un danger important pour les habitant-es et leurs biens.

En revanche, l'endommagement partiel et progressif des remplissages et habillages, souvent observés lors des diagnostics post-séisme, témoigne du bon comportement du bâtiment face à des sollicitations dynamiques importantes.

Les éléments de contreventement ont pour rôle de renforcer la stabilité et la résistance de la structure porteuse, tout en permettant la dissipation efficace de l'énergie par les assemblages et les éléments fusibles.

Les constructions vernaculaires présentent au moins une porte ouvrant sur l'extérieur pour chaque pièce, y compris dans les chambres à coucher. La présence de nombreuses ouvertures permettant une échappée rapide est une disposition para-sinistres simple et efficace, en particulier en cas de séisme.

Lors d'essais sismiques sur table vibrante⁶ et des diagnostics effectués après le tremblement de terre de 2021 dans la péninsule Sud, les endommagements observés sur les constructions en ossature bois et remplissages ou habillages ont démontré le caractère para-sinistres de ces types de construction : lorsqu'elles sont réalisées dans les règles de l'art, ces constructions ne présentent pas d'effondrements majeurs de la structure porteuse et des éléments de fermeture des murs.

⁶ https://hal.science/hal-01899533/file/20171011_version_publiee.pdf

6.3. Configuration architecturale des petits bâtiments neufs en ossature porteuse en bois et remplissages

6.3.1. Système constructif

Le système constructif se compose de murs en ossature bois, contreventés sur les plans verticaux (murs) et horizontaux (plafonds, planchers). Les murs sont remplis entre les poteaux, ou habillés par des planches ou panneaux fixés à l'extérieur et/ou à l'intérieur de l'ossature.

Le charpente en bois de la toiture est contreventée et fixée sur la ceinture haute des murs.

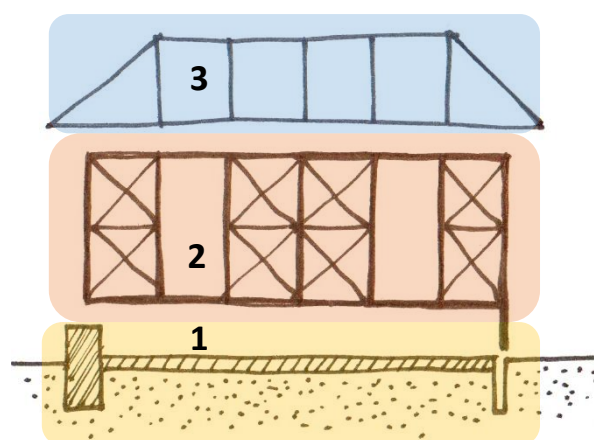
Les matériaux de couverture sont fixés sur les lattes, elles-mêmes fixées sur les fermes de charpente.

L'ossature bois peut être ancrée au sol de deux manières :

- Par des fondations à pieux de bois : les poteaux de structure sont enfoncés dans le sol, permettant un bon ancrage et une descente efficace des charges statiques et dynamiques, à moindre coût. Cette solution n'est réalisable qu'avec du bois de haute résistance et de grande durabilité face à l'humidité, aux champignons et aux insectes. (Cf chapitre 6.4.8_ Bois d'œuvre)
- Par la réalisation d'une base maçonnée, comprenant les fondations et le soubassement, dans laquelle des accroches sont intégrées pour fixer l'ossature bois et pour transférer les charges statiques et dynamiques vers le sol. Ainsi, fondations et soubassement forment un ensemble rigide sur lequel est arrimée la structure flexible en bois.

En cas de sollicitation dynamique, l'ossature bois dissipe l'énergie par la **ductilité des assemblages** et la dégradation progressive et limitée des **éléments fusibles** (remplissages, habillages, éléments de couverture). De ce fait, la ductilité et la qualité des liaisons entre les éléments de la structure bois et, le cas échéant avec la base maçonnée, sont essentiels pour assurer la résistance para-sinistres de la structure.

Les éléments de contreventement renforcent la stabilité et la résistance de la structure porteuse, tout en permettant la dissipation efficace de l'énergie par les assemblages et les éléments fusibles.



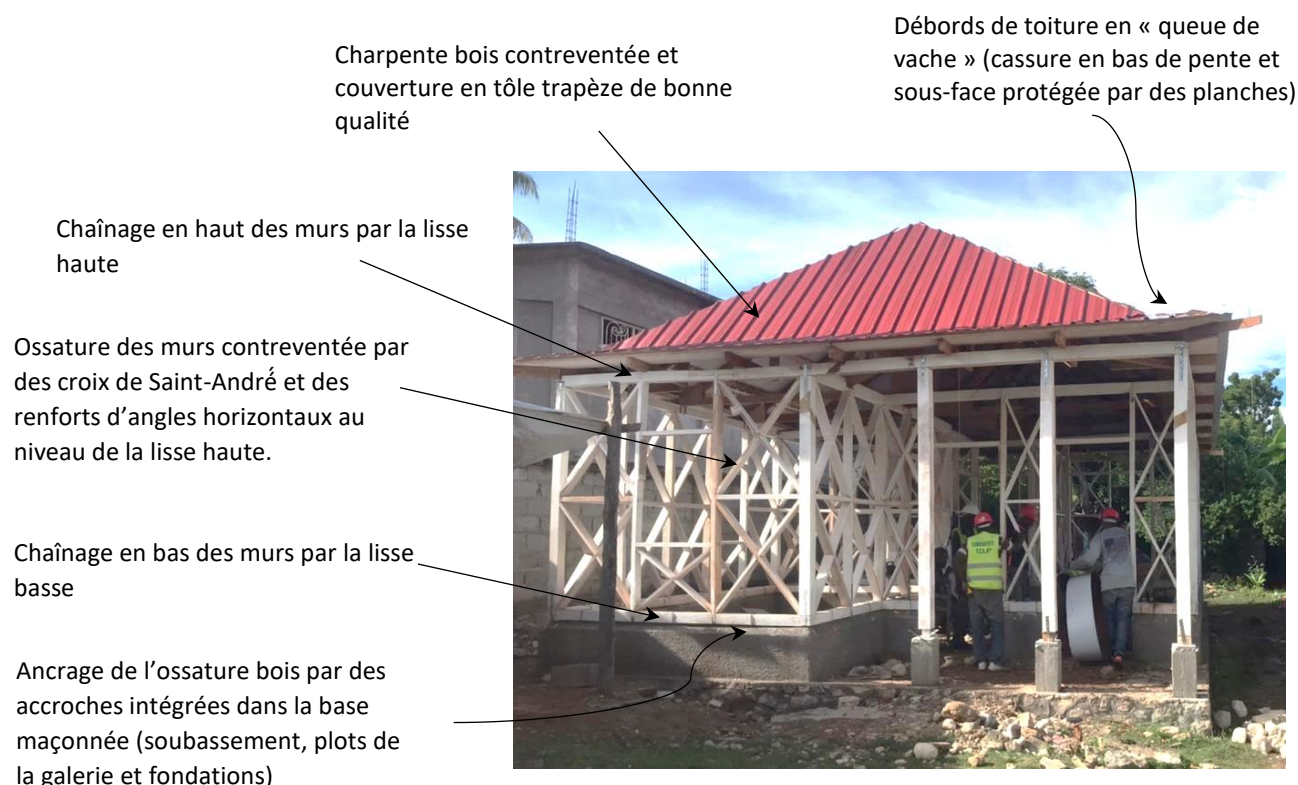
Les petits bâtiments en ossature bois porteuse et remplissages ou habillage sont composés de 3 grandes parties :

1 - La base, comprenant les fondations, le soubassement et le sol ;

2 - Les murs comprenant, l'ossature porteuse en bois, les remplissages ou habillages et les ouvertures

3 - La toiture, comprenant la charpente et la couverture

Figure 6.3.1- 1_Schéma des éléments constitutifs du système à ossature bois porteuse et remplissages ou habillages



Planches de rives dentelées pour casser la force du vent

Impostes de la galerie jouant le rôle de contreventement en partie haute

Remplissages des murs en petites roches (*ti wòch*) et mortier de terre fibré, enduit intérieur en terre

Solin en haut du soubassement pour éviter la stagnation d'eau au pied du bâtiment.

Figure 6.3.1- 2_Maison construite en 2024 avec une base maçonnée et une ossature en bois d'œuvre local, Les Cayes, Sud.
Co-conception avec la famille accompagnée et construction par ATProCoM, ACAPE, ATECO et CRAterre

6.3.2. Configuration architecturale

Les petits bâtiments doivent être conformes à une qualité de configuration architecturale, dont les principes généraux sont développés au chapitre 0 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.

Les chapitres suivants développent les principes architecturaux spécifiques aux petits bâtiments en ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages.

6.3.2.1. Configuration en plan

De manière générale, la forme et la volumétrie du bâtiment doit être aussi **simple, compacte, symétrique et régulière** que possible. Pour les petits bâtiments à ossature bois porteuse et remplissages ou habillages, quelques recommandations générales sont à observer :

- **Forme** : Privilégier les formes de plans simples (carré, rectangle). Éviter les formes en “L”, “U” ou autres formes complexes. Il est possible de subdiviser le bâtiment avec des murs porteurs intermédiaires afin d’obtenir un agencement de volumes simples.
- **Proportion globale** : La longueur du bâtiment ne doit pas dépasser trois fois sa largeur.
- **Longueur des parois** : Une paroi ne devrait pas être trop longue avant de croiser une paroi perpendiculaire. Il est recommandé de subdiviser le bâtiment en plusieurs pièces avec des murs de séparation porteurs en les répartissant de manière équilibrée, avec une distance maximale recommandée de 5,50 m entre les murs de séparation.
- **Répartition des ouvertures** : la somme des longueurs des ouvertures (portes et fenêtres) d’une même paroi doit être inférieure à la moitié de la longueur totale de la paroi. Une répartition des ouvertures la plus symétrique possible entre murs opposés est à privilégier.
Une ouverture peut traverser plusieurs panneaux mais sa largeur ne doit pas excéder 2 m.
- **Rythme des panneaux** : autant que possible, privilégier des largeurs de panneaux équivalentes pour l’ensemble de la construction. Il est cependant possible de réaliser ponctuellement des panneaux plus étroits, notamment pour permettre la mise en œuvre de plusieurs ouvertures en façade. Dans ce cas, il est recommandé de concevoir un rythme symétrique.

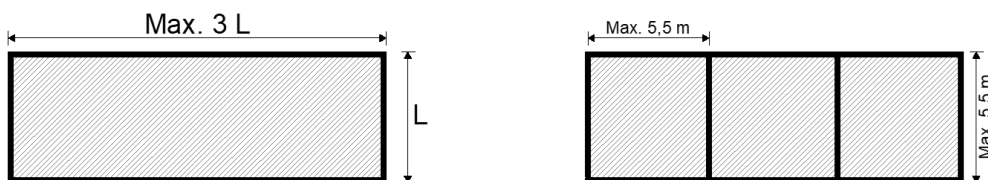
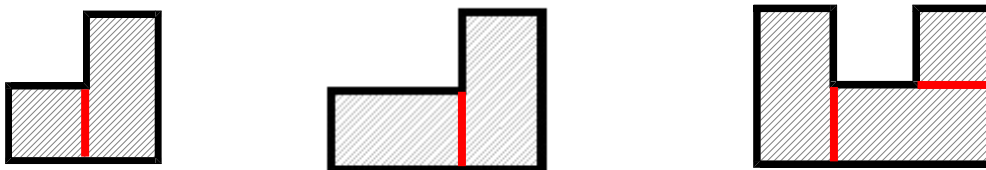


Figure 6.3.2- 1_Proportions et longueur des parois recommandées : schémas en plan



Les murs porteurs intermédiaires **en rouge** permettent d’obtenir des volumes simples à l’intérieur de formes plus complexes.

Figure 6.3.2- 2_Formes complexes avec murs de subdivision : schémas en plan

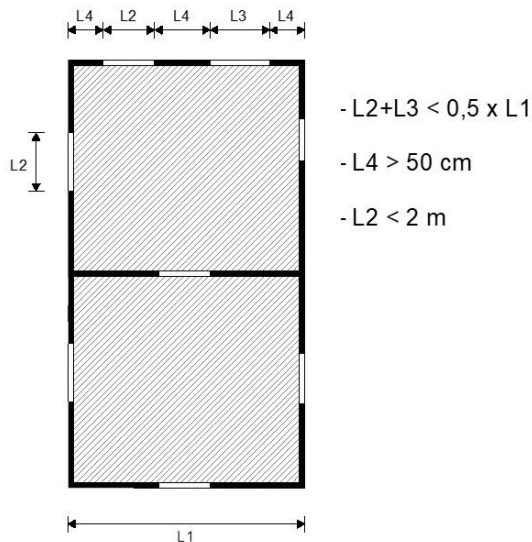


Figure 6.3.2- 3_Principe de répartition des panneaux pleins et des ouvertures, schéma en plan

6.3.2.2. Configuration en élévation

La hauteur entre le niveau du sol intérieur et le bas de la lisse haute ne doit pas être inférieure à 2 m. De même, les portes doivent avoir une hauteur de passage minimum de 2 m.

L'intervalle de mur entre deux poteaux porteurs est appelé « panneau ». Les panneaux peuvent être subdivisés en plusieurs parties par des lisses intermédiaires.

Pour les panneaux fermés par un remplissage (maçonnerie de roches, clissage, etc.), la lisse intermédiaire est généralement placée à mi-hauteur.

Pour les panneaux comportant des fenêtres, la lisse intermédiaire servant d'appui à la menuiserie est placée selon la hauteur d'allège souhaitée.

Lorsque la hauteur sous lisse basse est supérieure à 2 m, une lisse intermédiaire permet de créer l'imposte au-dessus des fenêtres et des portes.

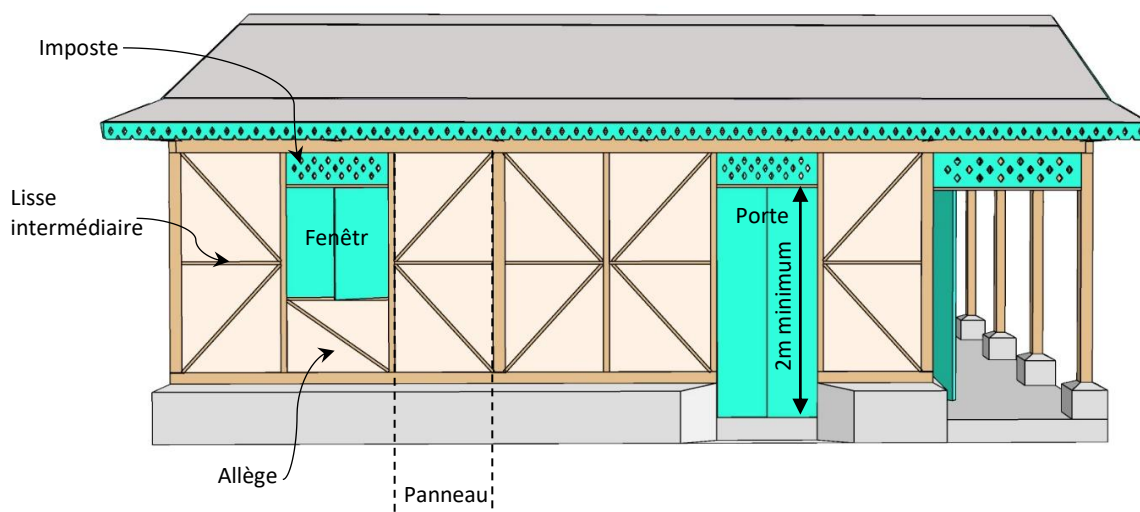


Figure 6.3.2- 4_Vue en élévation, maquette 3D

6.3.2.3. Toitures

La toiture est constituée d'une charpente et d'une couverture. La toiture permet principalement de protéger l'intérieur du bâtiment des éléments extérieurs (vents, pluies, rayonnement solaire, froid, chaud, poussière, bruits, etc.).

La toiture est la partie la plus sollicitée lors de vents violents. Ainsi, en zone cyclonique, la toiture est soumise régulièrement à des contraintes d'arrachement et de déplacement importantes. Par ailleurs, elle est soumise à des contraintes de surcharge, d'impacts ponctuels et à l'usure naturelle.

6.4.8.3.1 Formes de toiture des maisons vernaculaires

Dans la construction vernaculaire, on observe principalement 3 formes de toiture :

- La toiture à 4 pans « en croupe », observée notamment dans les zones les plus impactées par les vents violents et les cyclones ;
- La toiture à 2 pans « dos cheval », présentant de part et d'autre un fronton triangulaire qui, sur la façade avant, peut accueillir une fenêtre d'accès au grenier (*galata*) ;
- La toiture à pan unique, principalement réalisée pour les pièces ajoutées sur les côtés de la maison initiale, et pour les galeries en casquette.

Plus rarement, des formes de toiture combinant des éléments à 2 pans et à 4 pans sont observables dans certaines régions, ainsi que des toitures formant un L.

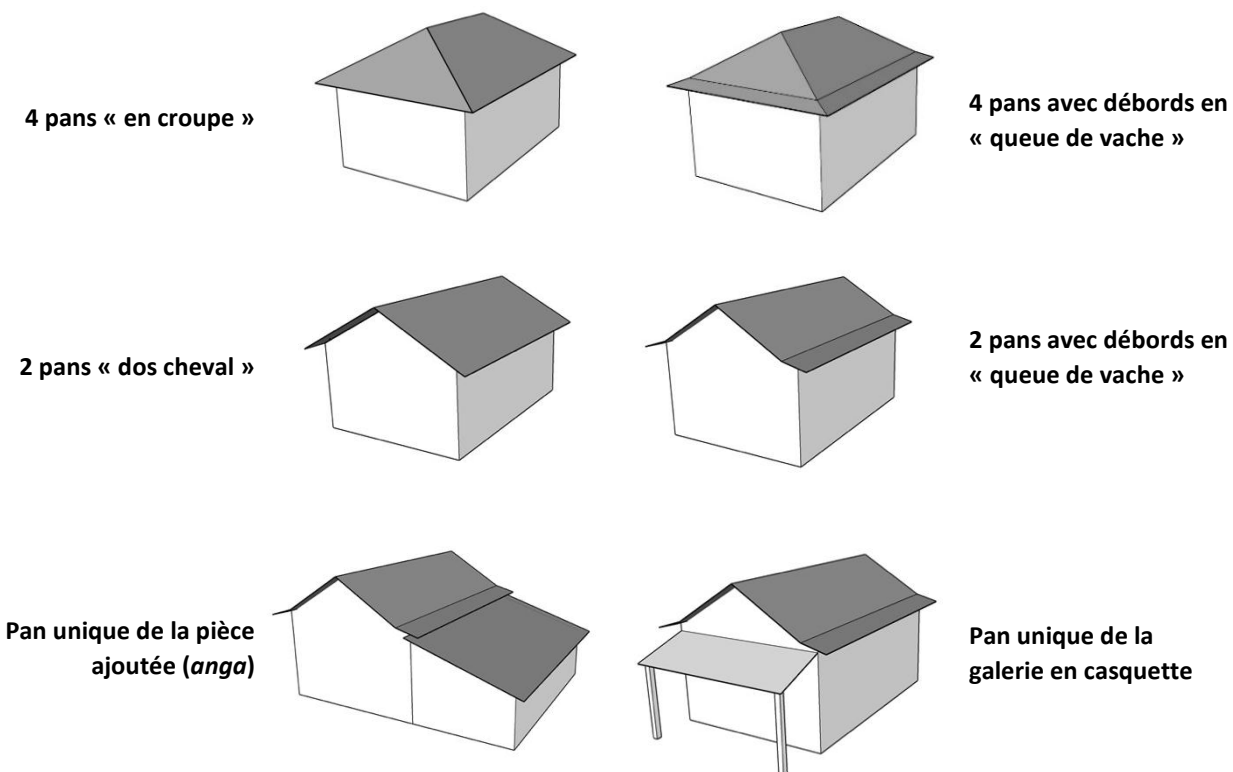


Figure 6.3.2.3- 1_Principales formes de toiture observées en Haïti, maquettes 3D

6.4.8.3.2 *Inclinaison des pans de toiture*

L'inclinaison des pans de toiture influe sur la résistance aux vents et sur l'écoulement des eaux de pluie au niveau de la toiture. Le degré d'inclinaison recommandé varie en fonction du type de couverture choisie :

- Pour les toitures en tôle ou en tuiles, la pente doit être comprise entre 25° et 30° (46 à 57%) pour la toiture principale ;
- Pour les toitures en fibres (chaume de vétiver, latanier, etc.), la pente doit être supérieure ou égale à 40° (83%) ;
- Les débords de toiture en « queue de vache », les toitures à pan unique des pièces en extension et des galeries en casquette peuvent présenter des pentes plus faibles, au minimum 15° (26%). Ces toitures à faible inclinaison ne conviennent pas pour les couvertures en fibres.

6.4.8.3.3 *Débords de toiture*

Les débords de toiture permettent de protéger du ruissellement de la pluie les murs extérieurs et les abords du bâtiment, et d'apporter de l'ombre quand le soleil est au zénith. Une largeur du débord comprise entre 25 et 40 cm par rapport au nu du mur extérieur est recommandée.

Pour limiter la fragilité des débords de toiture aux vents forts, des stratégies de protection doivent être mises en œuvre :

- Plafonnement des sous-faces des débords de toiture ;
- Fixation de rives chantournées, souvent appelées « frises », qui permettent de casser la force du vent.

6.3.2.4. Galerie

La galerie peut être aménagée soit :

- Sous la toiture principale, avec un plafond permettant de protéger la toiture de l'arrachement. Cette solution très fréquente dans l'architecture traditionnelle est préférable dans les zones soumises aux vents forts ;
- En casquette, avec une toiture détachée, en s'assurant que des éléments de protection contre l'arrachement sont mis en œuvre correctement.

La galerie doit avoir une largeur utile minimum de 1,20 m, et une hauteur en bas de pente ou sous plafond de 2 m minimum.

Galerie en angle sur la petite façade



Galerie en renforcement sur la façade longue



Figure 6.3.2.4- 1_ Exemples de galeries aménagées sous la toiture principale, photos

6.3.2.5. Anticipation des agrandissements futurs

La construction d'un petit bâtiment neuf en ossature bois porteuse peut intégrer dès la conception des stratégies pour faciliter les agrandissements futurs, en particulier lorsqu'il s'agit de construire une petite surface :

- Prévoir plusieurs portes dans chaque pièce, et au minimum une porte donnant sur l'extérieur. Ainsi, l'ajout d'une pièce adjacente ne nécessitera pas de casser un panneau et de sectionner la lisse basse pour créer une ouverture.
- Prévoir, pour le bâtiment principal, une hauteur de mur (sous lisse haute) suffisante pour que la hauteur en bas de pente des pièces ajoutées soit au moins de 1,80 m. Pour maximiser la hauteur sous plafond de l'agrandissement, le sol de celui-ci pourra être réalisé plus bas que le sol du bâtiment principal, avec une différence de niveau de 20 cm maximum.
- Lorsqu'il est possible d'anticiper clairement l'emplacement des futurs agrandissements, il est recommandé de laisser des éléments en attente qui faciliteront le raccordement de la structure des pièces ajoutées :
 - Dans les fondations en maçonnerie de pierres, laisser dépasser des pierres aux angles, qui assureront la continuité de l'appareillage de pierres avec les futures fondations. (Cf. chapitre 6.4.3.2_ Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierres)
 - Aux angles du bâtiment, lorsque l'ossature en bois est réalisée avec des assemblages à tiers-bois, laisser dépasser les extrémités des lisses basses et hautes sur 10 à 15 cm. Ces dépassements pourront être utilisés pour raccorder les lisses basse et haute des pièces ajoutées, en réalisant des assemblages à mi-bois.

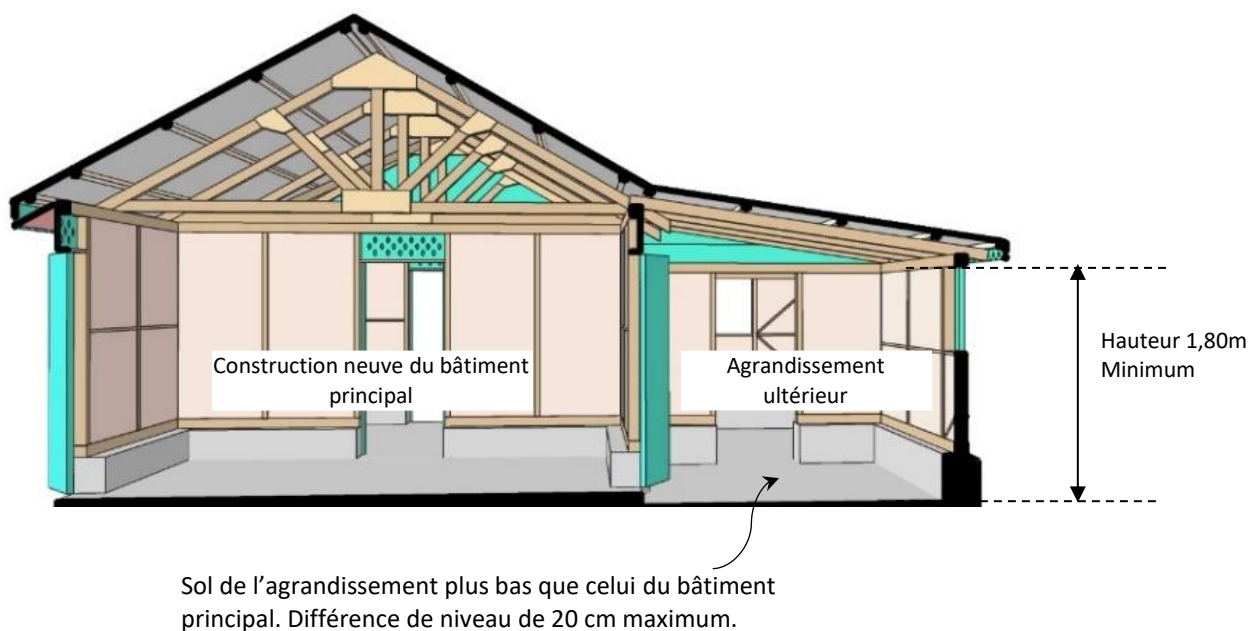


Figure 6.3.2.5- 1_Principe d'anticipation des agrandissements futurs, maquette-coupe 3D

6.4. Utilisation raisonnée et appropriée des matériaux de construction

6.4.1. Qualité des matériaux

La qualité des matériaux de construction est un prérequis essentiel pour garantir la résistance et la durabilité d'un bâtiment, en particulier face aux risques sismiques et cycloniques.

En Haïti, la garantie de la qualité des matériaux de construction, toutes techniques confondues, est impactée par plusieurs facteurs :

- La mauvaise qualité généralisée des matériaux importés, dont une grande partie n'est pas appropriée pour les climats tropicaux et les zones proches de la mer ;
- Le manque de contrôle et d'informations précises sur la qualité des matériaux – importés ou produits localement - vendus par les grands fournisseurs, les magasins de proximité et les revendeurs individuels ;
- L'affichage trompeur et non contrôlé concernant les sections, les diamètres et les gauges des matériaux vendus (bois, acier, tôles, etc.) ;
- Les conditions inappropriées de stockage, chez les fournisseurs et sur les chantiers.

Face à ces constats, le MTPTC et le Bureau de Normalisation Haïtien (BNH) ont publié en 2023 un manuel de normalisation sur la qualité des matériaux de construction en Haïti⁷. L'application et la mise à jour itérative de ces directives concernant les matériaux restent des enjeux majeurs pour le secteur de la construction.

Pour tout chantier de construction, il est impératif de faire preuve de vigilance quant au choix, au contrôle qualité, au stockage et à la mise en œuvre appropriés des matériaux.

6.4.2. Critères de choix des matériaux

Depuis 2010, les projets de construction selon l'approche TCLA – et notamment les constructions en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages - ont permis de tirer des enseignements de l'observation des techniques constructives vernaculaires, et d'explorer l'utilisation de divers matériaux locaux et importés.

L'approche TCLA s'appuie sur **une juste utilisation des moyens dédiés à la construction**, et préconise majoritairement l'utilisation de matériaux produits localement, en circuit court, dans l'objectif de participer au développement de l'économie et à la création d'emplois en Haïti.

La connaissance et la compréhension des dynamiques montrent que des solutions plus économiques et plus écologiques sont viables, avec la possibilité d'extraire, de récolter, de produire et d'utiliser des matériaux disponibles localement : bois, terre, chaux, roches, fibres, etc.

Dans un souci d'économie et d'efficacité de l'utilisation des moyens disponibles, le concepteur doit questionner la répartition de différents matériaux dans la construction, en connaissance de leurs propriétés de résistance et de leur durabilité.

Pour tout projet de construction selon l'approche TCLA, en plus de la question de la qualité et de la conformité, plusieurs facteurs concernant les matériaux sont à prendre en considération pour faire des choix raisonnés et optimaux :

- L'origine de production : les matériaux produits en Haïti sont à privilégier car ils permettent de renforcer l'économie locale. Lorsque nécessaire, le recours aux matériaux importés doit être limité ;
- L'accessibilité physique : le transport des matériaux est une composante importante de l'impact environnemental du secteur de la construction. En Haïti, l'accès des véhicules aux zones rurales éloignées est

⁷ <https://www.unesco.org/fr/articles/pour-des-batiments-plus-surs-et-conformes-aux-normes-etablies-en-haiti> (consulté le 18 juillet 2025)

difficile et souvent dangereux : les matériaux locaux et facilement transportables sans véhicule sont à privilégier, de même que les stratégies de réemploi de matériaux issus de démolitions peuvent être envisagées ;

- L'accessibilité économique : les matériaux locaux sont réputés moins chers que ceux issus du marché d'importation, ce qui invite à préférer les circuits courts. Cependant, les difficultés croissantes d'approvisionnement des matériaux importés vers les villes de province entraînent une pression sur les matériaux locaux, et une augmentation significative des prix.
- L'impact sur l'environnement : l'exploitation non durable des ressources conduit à l'augmentation des vulnérabilités aux risques, à la fois localement et à l'échelle de la planète. Les matériaux de construction représentent une part importante des émissions de gaz à effet de serre, du fait d'une exploitation intensive des ressources et de l'énergie nécessaire à l'extraction, la production et l'acheminement. Les matériaux de réemploi ou issus de filières durables sont à privilégier ;
- L'impact sur la santé : sur les chantiers en ossature bois, il est fréquemment observé une utilisation de produits pouvant être nocifs pour la santé, comme les fongicides chimiques, solvants, vernis, peintures, lasures, fongicides chimiques, huile de vidange, etc. L'utilisation inappropriée de ces produits, et leur rejet dans l'environnement, peut être dangereux pour la santé humaine et celle des écosystèmes. Ces produits doivent donc être évités, ou à défaut être utilisés avec la plus grande précaution.

6.4.3. Pierres et granulats

Les pierres et les granulats sont des matériaux d'origine minérale (géo-sourcés) utilisés pour la maçonnerie d'appareillage ou de remplissage (pierres) et pour les mortiers, béton, et enduits (granulats).

6.4.3.1. Pierres

Les pierres sont des roches ou fragments de roches. Elles sont utilisées en maçonnerie pour la réalisation des fondations, des soubassements, des enrochements (murs de soutènement), des remplissages entre panneaux, des parements, etc. Elles peuvent aussi être concassées pour la production de granulats.

Les pierres peuvent être extraites de milieux naturels (galets de rivières, affleurement, etc.) ou concassées en carrière. Divers types de roches sont présents en Haïti et utilisables en construction : calcaires, basaltes, granits, tufs, schistes, quartz, silex, grès, etc.

Les pierres peuvent être taillées pour convenir à l'utilisation souhaitée. Pour une meilleure maniabilité sur chantier, elles doivent dans la mesure du possible être préhensibles par une personne seule.

Pour la maçonnerie porteuse (fondations, soubassement), les pierres doivent être de différentes tailles, comprises entre 10 et 80 cm de longueur, afin de respecter les règles d'appareillage. Des pierres d'une longueur égale à la largeur du mur sont nécessaires pour en faire des clés.

Les galets de rivières et les pierres rondes et lisses sont à proscrire pour la réalisation de la maçonnerie porteuse.

Pour les travaux de remplissage des panneaux, les pierres peuvent avoir une hauteur entre 3 et 10 cm et une largeur maximum de 20 cm. Leur largeur doit correspondre ou être légèrement inférieure à celle du panneau à remplir. Les gravats de récupération issus de démolition (blocs de béton, morceaux de blocs de ciment, etc.) peuvent remplacer les petites pierres dans les remplissages.

Pierres préparées pour la maçonnerie porteuse (fondations, soubassement)



Pierres préparées pour la maçonnerie de remplissage des panneaux



Figure 6.4.3- 1_identification des types de pierres appropriées pour la construction

6.4.3.2. Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierre

L'appareillage des pierres désigne la façon dont les pierres sont assemblées dans la maçonnerie. Un appareillage correct de la maçonnerie de pierre permet d'assurer la durabilité et la stabilité du mur avec une bonne répartition des charges. L'appareillage doit être conçu pour permettre la dissipation de l'énergie dynamique sans effondrement du mur.

L'appareillage des pierres obéit à quelques règles élémentaires :

- Sélectionner des pierres de faible épaisseur et de forme aplatie ;
- Poser les pierres bien à plat pour une meilleure répartition des charges ;
- Alternier les petites pierres avec les grosses pierres en croisant les joints afin de ne pas créer un plan de rupture central ;
- Eviter les joints de mortier trop épais : caler les pierres avec des petites pierres ou des éclats pour utiliser moins de mortier ou caler les assises horizontalement ;
- Croiser les pierres d'une rangée sur l'autre pour éviter d'obtenir un joint vertical continu, appelé "coup de sabre", sur plusieurs hauteurs de pierre ;
- Les angles des murs en pierres sont les parties les plus sollicitées de la maçonnerie, en particulier sous sollicitations sismiques. Une attention particulière doit être portée à l'appareillage des angles et au niveau des murs de séparation. Des grosses pierres doivent être utilisées autant que possible en les croisant, à chaque rangée de pierres ;
- Placer régulièrement des pierres traversantes appelées « clés » posées « en boutisse » (transversalement à la largeur du mur) au minimum tous les 1,20 m ;
- Réaliser un appareillage soigné au niveau des accroches en attente pour l'ancrage de l'ossature bois. Les accroches doivent être bien soutenues par les pierres et enrobées de mortier.

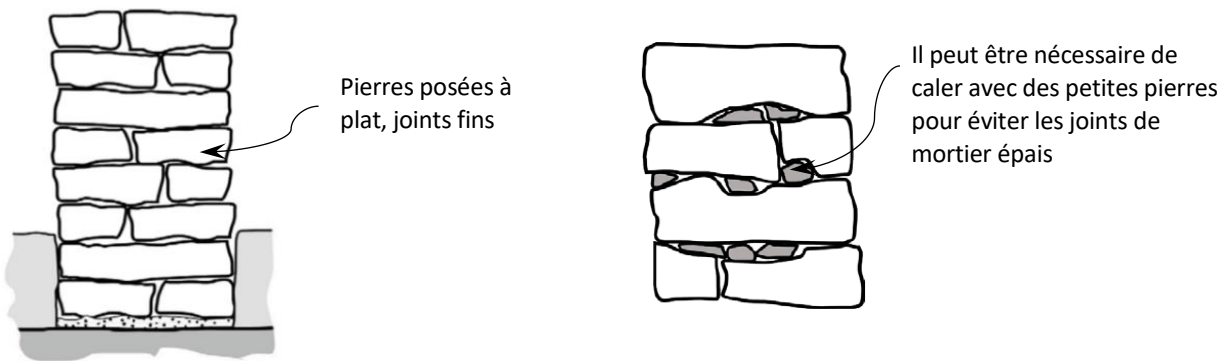


Figure 6.4.3- 2_Principe d'appareillage des pierres à plat : schéma en coupe

Appareillage des angles : schéma 3D et photo de mise en œuvre



Figure 6.4.3- 3_Appareillage des angles : schéma 3D et photo de mise en œuvre

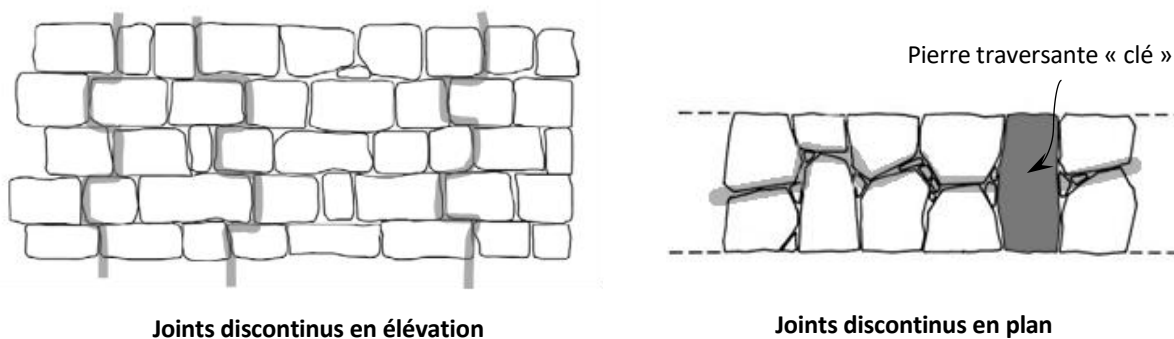
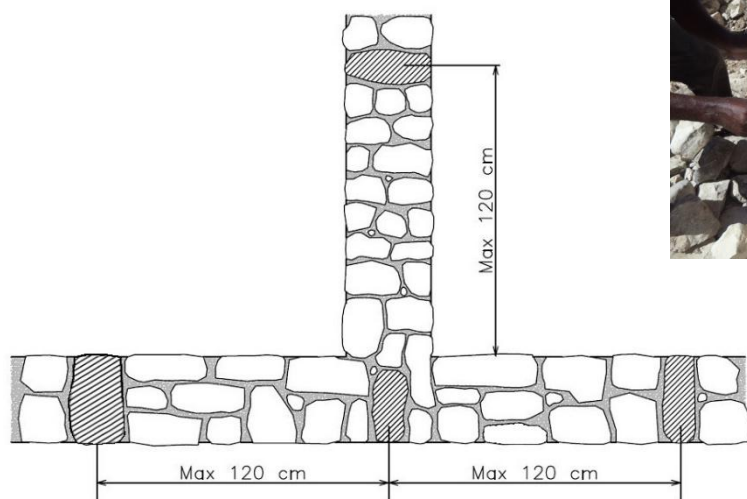


Figure 6.4.3- 4_Principe d'appareillages avec joints discontinus : schémas en élévation et en plan



Clé : pierre traversante
sur la largeur du mur

Vues en plan : espacement des clés tous les 1,20 m

Figure 6.4.3- 5_Appareillage avec clés : schéma en plan et photo de mise en œuvre



Accroche enrobée dans le
mortier

Appareillage des pierres
soigné au niveau de
l'accroche en attente

Figure 6.4.3- 6_Appareillage autour des accroches en attente : photo de mise en œuvre

6.4.3.3. Granulats

Les granulats sont des matériaux d'origine minérale. Ils peuvent être issus d'un gisement naturel (mine, lit de rivière, etc.) ou d'une carrière (cassés, concassés). Ce sont des matériaux granuleux naturels (sables, gravillons, graviers) ou artificiels (matériaux recyclés). Ils sont essentiels dans la construction, utilisés principalement dans le béton, les mortiers et les enrobés.

Leur appellation varie suivant leur taille :

- Cailloux : supérieur 32 mm
- Graviers et gravillons : 5 à 40 mm
- Sables : 0 à 5 mm pour le sable courant
- Fines : inférieur à 0,06 mm, non visibles à l'œil nu

Les fines sont les particules de diamètre inférieur à 0,06 mm, contenues dans le sable et non visibles à l'œil nu. Elles contiennent les argiles et les silts. La teneur en fines est variable et peut être évaluée avec des tests simples (boudin de sable, éprouvette, etc.). Les sables à forte teneur en fines sont dits « gras » et ne conviennent pas pour les mortiers de ciment, mais peuvent être utilisés pour les mortiers et enduits de terre et de chaux.

Echantillons de différents granulats : photos



6.4.4. Terre

La matière terre est issue de la partie inerte (débarassée de la partie organique) d'un sol. La matière terre a un caractère dit triphasique, car elle est composée de 3 phases :

- Une phase solide : les grains ;
- Une phase gazeuse : l'air ;
- Une phase liquide : l'eau.

En fonction de la présence et de la teneur de ces trois composants, l'on obtient un matériau approprié pour une technique particulière de construction.

La terre est un matériau d'origine minérale (géo-sourcé). Elle est composée de grains (granulats) de différentes tailles et liaisonnés entre eux par l'argile qui en constitue le liant. Selon l'endroit où est prélevée la terre, sa granulométrie (nature et taille des grains) peut varier, de même que la nature et la teneur de l'argile en présence, modifiant ainsi ses caractéristiques. De ce fait, il existe une plage étendue des propriétés du matériau terre. Pour cette raison, pour un site donné et une terre donnée, il est recommandé d'effectuer des tests d'identification et de caractérisation de la matière, avant d'utiliser une terre pour construire.

Elle ne peut être employée en construction que si elle offre une **bonne cohésion propre**, principalement due à la présence d'argile qui joue le rôle de liant naturel.

En Haïti, la terre est utilisée dans la construction pour les mortiers en maçonnerie porteuse de pierre, les remplissages des panneaux en petites pierres « *ti wòch* », la réalisation de panneaux en clissage, les enduits de finition intérieurs et extérieurs, etc.

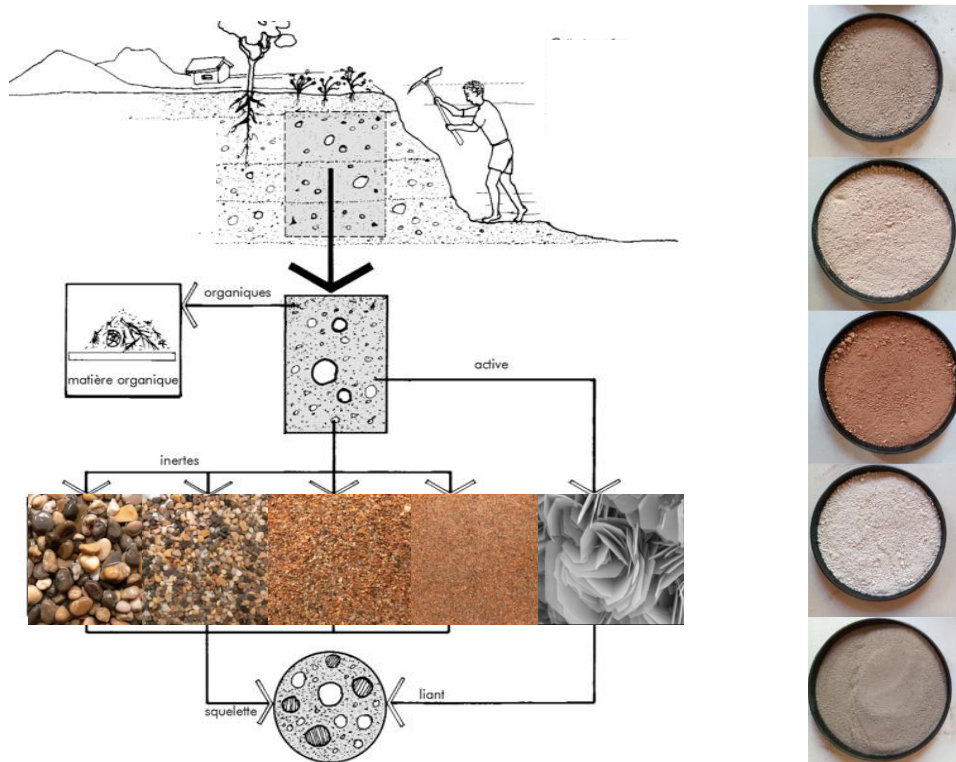


Figure 6.4.4- 1_Schéma de la constitution du squelette granulaire de la terre

Sources : À gauche : Wilfredo Carazas Aedo / À droite : photos d'échantillons de cinq terres récoltées dans le département Sud d'Haïti. Source : Christian Belinga Nko'o

6.4.5. Fibres

Différents types de fibres sont utilisés dans la construction pour leur capacité à augmenter la résistance à la traction, au cisaillement et aux chocs. Les fibres peuvent être organiques (végétales, animales), minérales (siliceuses, céramique, laine de verre, laine de roche, etc.) ou synthétiques.

En Haïti, une grande variété de fibres végétales et naturelles sont disponibles et utilisables pour différents usages dans la construction.

Une fibre végétale est un filament d'origine naturelle extrait d'une plante ou d'une partie d'une plante (racine, tige, feuille, fruit, graine, etc.). Les fibres végétales préconisées pour être employées dans la construction sont souples et résistantes. En fonction de la zone de construction, il existe de nombreuses espèces végétales capables de fournir des fibres : feuilles de latanier, paille de jonc, paille de riz, balle de riz, chaume, racines de vétiver, sisal (*pit*), bagasse de canne à sucre, aiguilles de conifères, copeaux de bois, fibres de noix de coco, etc.

En construction et en aménagements intérieurs, elles sont principalement utilisées pour :

- La stabilisation des mortiers et enduit en terre, avec des fibres sèches, résistant à la cassure, et d'une longueur de 2,5 cm ;
- La couverture des toitures ;

- La réalisation de treillis de clissage ;
- Le tressage d'éléments de plafonnement ou de séparation d'espaces (paravents, cloisons, rideaux, etc.)
- La composition d'éléments de couchage : nattes, matelas, etc.
-



Racines de vétiver



Paille de jonc



Fibres de noix de coco



Paille de riz longue



Paille de riz courte



Balle de riz



Copeaux bois



Sisal



Bagasse de canne à sucre

Figure 6.4.5- 1_Photos d'échantillons de fibres disponibles en Haïti

Source : Christian Belinga



Chaume de vétiver en toiture
à Camp-Perrin (Sud)



Natte en feuilles de bananier
servant de matelas ou de sous-
face de plafond



Fibres préparées pour être
incorporées aux mortiers et enduits
en terre

Figure 6.4.5- 2_Exemples d'utilisations des fibres en construction

6.4.6. Liants

Un liant est une matière qui a pour propriété de passer de l'état liquide ou plastique à l'état solide, pour lier, c'est-à-dire assembler par effet de « collage » des matériaux inertes : granulats, fibres, etc. En construction, on utilise principalement des liants minéraux pour formuler les mortiers et enduits.

Les liants minéraux comprennent :

- Les liants réversibles avec l'eau : l'**argile**, dont le durcissement se fait par simple séchage ;
- Les liants aériens, qui durcissent lorsqu'ils sont exposés à l'air : en particulier, la **chaux aérienne** (chaux issue du calcaire pur).
- Les liants hydrauliques, qui font prise de façon irréversible au contact de l'eau : ce sont le **ciment** et la **chaux hydraulique** (chaux issue de calcaire non pur) et le **plâtre**.

6.4.6.1. Argile

L'argile est la plus petite particule contenue dans la terre. La terre est constituée de granulats et d'un liant, l'argile, qui enrobe les grains et les colle ensemble.

Les granulométries variées des granulats et les propriétés très diverses des argiles créent une plage étendue de propriétés des mortiers et enduits utilisant l'argile comme liant.

Différents tests simples permettent de formuler les mélanges à partir des terres disponibles localement. ⁸

6.4.6.2. Chaux

La chaux est obtenue par cuisson d'un calcaire plus ou moins pur à environ 900°C. Elle est alors éteinte pour donner de la chaux en poudre ou de la chaux en pâte.

La chaux est un liant dit « souple » à prise lente, de couleur neutre. Elle s'adapte à un support non rigide en accompagnant les éventuels mouvements, sans risque de fissuration. Elle est perméable à la vapeur d'eau, ce qui permet les transferts d'humidité du support sans impacter la qualité et l'aspect du mortier ou de l'enduit à la chaux. La chaux est également très utilisée dans la construction en bois comme traitement anti-champignons et anti-insectes xylophages.

En Haïti, la présence d'anciens fours à chaux témoigne d'une production industrielle locale de ce liant. Aujourd'hui, la production de chaux est majoritairement individuelle et artisanale, nécessitant une grande quantité de bois de combustion, ce qui engendre un impact certain sur la déforestation. La qualité de la chaux artisanale locale est variable.

6.4.6.3. Ciment

Le ciment est obtenu par la cuisson de roches calcaires et d'argile à 1200°C. En Haïti, le ciment disponible est soit produit localement soit importé majoritairement de la République Dominicaine, de la Colombie, des États-Unis, du Mexique et de la Turquie.

Le ciment est généralement de couleur grise. C'est un liant résistant, non souple et à prise rapide, qui ne permet pas les transferts d'humidité.

Le ciment et l'argile n'étant pas compatibles, les mortiers de ciment nécessitent l'utilisation d'un sable avec une faible teneur en fines.

Dans la construction en ossature bois et remplissages ou habillages, le ciment doit être utilisé avec modération, en particulier dans les mortiers de remplissage et les enduits qui sont en contact direct avec le bois, matériau vivant qui a

⁸ Procédés de test des terres locales en annexe

besoin de respirer. La rigidité des éléments utilisant une grande quantité de ciment est en conflit avec le principe de flexibilité de l'ossature bois.

6.4.6.4. Le plâtre

Le plâtre est obtenu par chauffage du gypse à environ 150 °C.

C'est un liant fin de couleur neutre, à prise rapide et facile à mettre en œuvre. Il est principalement utilisé pour les travaux intérieurs.

6.4.7. Mortiers et enduits

6.4.7.1. Mortiers et bétons

Les mortiers et bétons désignent des mélanges composés de granulats inertes constituant le squelette du mortier, d'un ou plusieurs liants, d'eau, et éventuellement de pigments et additifs.

Les mortiers incluent des granulats allant du sable aux gravillons. Les bétons incluent aussi des graviers.

Dans la construction en ossature bois porteuse et remplissages ou habillages, différents types de mortiers sont utilisables :

- **Les mortiers de terre**, ou très faiblement stabilisés à la chaux ou au ciment. Ces mortiers « souples » sont particulièrement recommandés pour le scellement des pierres de remplissages et pour le torchis sur clissage. Leur souplesse permet le délitement progressif des remplissages en cas de sollicitations dynamiques. L'ajout de sable et/ou de fibres permet de renforcer l'adhérence et surtout de diminuer le retrait du mortier. Les mélanges de terre et de fibres permettent de réaliser des briques de terre crue (adobes) utilisables en remplissage. La formulation des mortiers de terre doit être déterminée en amont du chantier grâce à la réalisation d'échantillons de dosages différents. Financièrement abordables, ces mortiers nécessitent des entretiens réguliers, en particulier pour les surfaces extérieures exposées aux intempéries.
- **Les mortiers de chaux**, également considérés comme « souples », peuvent être utilisés au même titre que les mortiers de terre. Pour limiter les coûts de construction, on peut réserver les mortiers de chaux aux parties exposées à l'humidité et aux intempéries (base du bâtiment, rejointoiement extérieur des pierres, etc.).
- **Les mortiers bâtards chaux-ciment** sont réalisés par l'ajout d'une faible quantité de ciment dans un mortier de chaux (1 volume de ciment pour 3 volumes de chaux). Le ciment permet une prise plus rapide du mortier, et une meilleure résistance au ruissellement dans le temps. On peut donc utiliser ce type de mortier pour les parties les plus exposées aux intempéries (enduits des parois extérieures).
- **Les mortiers et bétons de ciment** sont formulés de 400 kg/m³ à 150 kg/m³, selon leur utilisation. Ils sont à réserver aux ouvrages en contact direct avec le sol (base maçonnée, chape de sol) et pour l'assemblage et le crépissage des blocs de ciment.

6.4.7.2. Enduits

Les enduits consistent en l'application sur les parois intérieures ou extérieures d'une ou de plusieurs couches de corps ou de finition. Ils ne sont pas forcément nécessaires mais peuvent jouer un rôle esthétique et protecteur pour la paroi (pluie, vent, animaux, activité humaine).

L'enduit de finition doit avoir une bonne adhérence à la paroi sans lui causer de dommages. Il doit être suffisamment souple pour absorber les éventuels mouvements de la paroi sans fissurer, tout en restant suffisamment perméable à l'air pour laisser le mur respirer.

Le choix d'une formulation d'enduit dépend du rôle et de l'emplacement de la couche d'enduit :

- En extérieur, il est recommandé d'utiliser un enduit à la chaux ou un enduit terre stabilisée pour une meilleure durabilité ;
- En intérieur, les enduits terre conviennent parfaitement.

Des essais sont nécessaires pour décider du meilleur dosage en terre, en liant complémentaire, en sable et en fibres éventuelles.

6.4.7.3. Formulations des mortiers et enduits

6.4.7.3.1. Formulation des mortiers et enduits de terre

Les mortiers et enduits en terre doivent être formulés spécifiquement en fonction de la terre utilisée. Les dosages appropriés sont déterminés à partir de l'observation après séchage d'échantillons de proportions différentes en terre, sable et fibres :

- Un échantillon trop fissuré témoigne d'un mélange trop argileux. L'ajout de sable et/ou de fibres permet de corriger la cohésion et d'éviter la fissuration.
- Un échantillon trop friable témoigne d'un mélange trop sableux. La friabilité peut être corrigée par l'ajout de terre argileuse ou par une faible quantité de chaux ou de ciment (maximum 1 volume de ciment ou de chaux pour 6 volumes de terre).

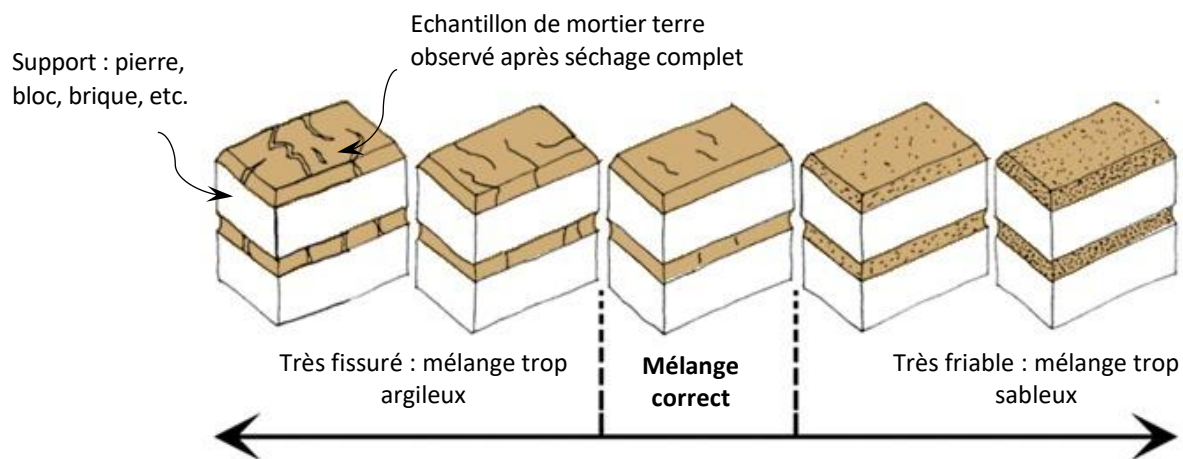


Figure 6.4.7.3.1- 1_Schéma d'interprétation des échantillons de mortiers et enduits en terre

6.4.7.3.2. Formulation des mortiers et enduits de chaux

Pour les mortiers et enduits de chaux, il est recommandé d'utiliser un sable « gras » contenant une grande quantité de fines : l'argile présente dans les fines améliore l'onctuosité du mélange et l'imperméabilité après séchage. Un sable « gras » permet d'utiliser une plus faible quantité de chaux.

Tableau 6.4.7.3.2- 1_ Tableau indicatif de dosage des mortiers et enduits de chaux

	Chaux	Ciment (si mortier bâtard)	Sable
Mortier pour maçonnerie de pierre porteuse ou de remplissage	1 vol.	(1/3 vol.)	3 à 7 vol. selon le sable
Joints extérieurs des pierres	3 vol.	(1/3 vol.)	3 à 4 vol.
Crépissage	1 vol.	(1/3 vol.)	2 à 4 vol.
Enduit de finition intérieur ou extérieur	1 vol.	/	4 à 7 vol.

Nb : Toujours procéder à des échantillonnages pour affiner les dosages.

6.4.7.3.3. Formulation des mortiers, enduits et bétons de ciment

Pour les mortiers, enduits et béton de ciment, le sable doit être propre avec une faible quantité de fines. Le sable de plage, chargé en sel, est à proscrire.

Tableau 6.4.7.3.3- 1_ Tableau indicatif de dosage des mortiers et enduits de ciment

	Ciment	Sable propre Ø 0/5	Equivalence approximative en kg de ciment / m ³ de sable
Mortier de terre stabilisée	1 vol.	8 vol. (de terre ou terre-sable)	150 kg/m ³
Mortier pour la maçonnerie de pierre porteuse (Attention : pas pour le remplissage des murs)	1 vol.	6 vol.	250 kg/m ³
Mortier pour la pose des blocs de ciment	1 vol.	5 vol.	300 kg/m ³
Mortier de crépissage sur blocs de ciment	1 vol.	4 vol.	350 kg/m ³
Enduit de finition sur blocs ciment	1 vol.	5 vol.	300 kg/m ³
Mortier de chape de sol	1 vol.	4 vol.	350 kg/m ³

Tableau 6.4.7.3.3- 2_ Tableau indicatif de dosage des bétons de ciment

	Ciment	Sable propre Ø 0/5	Gravier Ø 5/40	Equivalence approximative en kg de ciment / m ³ de sable
Béton de propreté	1 vol.	4 vol.	6 vol.	150 kg/m ³
Béton cyclopéen	1 vol.	3 vol.	5 vol.	200 kg/m ³
Béton de remplissage des blocs	1 vol.	4 vol.	6 vol.	150 kg/m ³
Béton courant	1 vol.	2 vol.	3 vol.	300 kg/m ³

6.4.8. Bois d'œuvre

Le bois est un matériau très utilisé pour la construction car il présente de nombreux avantages :

- Les éléments en bois offrent une bonne résistance à la traction et, pour une même portée, sont plus légers que des éléments en béton ou en acier ;
- Le bois est un isolant naturel du fait de sa faible conductivité thermique. De plus, il ne se dilate pas avec la chaleur ;
- Le bois est un matériau combustible, mais il brûle lentement. En cas d'incendie, une poutre en bois verra sa section diminuer très progressivement et résistera donc plus longtemps qu'une poutre en acier par exemple ;
- Le bois est une ressource renouvelable, à la différence des matériaux minéraux, métalliques et issus de la transformation de matières fossiles. Les espaces boisés jouent un rôle écologique essentiel grâce à la capacité des arbres à capter et stocker le dioxyde de carbone présent dans l'atmosphère ;
- La grande diversité des essences de bois existantes permet une variété d'utilisations et de rendus esthétiques.

Le bois a cependant l'inconvénient d'être sensible à l'humidité, aux champignons, aux maladies et aux attaques par les insectes xylophages (termites, etc.). **La durabilité d'un élément en bois dépend de l'essence choisie pour une utilisation spécifique.** De nombreuses essences de bois cultivées en Haïti et dans les zones tropicales présentent une grande durabilité, y compris dans un environnement très humide. La résistance mécanique des éléments en bois dépend également de l'essence choisie, du taux d'humidité du matériau lors de la mise en œuvre, et de la qualité de l'entretien du bâtiment.

Le bois est un matériau de construction très utilisé dans la construction vernaculaire. De nombreux savoirs sont transmis oralement en milieu rural : connaissance des essences appropriées pour les différentes parties du bâtiment, périodes et méthodes de coupe optimales, pratiques naturelles de traitement additionnel pour renforcer la durabilité, etc. Ces savoirs sont éparpillés et peu documentés à l'écrit. La rédaction de ces directives a permis la compilation de nombreuses données récoltées auprès des acteurs de la filière bois, ainsi que leur mise en parallèle avec des documents écrits de référence⁹.

⁹ Sources d'informations principales :

“Plant ak pye bwa tè d'Ayiti”, François Severin, Editions Quitel, 2000

« Stratégie pour augmenter la durabilité des éléments en bois dans la construction, quelles pratiques locales? », Rezo TCLA, dans le cadre de l'action TCLA+, 2022

“Bwa yo, Important trees of Haiti”, Joel Timyan, South-East Consortium for International Development, 1996

Pour la construction en ossature bois porteuse, le choix approprié des éléments de bois - dépendamment des caractéristiques de résistance et de durabilité de l'essence choisie, des bonnes conditions de récolte et de stockage - est l'enjeu principal pour garantir la durabilité et la résistance des bâtiments face aux risques durant plusieurs décennies.

6.4.8.1.Essences de bois d’œuvre disponibles en Haïti

Différentes essences de bois d’œuvre sont vendues sur le marché haïtien.

En milieu rural, le bois d’œuvre est coupé et préparé avec des outils manuels, souvent à partir d’arbres disponibles sur les terrains avoisinants. Les éléments de l’ossature sont réalisés à partir de tiges ou de branches de sections suffisantes, qui peuvent être non rectilignes. Il est également courant de réutiliser les pièces de bois de maisons anciennes inhabitées. Les essences utilisées sont réputées pour leur résistance mécanique et leur durabilité sans perte de résistance, en particulier face au risque d’attaque par les termites. (Cf Chapitre 6.4.8.4 _Catégorisation des essences de bois d’œuvre disponibles en Haïti)

Les bois d’œuvre locaux sont généralement vendus par un réseau de type « *madanm Sara* » : revendeuses spécialisées dans le négoce du bois auprès de familles des arbres dans leurs jardins ou par des petites entreprises présentes aussi bien dans les zones rurales que dans les villes. Les troncs sont débités en planches et poteaux sur le lieu de coupe ou en atelier à l’aide d’outils mécanisés. Les éléments de sections et de longueurs similaires sont vendus généralement à la douzaine. Les essences proposées dépendent de leur disponibilité dans les zones proches, et de la demande la plus fréquente. Les stocks d’une seule entreprise sont souvent limités en quantité, et ne peuvent pas répondre à une demande de grande envergure.

Les grandes entreprises de vente de matériaux de construction s’approvisionnent en bois sur le marché de l’importation, principalement en :

- **Amérique du Nord**, pour l’importation de sections de bois en pin du Sud (Southern Pine), dont l’appellation regroupe différentes espèces de pins exploitées en grande quantité dans les régions du Sud des Etats-Unis. Les expériences de construction depuis 2010 démontrent que ce type de bois est facilement attaqué par les champignons et les insectes xylophages, même lorsqu’un traitement additionnel a été réalisé. Les structures en ossature bois réalisées avec le Pin du Sud (tous grades confondus) perdent leurs caractéristiques de résistance en quelques années seulement.
- **République dominicaine**, pour l’importation d’essences locales telles que le pin des caraïbes, l’acajou, le cèdre, etc.
- **Amérique latine** pour l’importation de bois exotiques tels que l’ipé, le teck, le jatoba, l’eucalyptus, etc.
- **Chine et Asie** pour l’importation de panneaux de contreplaqués (plywood), les MDF (Medium Density Fiberboard), les composites, etc.

Les essences de bois d’œuvre disponibles en Haïti, localement ou à l’importation, doivent faire l’objet d’une utilisation appropriée, en tenant compte de leurs résistances mécaniques et de leur durabilité en fonction de leur emploi dans le bâtiment.

Les éléments en bois importés vendus sur le marché haïtien présentent une différence entre les sections nominales exprimées en pouces (servant de dénomination courante dans les catalogues et magasins), et les dimensions réelles des éléments en bois préparés. Les sections nominales sont également utilisées couramment pour identifier les sections de bois local. Le tableau ci-après indique les correspondances entre sections nominales et dimensions réelles des éléments préparés.

Tableau 6.4.8.1- 1_Tableau de correspondance des sections nominales et des dimensions réelles des éléments préparés

Sections nominales en pouces	Dimensions réelles en pouces	Dimensions réelles en mm
1 x 3	0.75 x 2.5	19 x 63
1 x 4	0.75 x 3.5	19 x 89
1 x 6	0.75 x 5.5	19 x 139
1 x 8	0.75 x 7.5	19 x 190
2 x 2	1.5 x 1.5	38 x 38
2 x 3	1.5 x 2.5	38 x 63
2 x 4	1.5 x 3.5	38 x 89
2 x 6	1.5 x 5.5	38 x 140
2 x 8	1.5 x 7.25	37 x 184
2 x 10	1.5 x 9.25	37 x 235
2 x 12	1.5 x 11.25	37 x 286
3 x 3	2.5 x 2.5	63 x 63
3 x 4	2.5 x 3.5	63 x 89
4 x 4	3.5 x 3.5	89 x 89

6.4.8.2. Résistance mécanique

La résistance d'une pièce en bois dépend de plusieurs facteurs :

- De l'essence de bois utilisée ;
- Du type de sollicitation : traction, compression, flexion, etc. ;
- De la direction des sollicitations par rapport aux fibres (anisotropie) ;
- Du taux d'humidité de la pièce de bois lors de sa mise en œuvre ;
- De la durée de la sollicitation.

Le bois est un matériau anisotrope : les résistances mécaniques sont maximales lorsque la sollicitation est orientée parallèlement à l'axe des fibres du bois et minimales lorsque la sollicitation est perpendiculaire aux fibres. De plus, les propriétés mécaniques du bois sont corrélées à la densité du matériau : plus la densité est élevée, meilleure est la résistance du bois.

Les essences locales de bois d'œuvre traditionnellement utilisées en construction présentent pour la plupart de très grandes densités et une très bonne résistance en flexion.

Tableau 6.4.8.2- 1_Tableau de caractéristiques mécaniques des essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti

Classement par ordre décroissant du Module de rupture en flexion (Mpa)

Nb : Les essences présentées sont celles dont les données ont pu être vérifiées via plusieurs sources

Essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti	Module de rupture en flexion (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la compression parallèle au grain (MPa)	Dureté Janka / Janka Hardness (kgf)
Nom créole: SAPOTI (Sapoti nwa) Nom latin: Manilkara bidentata / nom français: sapotille / autres noms: Bulletwood, Massaranduba	192,2	23,06	89,2	1435,5
Nom créole : SIP (ou bwa nago) <i>confusion fréquente avec Koma wouj (bumelia salicifolia)</i> nom latin : Tabebuia spp ou Handroanthus serratifolius / autres noms : Ipé jaune, Ipe, lapacho, Brazilian walnut	177,5	21,3	90,7	1570,5
Nom créole : KOUBARI Nom latin: Hymenanea Courbaril / autres noms: Jatoba, brazilian cherry	155,2	18,9	81,2	1219
Nom créole: KAPAB (bwa kapab) Nom latin: schaefferia frutescens / nom anglais: Florida boxwood	136,5	12,27	71,3	1323
Nom créole: KANPÈCH Nom latin: Haematoxylon campechianum ou Haematoxylum campechianum / Nom français: Campêche/ Nom anglais: Logwood	135,2	22	97	1215
Nom créole: BWA FE nom latin: Krugiodendron ferreum / Nom anglais: Black Ironwood	125,5	20,46	68,6	1647
Nom créole: GAYAK nom latin: Guaiacum OFFICINALE /autre nom: Lignum Vitae	123,9	17,11	85,4	1975,5
Nom créole: KALIPTIS Nom latin: Eucalyptus camaldulensis/ nom anglais: River Red Gum / autres noms: Gommier de Camaldoli ou Gommier des rivières ou Gommier rouge	123,8	11,8	57,8	972
Nom créole: BAYAWONN nom latin: prosopis juliflora / autres noms: Mesquite	115,5	12,13	67,3	1179
Nom créole: TABENO nom latin: Lysiloma sabicu / autres noms: Tzalam, Caribbean Walnut, Sabicu, Tavernon	101,8	13,1	47,1	635
Nom créole: DAMARI Nom latin: Calophyllum calaba / Nom français: Dame-Marie / autres noms: galba	94	14,8	58	508
Nom créole: BWA PEN (Pen peyi) Nom latin: pinus caribaea / autres noms: Pitch Pine, Ocote, Pino Cubano, White Pine	92	12	54,4	504
<i>Valeurs très variables en fonction du taux de sève dans les éléments en BWA PEN</i>				
Nom créole: MANGO nom latin: mangifera indica (multiples variétés)	88,5	11,53	49,9	481,5
Nom créole: FRENN nom latin: simarouba glauca / autres noms: Marupa,	77,3	8,4	35,9	351

Aceituno, Cedro Blanco, Simaruba, Soemaroeba, Caixeta, Acajou Blanc, Paraiba, Bitterwood, Cuna, Simarupa				
Nom créole: KAJOU PEYI Nom latin: swietenia mahogani / nom français : acajou des antilles / autres noms: Cuban mahogany	74,4	9,31	43,3	418,5
Nom courant: PIN DU SUD, Grade 1 (importé) Nom latin : pinus spp. / autres noms: Southern Pine grade 1, Southern yellow pine grade 1	70,3	11,3	11,3	394
Nom créole: MELINA Nom latin: Gmelina arborea/ autres noms: Yemane	64	9,1	32	525 à 720
Nom créole: SÈD Nom latin: Cedrela odorata / autres noms: cedro	62	9,2	38	270
Nom créole: NIM nom latin: Azadirachta indica / autres noms: margousier, neem	54,07	8,3	39,82	657
Nom courant: PIN DU SUD, Grade 2 (importé) Nom latin : pinus spp / autres noms: Southern Pine grade 2, Southern yellow pine grade 2	46,5	9,6	10	312

6.4.8.3. Durabilité naturelle et emploi des pièces de bois

La durabilité naturelle des bois est leur aptitude à résister aux attaques des agents de détérioration : c'est le comportement des bois sans traitement.¹⁰

Certaines essences tropicales de bois d'œuvre présentent une durabilité naturelle exceptionnelle, très nettement supérieure aux essences produites en climat tempéré. Ainsi, les pièces de bois de ces essences très durables peuvent être mises en œuvre, sans traitement additionnel, pour des ouvrages très exposés aux intempéries, à l'humidité, et en contact direct avec le sol, y compris dans des zones infestées par les termites.

La durabilité naturelle est une notion relative, car une pièce de bois est durable par rapport à des conditions d'utilisation spécifiques. Aussi, pour sélectionner une essence de bois, il est nécessaire de connaître l'utilisation à laquelle elle est destinée – on parle d'« emploi » - et les risques d'attaques biologiques associés à cette utilisation, dans un milieu spécifique.

Pour faire un choix raisonné et approprié des pièces de bois d'œuvre, il est donc nécessaire de croiser les données de durabilité avec l'emploi prévu de ces pièces. Deux classifications complémentaires sont donc essentielles : la **classe de durabilité naturelle** et la **classe d'emploi**.

6.4.8.5.1 Classes de durabilité naturelle

La durabilité naturelle des essences de bois peut être déterminée par des tests en laboratoire. Différentes classifications sont déterminées en fonction du type d'agent biologique testé.

Concernant la durabilité vis-à-vis des insectes et des champignons lignivores, on distingue cinq classes de durabilité naturelle :

- Classe 1 : très durable ;
- Classe 2 : durable ;
- Classe 3 : moyennement durable ;
- Classe 4 : faiblement durable ;
- Classe 5 : non durable.

¹⁰ « Durabilité naturelle et préservation des bois tropicaux », Daniel Fouquet, Éditions Quæ, 2009

Concernant la durabilité vis-à-vis des termites, on distingue trois classes de durabilité naturelle :

- Classe D : durable ;
- Classe M : moyennement durable ;
- Classe S : sensible.

6.4.8.5.2 Classes d'emploi

Cinq classes d'emploi sont définies dans la norme européenne NF EN 335-1 et EN 335-1 2. Cette classification permet de renseigner sur la possibilité d'utiliser une pièce de bois en fonction des risques liées à son emplacement dans le bâtiment. Les sous-classes permettent de différencier l'emploi possible en contexte infesté par les termites ou non.

Il est cependant nécessaire de considérer le cas spécifique de chaque pièce de bois en lien avec l'environnement, la durée d'efficacité, la durée de service et la durée de vie de la construction. Ainsi, en tenant compte de toutes ces données, il peut s'avérer pertinent de choisir une essence de bois de durabilité supérieure, ou d'associer un traitement de préservation additionnel.

Tableau 6.4.8.3- 1_Tableau de résumé des classes d'emploi. Source : « Durabilité naturelle et préservation des bois tropicaux », Daniel Fouquet, Éditions Quæ, 2009

Classe d'emploi	Situation générale en service	Exposition	Principaux agents biologiques de détérioration
1 *	À l'intérieur, à l'abri	Intérieur sec	Sous-classe A : insectes à larves xylophages Sous-classe B : insectes à larves xylophages et termites
2	À l'intérieur, à l'abri	Intérieur occasionnellement humide	Sous-classe C : insectes à larves xylophages et pourritures Sous-classe D : insectes à larves xylophages, pourritures et termites
3-1	À l'extérieur, sans contact avec le sol, protégé	Extérieur occasionnellement humide	Insectes à larves, champignons (discoloration, pourritures), pourritures et termites
3-2	À l'extérieur, sans contact avec le sol, non protégé	Extérieur fréquemment humide	Insectes à larves, champignons (discoloration, pourritures) et termites
4-1	À l'extérieur, en contact avec le sol	Extérieur à prédominance humide	Insectes à larves, champignons (discoloration, pourritures) et termites
4-2	À l'extérieur, en contact avec le sol (sévère), en contact avec l'eau douce	Extérieur humide en permanence	Insectes à larves, champignons (discoloration, pourritures molles) et termites
5	À l'extérieur, dans l'eau salée ou saumâtre	Extérieur humide en permanence	Pourritures molles et térébrants (téréridés, phollades, crustacés)

* Classe non pertinente en zone tropicale

6.4.8.5.3 Classes de durabilité et d'emploi des essences de bois d'œuvres disponibles en Haïti

Le tableau ci-après met en correspondance les classes d'emploi et de durabilité naturelle des essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti, en précisant les recommandations concernant d'éventuels traitements de préservation additionnels pour atteindre une durabilité donnée.

Ces informations, basées sur la capitalisation d'informations émanant de plusieurs sources, ont pour objectif de permettre de faire des choix raisonnés optimaux pour la construction de bâtiments durables en ossature bois.

Tableau 6.4.8.3- 2_Tableau de correspondance entre classes d'emploi et les classes de durabilité des essences de bois disponibles en Haïti, sous réserve de la bonne mise en œuvre et de l'entretien régulier

Nb : Les essences présentées sont celles dont les données ont pu être vérifiées via plusieurs sources

	Classe de durabilité 1D	Classes de durabilité 2D et 2M	Classe de durabilité 3D et 3M	Classes de durabilité 4M, 4S, 5M et 5S
<i>Durabilité naturelle vis-à-vis des insectes et champignons lignivores →</i>	Très durable	Durable	Moyennement durable	Faiblement durable et Non durable
<i>Durabilité naturelle vis-à-vis des termites →</i>	Durable	Durable et Moyennement durable	Durable et Moyennement durable	Moyennement durable et Sensible
<i>Durée estimée des caractéristiques de la pièce de bois →</i>	25 ans et plus	de 15 à 25 ans	de 10 à 15 ans	de 5 à 10 ans
↓ Classe d'emploi	↓ recommandations d'utilisation avec ou sans traitement de préservation			
1	<i>non considéré en zone tropicale</i>			
2	O	O	O	(O)
3-1	O	O	(O)	X
3-2	O	(O)	X	NR
4-1	O	X	NR	NR
4-2	(O)	NR	NR	NR
5	<i>sans informations</i>	<i>sans informations</i>	<i>sans informations</i>	<i>sans informations</i>

O - Durabilité naturelle suffisante, pas de traitement de préservation nécessaire

(O) - Durabilité naturelle normalement suffisante, mais pour certains emplois et/ou certaines essences un traitement de préservation est recommandé.

X - Durabilité naturelle insuffisante, traitement de préservation nécessaire.

NR - Non recommandée pour cette classe d'emploi ; durabilité insuffisante même avec un traitement de préservation.

6.4.8.4. Catégorisation des essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti

Dans le cadre des présentes directives, un travail de catégorisation des essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti a été réalisé, afin de faciliter le choix raisonné des pièces de bois en fonction de leur emplacement dans la construction. Cette catégorisation s'appuie sur le croisement entre les données de résistance mécanique, de durabilité naturelle et de classe d'emploi, telles que présentées dans les chapitres précédents.

Les catégories sont établies de manière à garantir une résistance optimale des pièces de bois pour une durée d'usage déterminée, afin de fournir un bâtiment sûr, durable, et facile d'entretien.

Le tableau ci-après présente une synthèse des données collectées, permettant de répartir les essences de bois en 4 catégories :

- **Catégorie A** : classes de durabilité 1, classes d'emploi jusqu'à 4-2 et module de rupture en flexion supérieur à 100 MPa
- **Catégorie B** : classes de durabilité 2D / 2M, classes d'emploi jusqu'à 4-1 et module de rupture en flexion supérieur à 70 MPa
- **Catégorie C** : classes de durabilité 3M / 3D, classes d'emploi jusqu'à 3-2 et module de rupture en flexion supérieur à 50 MPa
- **Catégorie D** : classes de durabilité 4S / 5S, classes d'emploi jusqu'à 3-1 et module de rupture supérieur à 30 MPa

Cette répartition en catégories permet de proposer des solutions techniques adaptées aux différentes essences de bois d'œuvre dans l'ensemble du [chapitre 6.5 _ Conception technique des petits bâtiments neufs en ossature porteuse en bois et remplissages ou habillages](#)

Tableau 6.4.8.4- 1_ Tableau de catégorisation des essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti

Nb : Les essences présentées sont celles dont les données ont pu être vérifiées via plusieurs sources¹¹

Essences de bois d'œuvre disponibles en Haïti	Classe de durabilité	Classe d'emploi maximale	Module de rupture en flexion (MPa)
Catégorie A classe de durabilité 1D, classe d'emploi jusqu'à 4-2 et Module de rupture en flexion supérieur à 100 MPa			
Nom créole: SIP (BWA NAGO) nom latin: <i>Tabebuia</i> spp ou <i>Handroanthus serratifolius</i>	1D	4-2 (O)	177,5
Nom créole: KOUBARI Nom latin: <i>Hymenanea Courbaril</i>	1D	4-2 (O)	155,2
Nom créole: KAPAB (bwa kapab) Nom latin: <i>schaefferia frutescens</i>	1D	4-2 (O)	136,5
Nom créole: KANPÈCH Nom latin: <i>Haematoxylon campechianum</i> ou <i>Haematoxylum campechianum</i>	1D	4-2 (O)	135,2

¹¹ Sources d'informations principales :

“Plant ak pye bwa tè d’Ayiti”, François Severin, Editions Quitel, 2000

« Stratégie pour augmenter la durabilité des éléments en bois dans la construction, quelles pratiques locales? », Rezo TCLA, dans le cadre de l'action TCLA+, 2022

“Bwa yo, Important trees of Haiti”, Joel Timyan, South-East Consortium for International Development, 1996

Nom créole: BWA FE nom latin: Krugiodendron ferreum	1D	4-2 (O)	125,5
Nom créole: GAYAK nom latin: Guaiacum OFFICINALE	1D	4-2 (O)	123,9
Nom créole: BAYAWONN nom latin: prosopis juliflora	1D	4-2 (O)	115,5
Nom créole: TABENO nom latin: Lysiloma sabicu	1D	4-2 (O)	101,8
Catégorie B classes de durabilité 2D/2M, classes d'emploi jusqu'à 4-1 et module de rupture en flexion supérieur à 70 MPa			
Nom créole: KALIPTIS Nom latin: Eucalyptus camaldulensis	2D / 2M	4-1 (X)	123,8
Nom créole: DAMARI Nom latin: Calophyllum calaba	2D	4-1 (X)	94
Nom créole: KAJOU PEYI Nom latin: swietenia mahogani	2D	4-1 (X)	74,4
Catégorie C classes de durabilité 3D/3M, classes d'emploi jusqu'à 3-2 et module de rupture en flexion supérieur à 50 MPa			
Nom créole: MELINA Nom latin: Gmelina arborea	3D	3-2 (X)	64
Nom créole: SÈD Nom latin: Cedrela odorata	3M	4-1 (X)	62
Nom créole: BWA PEN (Pen peyi) Nom latin: pinus caribaea	3M	3-2 (X)	92 <i>Valeur très variable en fonction du taux de sève</i>
Nom créole: NIM nom latin: Azadirachta indica	3D	3-2 (X)	54,1
Catégorie D classes de durabilité 4M / 4S / 5D / 5S, classes d'emploi jusqu'à 3-1 et module de rupture en flexion supérieur à 30Mpa			
Nom créole: MANGO nom latin: mangifera indica (multiples variétés)	4S	3-1 (X)	88,5
Nom créole: FRENN nom latin: simarouba glauca	4S	3-1 (X)	77,3
Nom: PIN DU SUD grade 1 (importé) nom latin : pinus spp	5S	3-1 (X)	70,3
Nom: PIN DU SUD grade 2 (importé) nom latin : pinus spp	5S	3-1 (X)	46,5

D'autres essences de bois d'œuvre fréquemment utilisées en Haïti n'ont pas pu être intégrées à cette catégorisation par manque d'informations concernant leur caractéristiques mécaniques, mais peuvent être a priori catégorisées sur la base des savoirs et savoir-faire locaux collectés concernant leur durabilité naturelle et leurs classes d'emploi recommandées :

- Catégorie A : AKASYA JON (*Acacia farnesiana* ou *Abarema idipoda*), ABRICO (*Mammea americana*), SAPOTI (*Manilkara bidentata*)
- Catégorie B : CHEN ou BWADCHEN (*Catalpa longissima*), BWAPLE (*Colubrina arborescens* ou *Colubrina ferruginosa*), KOMA (*Bumelia salicifolia* ou *sideroxylon Salicifolium*),
- Catégorie C : PALMIS (*Oreodoxa regia*), LAM VERITAB (*Artocarpus incisa* var. *non seminifera*)

6.4.8.5. Choix raisonné des pièces de bois dans la construction en ossature porteuse en bois

6.5.3.3.1. Catégories de bois recommandées pour chaque partie de la construction

Le tableau ci-après met en correspondance les éléments en bois utilisés pour la construction de petits bâtiments avec la classe d'emploi et la catégorie de bois minimales associées.

En fonction du contexte et de la durée de vie et d'usage visées, le concepteur peut choisir d'utiliser des catégories de bois supérieure.

Tableau 6.4.8.5- 1_ Tableau de correspondance entre les principaux types d'utilisation dans la construction de petits bâtiments en ossature bois porteuse et les classes d'emploi à considérer en zone tropicale

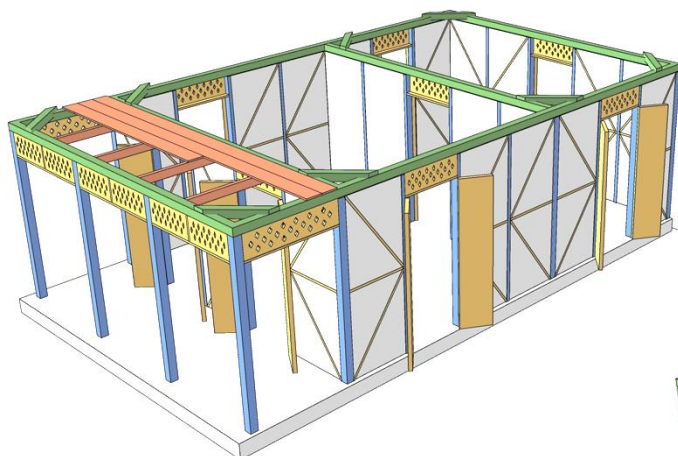
Utilisation dans le bâtiment	Classe d'emploi minimale à considérer en zone tropicale	Catégorie de bois minimum à employer
<i>Ossature porteuse des murs</i>		
Poteaux pour fondations à pieux de bois (Ancrés dans le sol)	4-2	A
Lisses basses	4-1	B
Poteaux pour ossature sur soubassement porteur	4-1	B
Lisses hautes	4-1	B
Éléments de contreventement des murs	3-2	C
<i>Charpente de toiture</i>		
Fermes de charpente	3-1	D
Arêtiers, panne faîtière	4-1	B
Éléments de contreventement	3-1	D
Chevron et lattes	3-1	D
Planches de rive	3-2	C
Planches de protection des débords de toiture	3-2	C
Planches de plafonnement de la galerie	3-1	D
<i>Menuiseries</i>		
Habillages extérieurs en planches, frontons	3-2	C
Volets extérieurs (portes, fenêtres)	3-2	C
Impostes et frises donnant sur l'extérieur	3-2	C
Menuiseries intérieurs (cloisons, bardage intérieur, agencement, décoration, etc.)	2	D

S'il est préférable de choisir des éléments préparés de manière rectiligne pour garantir leurs caractéristiques mécaniques, il est possible d'utiliser des éléments non-rectilignes dans les cas suivants :

- Bois de catégorie A : défaut de rectitude toléré jusqu'à 10%.
- Bois de catégorie B : défaut de rectitude toléré jusqu'à 5%.
- Bois de catégories C et D : rectitude obligatoire.

Les illustrations ci-après permettent de visualiser les catégories minimales de bois à employer par élément de la construction.

**Ossature porteuse en bois
avec fondations en pieux de bois**



Ossature porteuse en bois avec base maçonnée

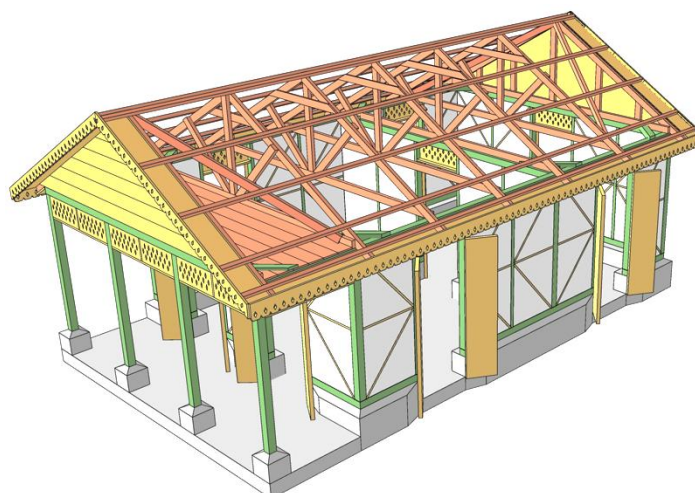
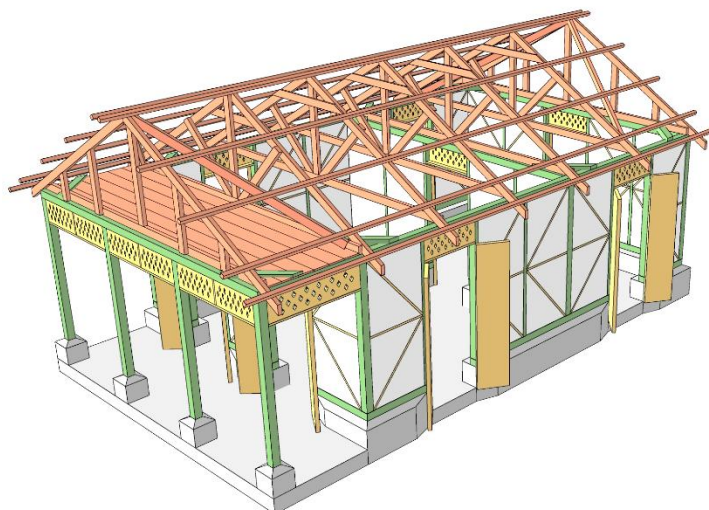
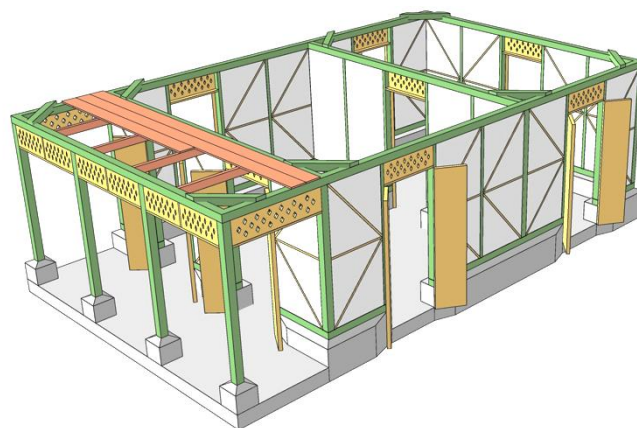


Tableau 6.4.8.5- 2_Principe de répartition des catégories de bois dans la construction : maquettes 3D

Code couleurs	
Catégorie de bois minimale par élément	
	Bois de catégorie A
	Bois de catégorie B
	Bois de catégorie C
	Bois de catégorie D

6.4.8.6. Coupe, transformation et stockage des éléments en bois

Pour garantir une bonne qualité de résistance et une bonne durabilité, le bois d'œuvre doit être coupé à maturité. Celle-ci est variable selon les espèces et l'environnement de production (climat tropical, tempéré, etc.). Pour les bois locaux produits en Haïti, une période minimale comprise entre 15 ans et 40 ans de croissance est nécessaire selon les essences.

Afin de réduire les risques d'attaques d'insectes, la coupe du bois doit être réalisée de préférence en saison sèche (de novembre à avril en Haïti), et quand la teneur en sève est plus faible sous l'influence du calendrier lunaire.

Traditionnellement la coupe du bois d'œuvre est réputée optimale pendant 2 phases du cycle lunaire : à partir du 1^{er} jour de la nouvelle lune jusqu'au 7^{ème} jour, et du 17^{ème} au 30^{ème} jour.

Un tronc d'arbre est constitué d'écorce, d'aubier (la partie extérieure) et de duramen (le noyau ou le cœur). L'aubier est la partie vivante du tronc, il est moins résistant et est facilement attaqué par les insectes et les champignons. Selon l'espèce, il peut être utilisé pour fabriquer des planches de qualité intermédiaire.

Le duramen est constitué de bois mort. C'est la partie la plus résistante du bois qui permet de réaliser les éléments utilisables pour la structure porteuse.

Après la coupe, le bois doit être séché pour lui permettre d'atteindre ses dimensions finales, et pour éliminer la sève éventuelle. Le temps de séchage nécessaire varie selon l'essence de bois. Un élément de bois est considéré sec lorsque son taux d'humidité est d'environ 12%.

Une fois le bois correctement séché, il est préparé, scié ou dressé, selon son utilisation dans la construction (planches, poteaux, etc.).

Quel que soit leur origine (importés ou produits localement), les éléments de bois doivent être stockés à plat et à distance du sol, dans un espace ventilé, protégé de l'humidité, de la pluie et de l'attaque de champignons et d'insectes. Les différentes pièces doivent être espacées d'une rangée sur l'autre par des petites lattes de bois pour améliorer l'aération et le séchage.

Il est recommandé d'organiser le stockage des pièces de bois en fonction de leur taille et de leur forme.

6.4.8.7. Production de bois d'œuvre local, réduction des vulnérabilités et protection de l'environnement

La couverture végétale d'Haïti est très faible, conséquence de plusieurs siècles d'exploitation intensive des ressources forestières, notamment des bois d'œuvre tropicaux destinés à l'exportation, et sans réelle stratégie de régénération. Les projets de reforestation mis en œuvre jusqu'ici n'ont pas été suivis d'effets durables.

La dépendance des ménages au charbon comme source principale d'énergie accentue la pression exercée sur les poches forestières restantes et sur les jeunes arbres.

Certaines régions sont encore productrices de bois d'œuvre, avec une réserve limitée et une répartition inégale des espèces selon les zones.

La déforestation impacte grandement tous les secteurs de la vie : terres agricoles et habitat vulnérables à l'érosion et aux glissements de terrain, accentuation du dérèglement climatique (sécheresse et inondations), dégradation des zones côtières et éloignement des zones de pêche, dégradation de la qualité de l'eau, etc.

La production de bois d'œuvre local destiné à la construction est une filière potentiellement attractive économiquement, et elle peut être un levier pertinent de régénération des espaces boisés, si elle est ancrée dans une démarche globale de réduction des vulnérabilités à tous les niveaux.

Le secteur de la construction en bois peut donc avoir un impact important sur la réduction des vulnérabilités et sur la protection de l'environnement, en s'appuyant sur plusieurs actions clés :

- Utiliser et développer les ressources en bois d'œuvre local dans une démarche soutenable, en favorisant la régénération du couvert forestier à toutes les échelles ;

- Encourager l'utilisation de bois d'œuvre de qualité, local ou importé, pour augmenter la durabilité des constructions et à terme réduire la dépendance aux matériaux d'importation ;
- Développer la recherche sur la filière bois d'œuvre, tant du point de vue de la connaissance des essences que de la chaîne de production et des techniques de mise en œuvre ;
- Diffuser à large échelle les connaissances sur les pratiques techniques durables et efficaces de production et d'utilisation de bois d'œuvre ;
- Participer à l'établissement d'une gouvernance forte pour la gestion soutenable des espaces boisés.

6.4.9. Traitements additionnels de préservation des éléments en bois

Si l'usage de traitements additionnels est fréquent dans la construction en bois, il n'est cependant pas systématique, et doit être pensé dans une stratégie globale pour prolonger la durée de vie du bâtiment, sans nuire à l'environnement ni à la santé humaine et animale.

6.4.9.1. Approche globale de la préservation des éléments en bois

Améliorer la durabilité des éléments en bois destinés à la construction permet de réduire les vulnérabilités des habitant.es, tout en préservant les ressources forestières.

La durabilité des éléments de bois repose sur une stratégie en 3 points :

- Choisir **la bonne essence de bois pour le bon emploi** dans le bâtiment¹² : de nombreuses essences de bois tropicaux présentent une durabilité naturelle exceptionnelle, à condition que les préconisations de coupe, de stockage et de mise en œuvre soient respectées. En fonction de leur usage dans le bâtiment, certaines essences peuvent se passer de traitement additionnel de préservation ;
- Développer des **solutions architecturales et techniques**¹³ qui permettent la mise à distance des facteurs (eau, humidité, chaleur, « nourriture », obscurité, etc.), influents du développement des agents d'altération du bois (insectes, xylophages, champignons, termites, etc.). Ces solutions doivent notamment impliquer :
 - Un choix raisonné des essences de bois et de leur affectation dans le bâtiment ;
 - Des solutions de protection contre les remontées capillaires, l'humidité et le ruissellement de l'eau de pluie ;
 - Une bonne ventilation des éléments en bois ;
 - La facilitation de l'entretien et du remplacement des éléments en bois ;
 - Des solutions d'éloignement des facteurs de prolifération des agents de détérioration (drainage, traitement des abords, etc.).
- Mettre en œuvre un **traitement additionnel de préservation** des éléments en bois qui le nécessitent, en privilégiant les techniques et produits les moins nocifs pour l'environnement et conformes aux réglementations en vigueur¹⁴. Le recours à un traitement additionnel permet, par le biais de différents procédés ou produits chimiques, de conférer à l'élément de bois la résistance qu'il n'a pas naturellement, pour une durée de service souhaitée. Le bois acquiert alors une « durabilité conférée » qui lui permet de répondre aux exigences d'une plus grande variété de classes d'emploi. Le recours à un traitement additionnel n'est ni systématique, ni le même pour toutes les essences de bois.

¹² Ces sujets sont développés au chapitre 6.4.8_ Bois d'œuvre

¹³ Les présentes directives proposent un panel de solutions architecturales et techniques dans le chapitre 6.5_ Conception technique des petits bâtiments neufs en ossature en bois porteuse et remplissages ou habillages

¹⁴ Règlement REACH. <https://www.ecologie.gouv.fr/politiques-publiques/reglement-reach> (consulté le 15 mai 2025).

Les pratiques vernaculaires de traitement additionnel des éléments en bois sont nombreuses, et principalement transmises oralement : couper le bois en fonction de la phase lunaire, brûler la partie du poteau qui sera ancrée dans le sol, utiliser des décoctions de plantes, de feuilles et d'écorces (neem, cèdre, eucalyptus, piment, etc.) comme répulsifs, etc.¹⁵ Ces solutions peu nocives et abordables économiquement sont à privilégier autant que possible.

6.4.9.2. Phases et techniques de traitement additionnel de préservation des éléments en bois

Les procédés de traitement qui permettent une préservation de la durabilité naturelle du bois peuvent avoir lieu dans différentes phases du cycle de vie de l'élément en bois : à la coupe (abattage en forêt), au transport, à l'usinage (scierie et usine de contreplaqués), à la mise en œuvre (chantier, menuiserie), à l'entretien, au réemploi, au recyclage, etc.

Phase d'abattage et de transport

Dans les phases d'abattage, de transport et de débitage en scierie, il s'agit pour des essences de bois fragiles, de procéder à un traitement dit temporaire. Des mesures d'hygiène (nettoyage) dès le débardage ou encore des traitements chimiques à efficacité limitée dans le temps sont mises en place. Ces produits chimiques doivent toutefois présenter les avantages suivants¹⁶ :

- Être toxiques vis-à-vis des agents de détérioration ;
- Résister au délavage ;
- Avoir subi des tests garantissant l'absence de dommage sur l'environnement naturel et la santé humaine.

En Haïti, le bois d'œuvre n'est pas traité au moment de son abattage et de son transport. En fonction de l'essence coupée et de la qualité des conditions de stockage, certains éléments de bois sont déjà attaqués par les insectes ou les termites avant leur usinage et leur mise en vente.

Phase d'usinage

Les éléments de bois peuvent être traités lors de leur usinage, et ainsi être vendus sur le marché avec indication du type de traitement additionnel employé. Les traitements en usine emploient généralement des produits chimiques : cuivre, sels de cuivre hydrosoluble (CCA), créosote, bitume, solvant organique ou hydrodispersable, etc. Ils peuvent être réalisés par trempage, pulvérisation, aspersion, imprégnation, badigeonnage, autoclave, etc.

En Haïti, certains revendeurs de bois importé proposent des éléments de bois traités à l'usinage, mais il est souvent difficile d'obtenir les informations complètes sur la nature du traitement réalisé et la durée de son efficacité.

En tout état de cause, le bois traité avec du CAA (Cuivre-Chrome-Arsenic) est interdit pour toute nouvelle construction, en raison des risques de toxicité liés à la combustion des résidus de bois.

Phase de mise en œuvre

En Haïti, l'accès à des éléments en bois préalablement traités est limité, conduisant les artisans à réaliser le traitement additionnel directement en atelier ou sur le chantier. Plusieurs procédés et produits sont couramment utilisés en Haïti au moment de la mise en œuvre.

¹⁵ Voir à ce sujet le travail de recherche : Étude sur les pratiques locales de préservation du bois de construction. TRABAUD, Vincent, 2020. https://www.rezo-tcla-haiti.com/wp-content/uploads/2024/07/V.TRABAUD_Etude-sur-les-pratiques-locales-de-preservation-du-bois-de-construction-1.pdf

¹⁶ FOUQUET, Daniel, 2009. Durabilité naturelle et protection des bois tropicaux. CIRAD. Éditions Quæ, 2009.

Les procédés et produits biologiques

De nombreuses espèces végétales et matières organiques, sont connues pour posséder des molécules extractibles capables de fournir des matières actives toxiques ou répulsives vis-à-vis des agents biologiques de détérioration du bois, par exemple :

- les huiles végétales : lin, neem ;
- la cire d'abeille ;
- le piment, notamment le répulsif «apitchi» à base de piment ;
- l'immersion prolongée dans l'eau, et particulièrement dans l'eau de mer ;
- l'application d'un badigeon de chaux ;
- l'enfumage ;
- le lessivage à la soude et à la potasse ;
- le traitement à la vapeur salée ;
- la technique du bois « flambé ou brûlé » (technique de carbonisation du bois, très utilisée pour augmenter la durabilité des parties de bois enterrées).

Ces traitements ne sont pas nocifs pour l'environnement et la santé, mais ont une efficacité limitée dans le temps, ils doivent donc être renouvelés fréquemment. Les éléments de bois traités avec ces procédés doivent faire l'objet d'une surveillance et d'un entretien régulier.

Le trempage dans une solution au sel de bore

Le sel de bore est un produit chimique d'origine minérale naturelle. Toxique à haute dose, il peut être utilisé en faible quantité et avec précaution. Utilisé en solution de trempage, le sel de bore est très efficace pour réaliser un traitement additionnel du bois. Peu volatile et inodore, il est résistant dans le temps. Il est réputé pour son efficacité contre les attaques des insectes xylophages, des termites et des champignons. Le sel de bore est couramment utilisé sous forme de borax (Tétraborate de Sodium), d'acide borique et de disodium octaborate tétrahydrate (DOT).

En Haïti, plusieurs expériences de traitement des éléments de bois par trempage dans une solution diluée de DOT ont été réalisées avec succès¹⁷. La dilution du DOT est fonction de la classe de durabilité et de la classe d'emploi du bois à traiter. Les pourcentages de dilution sont indiqués sur la fiche technique d'emploi du produit acheté et doivent être respectés. Les éléments de bois doivent être découpés et poncés avant le traitement, car une découpe ou un ponçage post-traitement réduit l'efficacité de celui-ci.

Application en surface de Zincomat

Le Zincomat est un produit à base de chlorure de zinc, utilisé sous forme liquide pour le traitement du bois contre les attaques biologiques de types champignons, xylophages et termites. Ce produit s'applique en deux couches successives minimum. La première couche sur toutes les faces du bois, y compris sur les coups et entailles. La seconde couche, lorsque la première est absorbée.

Le Zincomat est relativement facile d'accès, mais considéré comme moins efficace et moins durable qu'un traitement en usine par autoclave. Il est recommandé de retraiter les éléments de manière préventive au bout de quelques années.

Application en surface d'huile de vidange

Le recours à l'huile de vidange n'est pas recommandé pour le traitement des éléments en bois destinés à la construction, car c'est un polluant toxique et nocif pour l'environnement et la santé. De plus, son efficacité en tant que traitement additionnel du bois est souvent remise en question. En effet, elle empêche le bois de respirer, créant un environnement propice à la décomposition et à la détérioration. De plus, l'huile de vidange reste en surface sans pénétrer au cœur du bois, qui peut donc être attaqué en profondeur par les insectes xylophages et les termites.

¹⁷ Un exemple de traitement par trempage dans une solution diluée de DOT est fourni en annexe des présentes directives

Traitements curatifs après la mise en œuvre

Les constructions en bois nécessitent une surveillance et un entretien régulier, du fait de la durée limitée de la plupart des traitements additionnels et de l'apparition fréquente de facteurs favorisant des attaques biologiques (inondations, prolifération végétale, etc.). Des traitements curatifs fongicides ou contre les insectes à larves xylophages et les termites peuvent être réalisés sur les pièces de bois attaquées après leur mise en œuvre, soit par injection, par pulvérisation, par application de badigeons, ou par fumigation.

6.4.10. Peintures et lasures

Les peintures et lasures de finition doivent être choisies en fonction de leur destination et de leur formulation. En particulier dans le cas des éléments en bois, la peinture appliquée doit être formulée pour permettre au matériau bois de respirer et d'évoluer sans craqueler.

Les peintures et lasures traditionnelles à base de lait de chaux sont recommandées pour la finition de tous les éléments en bois et des panneaux de murs. Voir à ce sujet le [chapitre 6.5.8.2_Finitions à la chaux des murs et éléments en bois](#).

6.4.11. Éléments préfabriqués

6.4.11.1. Blocs de béton

Pour la réalisation de la base maçonnée (fondations et soubassement), les blocs de béton recommandés sont les « blocs 20 » de profondeur et de hauteur 200 mm, et de longueur 400 mm, avec deux alvéoles. Les parois des blocs doivent avoir une épaisseur minimale de 25 mm.

Pour les bâtiments à un seul niveau, la résistance minimale à la compression d'un bloc de béton doit être de 7 MPa. L'épaisseur des joints entre blocs doit être comprise entre 10 et 20 mm.

6.4.11.2. Aciers d'armature

Les aciers d'armatures (communément appelés « fers à béton ») sont utilisés dans la construction en ossature bois pour :

- La réalisation des accroches de la lisse basse en bois avec la base maçonnée ;
- La réalisation d'éléments en béton armé, lorsque nécessaire. Dans ce cas, il convient de se référer aux spécificités et détails techniques présentés au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.

Pour la réalisation des accroches de la lisse basse, il est recommandé d'utiliser des aciers lisses de diamètre 1/4" minimum, avec une limite élastique conforme aux spécifications ASTM A615, soit 275 MPa (40 ksi).

Le diamètre des aciers doit être systématiquement vérifié avant achat, car il est courant d'obtenir des fers de diamètre inférieur à ce qui est affiché.

Toutes les accroches en acier d'armature doivent être protégées par une peinture antirouille.

6.4.11.3. Tiges filetées

Les tiges filetées galvanisées sont utilisées dans la construction en ossature bois porteuse pour réaliser les accroches de la lisse basse dans la base maçonnée. Il est recommandé d'utiliser des tiges filetées galvanisées de diamètre 1/2"

minimum, avec une limite élastique conforme à ASTM A615, soit 275 MPa (40 ksi). Le diamètre doit être systématiquement vérifié avant achat, car il est courant d'obtenir des tiges de diamètre inférieur à ce qui est affiché en magasin.

Les points de pliure des tiges doivent être recouverts de peinture antirouille.

Les tiges filetées galvanisées peuvent être utilisées pour réaliser des assemblages boulonnés des éléments en bois, en remplacement de clous et vis.

6.4.11.4. Clous et vis

Clous et vis de charpente

Les clous et vis de charpente sont utilisés pour réaliser les assemblages des éléments de bois entre eux. Les assemblages présentés dans ces directives ont été calculés avec des clous ordinaires 16d avec tige de 89mm (environ 3,5") et un diamètre de tige de 4,1mm (0,162"), sauf cas particuliers mentionnés.

Dans le cas où ces clous ne seraient pas disponibles, ils peuvent être remplacés par :

- Des clous 8d ordinaires avec une tige de 64 mm de long (2,5") et un diamètre de tige de 3,3 mm (0,131")
- Des clous 10d en boîte, avec une tige de 76 mm de long (3") et un diamètre de tige de 3,3 mm (0,128")

Il faut alors **appliquer une majoration du nombre de clous de 50%** par rapport aux assemblages avec clous 16d communs.

Il est cependant important de remarquer que l'utilisation d'un grand nombre de clous peut endommager la pièce de bois et engendrer une perte de résistance de l'assemblage.

Le choix des clous utilisés se fera en tenant compte de l'épaisseur des éléments à assembler, afin de respecter une longueur minimale de pénétration des clous dans le bois de 4 mm.

A diamètre équivalent, les vis de charpente permettent une meilleure résistance de l'assemblage que les clous, et sont donc à privilégier autant que possible. De plus, pour les éléments en bois de grande densité (catégorie A et B), il est difficile de faire pénétrer des clous du fait de la dureté du bois. Dans ce cas l'utilisation de vis est recommandée.

Le nombre de vis en remplacement des clous 16d courants peut être défini en utilisant les normes National Design Specification (NDS) 2018 et *Wood Frame Construction Manual (WFCM) Edition 2018* publiées par l'American Wood Council (AWC), qui servent de références principales pour ces directives.

Clous et vis pour tôle

Les clous et vis pour tôle présentent une tête large et incurvée en parapluie, permettant de limiter l'arrachement et les infiltrations d'eau au point de fixation.

Il est recommandé de choisir des clous ou vis pour tôle avec rondelle d'étanchéité.

Pour la fixation des tôles de couverture, il est recommandé d'utiliser :

- Des clous pour tôle 8d minimum (longueur de 2,5", diamètre minimum de 0,128", diamètre minimum de tête de 0,375"), ou vis pour tôle équivalentes, pour une fixation sur des liteaux d'épaisseur 2" et plus ;
- Des vis pour tôle de diamètre 0,128" minimum pour la fixation sur des liteaux d'épaisseur comprise entre 1" et 2" ;

6.4.11.5. Feuillards métalliques

Les feuillards métalliques, communément appelés « straps », sont utilisés pour renforcer la résistance à l'arrachement des assemblages des pièces de bois entre elles et avec les parties maçonnées.

Les feuillards doivent être en acier galvanisé de gauge 16 minimum (soit une épaisseur minimale de 1,613 mm), avec une limite élastique minimum de 228 MPa (33 ksi). La largeur des feuillards doit être de minimum 1¼ " (31,75 mm).

Les indications du fabricant concernant les clous ou vis compatibles avec les feuillards pré-perçés doivent être respectées. Dans le cas de feuillards ordinaires non pré-perçés, les trous doivent être réalisés avec un diamètre compris entre 90 % et 105 % du diamètre des clous ou vis utilisés. Les trous doivent être réalisés en quinconce avec une déviation horizontale de 1/2" (12,7mm), et avoir un espacement vertical de 3/4 " minimum (19 mm).

Les clous et vis doivent être fixés tous les 2 trous pour les bois de catégorie D, afin d'éviter la fissuration de la pièce de bois. Le feuillard doit dans ce cas être plus long.

Les feuillards peuvent être remplacés par des connecteurs préfabriqués en acier galvanisé, à la condition qu'ils fournissent au moins les mêmes caractéristiques de résistance et qu'ils soient dimensionnés pour recevoir le nombre de clous ou vis approprié.

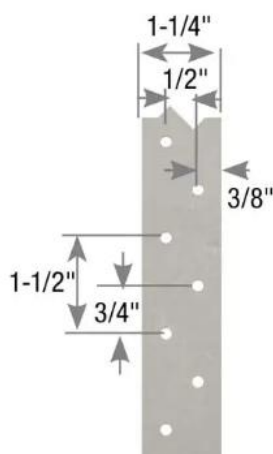


Figure 6.4.11.5- 1_schéma de dimensionnement et pré-perçage des trous dans les feuillards métalliques

6.4.11.6. Panneaux métalliques de couverture

Les panneaux métalliques de couverture sont principalement disponibles en Haïti sous deux formes :

- Des feuilles de tôles ondulées galvanisées, forme la plus courante sur le marché haïtien ;
- Des bacs acier galvanisés, appelés « tôles trapèzes » présentant un profil trapézoïdal.

L'épaisseur et la qualité de la galvanisation sont des facteurs essentiels de la durabilité des couvertures en panneaux métalliques. Au fil des années, les tôles ondulées et trapèzes disponibles sur le marché haïtien perdent en qualité. Une grande vigilance est nécessaire lors de la sélection des panneaux de couverture.

Il est recommandé d'utiliser des panneaux de toiture en acier galvanisé ondulé ou des tôles trapézoïdales en acier galvanisé avec une épaisseur de 24 gauge minimum (épaisseur du matériau de base BMT supérieure à 0,614mm). Les panneaux métalliques de couverture doivent être fabriqués en acier de qualité ASTM A653 Grade 33, avec une limite d'élasticité minimale de 33 ksi (228 MPa).

La profondeur des ondulations doit être comprise entre 0,5 et 1,5 pouces (1,5 cm à 4 cm).

6.4.11.7. Tuiles

Plusieurs usines de fabrication de tuiles de terre cuite ont longtemps été actives en Haïti, particulièrement dans le département du Nord. Aujourd'hui, les tuiles de terre cuite sont principalement importées.

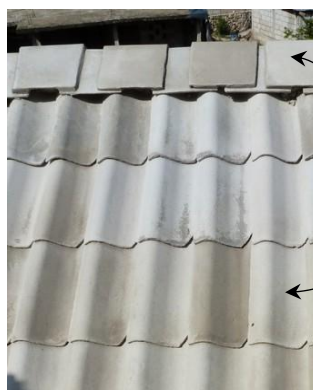
Quelques ateliers locaux proposent des tuiles en mortier vibré de ciment (TMV), ou « tuiles micro-béton », qui présentent des qualités intéressantes. Ces tuiles présentent des avantages intéressants dans le contexte haïtien, en particulier par rapport aux couvertures en panneaux métalliques (tôles) :

- Fabrication locale ;
- Poids relativement faible des éléments : environ 2,7 kg par tuile, soit 34 kg / m² ;
- Bon comportement face aux cyclones grâce à la dissipation efficace de l'énergie entre les petits éléments ;
- Facilité et rapidité de pose ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges ponctuelles ;
- Amélioration du confort thermique et acoustique dans le bâtiment ;
- Durabilité très supérieure aux tôles, en particulier en zone proche de la mer (pas de risque de corrosion).

La qualité des TMV peut être vérifiée par différents tests simples. ¹⁸

Les tuiles peuvent être façonnées sous différentes formes : tuiles plates, tuiles canal, ou tuiles à emboîtement. En Haïti, les tuiles plates sont visibles sur des toitures de maisons anciennes. Les tuiles aujourd'hui disponibles sont généralement à emboîtement, avec une forme plus ou moins galbée.

Les spécificités de pose et de fixation des tuiles dépendent de leurs dimensions et caractéristiques. Les indications du fabricant doivent être respectées.



Tuiles faîtières à chevauchement

Tuiles courantes à emboîtement

Figure 6.4.11.7- 1_Tuiles en mortier vibré de ciment (« tuiles micro-béton ») produites en Haïti, photos

¹⁸ Protocole de test de qualité des TMV fournit en annexe.

6.5. Conception technique des petits bâtiments neufs en ossature porteuse en bois et remplissages

6.5.1. Fondations

Les fondations permettent de transmettre et de répartir la charge du bâtiment au terrain.

Dans le cas des petits bâtiments en ossature bois, on distingue deux grands types de fondations :

- Les **fondations en pieux de bois dur**, utilisées largement pour la construction des maisons en milieu rural.
- Les **fondations en maçonnerie non chaînée**, servant de support au soubassement maçonné et à l'ossature bois.

En fonction des moyens disponibles pour la construction, et dans le cas de terrains fortement accidentés, il est possible de réaliser les fondations en maçonnerie chaînée ou en béton armé en se référant aux recommandations développées dans le chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.¹⁹

6.5.1.1. Fondation en pieux de bois dur

Dans la construction vernaculaire rurale, les poteaux de l'ossature bois sont enterrés profondément et servent de pieux de fondation. Cette technique présente de nombreux avantages :

- L'absence de base maçonnée est une **solution très économique** en moyens et en temps. La structure en bois des murs est érigée rapidement, puis la charpente du toit et la couverture peuvent être mise en œuvre, et enfin les travaux de remplissage ou d'habillage des murs. Il n'est pas rare de voir des maisons habitées qui n'ont pas de chape de sol maçonné, car sa réalisation est trop coûteuse ;
- Les poteaux servant de pieux de fondations permettent un **ancrage efficace de la structure**, avec la création d'encastrement dans le sol à chaque pied de poteau. Le bâtiment est donc moins sujet à l'arrachement en cas de vents forts ou de cyclone ;

Les fondations en pieux de bois ne doivent être réalisées uniquement **qu'avec des bois d'œuvre de catégorie A**, très résistants mécaniquement et naturellement très durables face à l'humidité, aux insectes et aux champignons.

Pour une meilleure durabilité, la base enterrée du poteau doit être le plus large possible : lors de la préparation du poteau, la partie basse peut être laissée brute tandis que la partie externe est équarrie. Un traitement complémentaire par brulage de la base du poteau est recommandé. (Cf chapitre 6.4.8 [_Traitements additionnels du bois](#))

Les fondations à pieux de bois sont réalisées en creusant un trou au niveau de chaque poteau de l'ossature. Sur sols intermédiaire à dur, le poteau est enterré sur environ 60 cm. Le trou est ensuite comblé avec des pierres et la terre d'excavation.

Les fondations à pieux de bois doivent faire l'objet d'une surveillance régulière. En cas de dégradation importante, la base du poteau peut être remplacée en réalisant une enture à tenon et mortaise chevillée. (Cf chapitre 6.6 [_ Entretien des bâtiments à ossature bois](#))

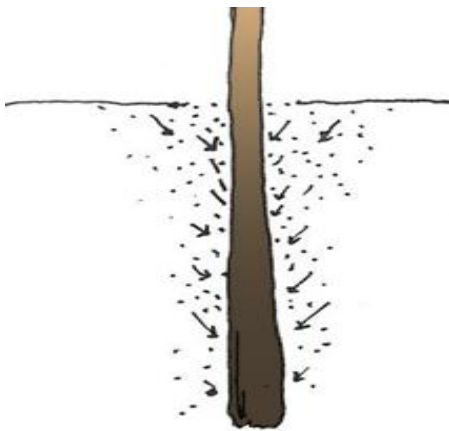
¹⁹ Code National du Bâtiment Haïtien, Partie 2, Chapitre 1 « Nouveaux logements en maçonnerie ».



Tous les poteaux de l'ossature sont plantés profondément en terre et servent de pieux de fondation



Bois très résistant et durable (catégorie A uniquement)



La base enterrée du poteau est laissée brute et généralement brûlée pour améliorer sa durabilité



Figure 6.5.1.1- 1_Fondations en pieux de bois dur selon les pratiques vernaculaires: photos et principes de mise en œuvre

6.5.1.2. Conception et dimensionnement des fondations en maçonnerie

Les fondations en maçonnerie doivent être filantes sur tout le pourtour du bâtiment et des murs de refend porteurs. Elles doivent être continues et ne doivent jamais être interrompues.

Leurs dimensions dépendent de la nature du sol, de sa capacité portante. De manière générale, la largeur des fondations devrait être de 2 à 3 fois l'épaisseur du mur en ossature bois. Les fondations devraient autant que possible atteindre le bon sol.

Tableau 6.5.1.2- 1_Tableau indicatif de dimensionnement des fondations pour les bâtiments en rez-de-chaussée à ossature bois et remplissages lourds (petites roches)

Bâtiments en ossature bois et remplissages lourds (petites roches)						
Type de sol	Mou		Intermédiaire		Dur	
	<i>Capacité portante supérieure ou égale à 50 kN/m²</i>		<i>Capacité portante supérieure ou égale à 100 kN/m²</i>		<i>Capacité portante supérieure ou égale à 150 kN/m²</i>	
	Profondeur minimale	Largeur minimale	Profondeur minimale	Largeur minimale	Profondeur minimale	Largeur minimale
<i>Bâtiment en rez-de-chaussée, sans étage</i>	50 cm	40 cm	40 cm	40 cm	35 cm	35 cm

Pour les petits bâtiments, il est recommandé d'éviter les terrains trop accidentés qui nécessitent la réalisation de fondations en gradins.

Les matériaux utilisés pour les fondations maçonnées sont soumis à des contraintes d'écrasement. Ils doivent donc avoir des caractéristiques de résistance à la compression adaptée au système constructif choisi. Ces matériaux peuvent être amenés à être en contact avec l'eau d'infiltration ou avec l'eau des nappes phréatiques. Il faut donc que ces matériaux gardent leur cohésion et une capacité portante suffisante en présence d'eau, ou à défaut, soient correctement isolés de tout contact possible avec l'eau.

Pour des petits bâtiments en ossature bois, différents matériaux peuvent être envisagées pour les fondations maçonnées : la pierre, le béton cyclopéen, le bloc de ciment, le béton armé, la brique cuite, etc. En fonction des besoins et des moyens disponibles, un chaînage en béton pour confiner la maçonnerie peut être réalisé. Le choix d'un matériau pour les fondations maçonnées se fait en fonction de sa disponibilité, de son coût et la possibilité de le mettre en œuvre correctement.

Les fondations maçonnées servent de support au soubassement et à l'ossature bois. Les accroches de l'ossature bois sont installées en attente dans les fondations et le soubassement maçonnés. ([cf. chapitre 0 _ Accroches de la lisse basse en bois à la base du bâtiment](#))

6.5.1.3. Fondations en maçonnerie non chaînée de pierre

Les fondations en maçonnerie de pierre doivent impérativement être réalisées avec pierres adaptées aux travaux de maçonnerie porteuse, voir [chapitre 6.4.1 _ Pierres et granulats](#)

L'appareillage des pierres doit respecter les règles techniques présentées au [chapitre 0 Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierre](#)

Selon la disponibilité des matériaux et les ressources économiques, le mortier d'appareillage des fondations en pierres maçonnées peut être :

- Un mortier de terre, avec ajout de fibres ou non
- Un mortier de terre, avec ajout de sable ou non
- Un mortier terre + chaux
- Un mortier bâtard (sable + chaux éteinte + ciment) pour maçonnerie de pierre
- Un mortier ciment dosé à 250 kg/m³

Voir dosages recommandés au [chapitre 6.4.4 _ Liants, mortiers et enduits](#)

La surface supérieure des fondations est réglée horizontalement pour permettre une bonne assise du soubassement. Pour améliorer l'évacuation de l'eau au pied du bâtiment, il est recommandé de faire ressortir les fondations d'environ 10 cm au-dessus du sol naturel et de réaliser un solin.

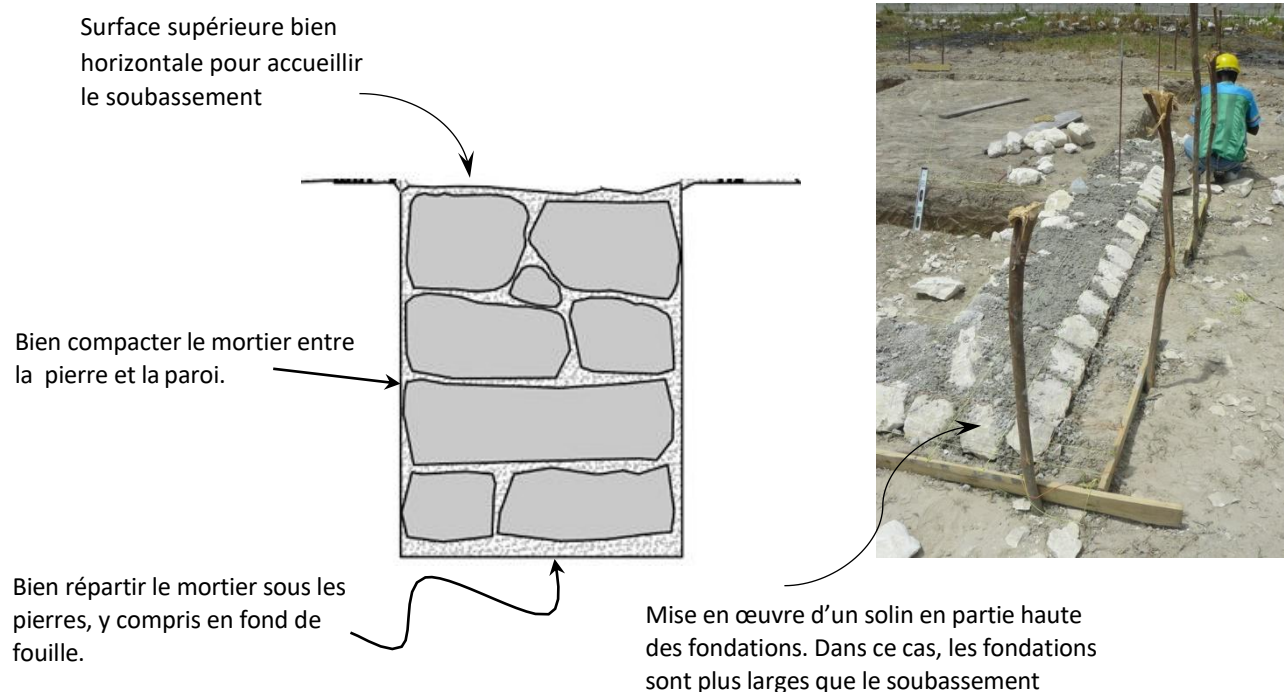


Figure 6.5.1.3- 1_Fondations en pierres maçonnées : schéma en coupe et photo de mise en œuvre

6.5.1.4. Fondations en béton cyclopéen

Le béton cyclopéen consiste en un béton de ciment dosé à 200 kg /m³ dans lequel sont noyées des pierres de dimensions variées (10 à 50 cm), permettant d'économiser du ciment et d'utiliser les pierres et débris présents sur le site de construction.

La fouille de la fondation sert de coffrage, les bords doivent donc être bien verticaux.

L'ensemble des pierres doit être enrobé de mortier. Les pierres ne doivent pas être en contact les unes avec les autres. Les vides entre les pierres de plus grosses dimensions doivent être occupés par des granulats de plus petites dimensions. La mise en œuvre se fait en plusieurs couches où l'on dispose les pierres pour combler chaque espace vide et du béton entre chaque lit de pierre.

La surface supérieure est réglée horizontalement pour une bonne assise du soubassement.

Pour améliorer l'évacuation de l'eau au pied du bâtiment, il est recommandé de faire ressortir les fondations d'environ 10 cm au-dessus du sol naturel et de réaliser un solin à l'aide d'un coffrage.

La fondation doit être arrosée chaque jour pendant une semaine pour assurer une bonne cure humide et une bonne prise du béton. A défaut, une fois que la surface supérieure du béton a durci, la fondation peut être recouverte de terre humide pendant une semaine.

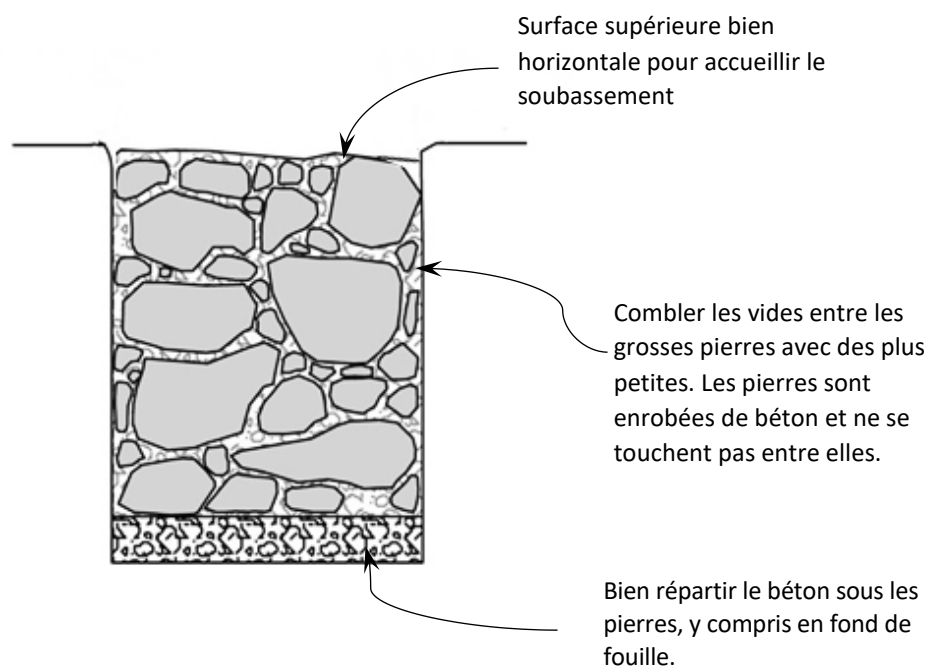


Figure 6.5.1.4- 1_Fondations en béton cyclopéen : schéma en coupe

6.5.1.5. Fondations en maçonnerie non chaînée de blocs de ciment

Les fondations peuvent être réalisées avec des blocs de ciment creux de 20cm de largeur.

Un socle en béton de ciment dosé à 200 kg/m^3 est réalisé en fond de fouille. Ce socle doit être d'au moins 60 cm de largeur et d'au moins 20 cm de hauteur. La cure de ce socle doit être correctement effectuée. Les blocs de ciment sont mis en œuvre sur le socle. Ils sont appareillés en quinconce et en harpage aux angles, avec un mortier de ciment dosé à 300 kg/m^3 . Les alvéoles des blocs sont remplies avec un béton de ciment dosé à 150 kg/m^3 . Les alvéoles des blocs sont remplies avec un béton de ciment dosé à 150 kg/m^3 .

Après la mise en œuvre des fondations, la fouille est remblayée avec la terre d'excavation humidifiée et bien tassée par couches de 15 cm environ.

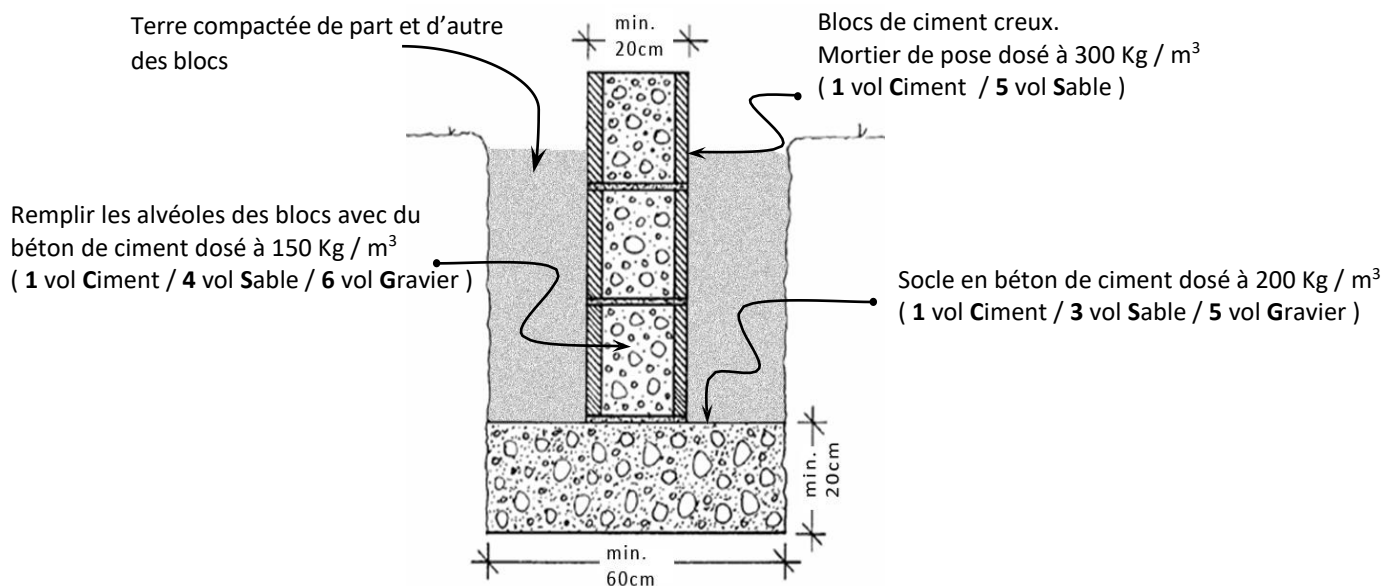


Figure 6.5.1.5- 1_Fondations en maçonnerie non chaînée de blocs de ciment : schéma en coupe

6.5.2. Soubassement

Le soubassement est la partie basse du mur qui vient au-dessus de la fondation. Son rôle est de protéger le reste du mur du contact avec l'eau issue des remontées capillaires (remontées d'humidité dans le mur) et des risques de dégradations dues aux érosions mécaniques (animaux, vents, etc.). Différents matériaux peuvent être utilisés : la pierre, le bloc de ciment, la brique cuite, etc.

Le soubassement peut être porteur ou non-porteur (technique traditionnelle de la « miray » qui protège les poteaux directement encastres dans le sol des eaux de ruissellement). Dans tous les cas, il doit être conçu pour ne pas gêner l'ouverture des portes.

Lorsque le soubassement est porteur, sa hauteur doit être définie par la hauteur observée des remontées capillaires aux périodes de fortes pluies, elle-même relative aux caractéristiques des matériaux choisis. L'étude des constructions locales permet de déterminer la hauteur minimum du soubassement à réaliser.

En cas de sollicitations dynamiques, le soubassement porteur est soumis à des forces de cisaillement du fait de la différence de niveau entre le sol extérieur et le sol intérieur. En conséquence, le soubassement ne doit pas être trop haut pour assurer une résistance suffisante.

De manière générale, il est recommandé une hauteur de soubassement porteur comprise entre 40 cm et 50 cm depuis le niveau du sol extérieur, avec une différence de niveau de 30 cm maximum entre le sol intérieur et extérieur.

Dans le cas d'un soubassement porteur, l'ossature bois reposera sur l'arase du soubassement. Les accroches de l'ossature bois sont installées en attente dans le soubassement et les fondations. (cf. [chapitre 0 _ Accroches de la lisse basse en bois à la base du bâtiment](#))

Le soubassement porteur est généralement réalisé en maçonnerie non chaînée, dans la continuité des fondations. Sa largeur est au minimum le double de la largeur du mur en ossature bois, et au minimum de 20 cm. Un solin doit impérativement être mis en œuvre sur le soubassement porteur pour éviter la stagnation d'eau au niveau de la lisse basse en bois.

En fonction des moyens disponibles pour la construction, et dans le cas de terrains fortement accidentés, il est possible de réaliser un soubassement en maçonnerie chaînée ou en béton armé.

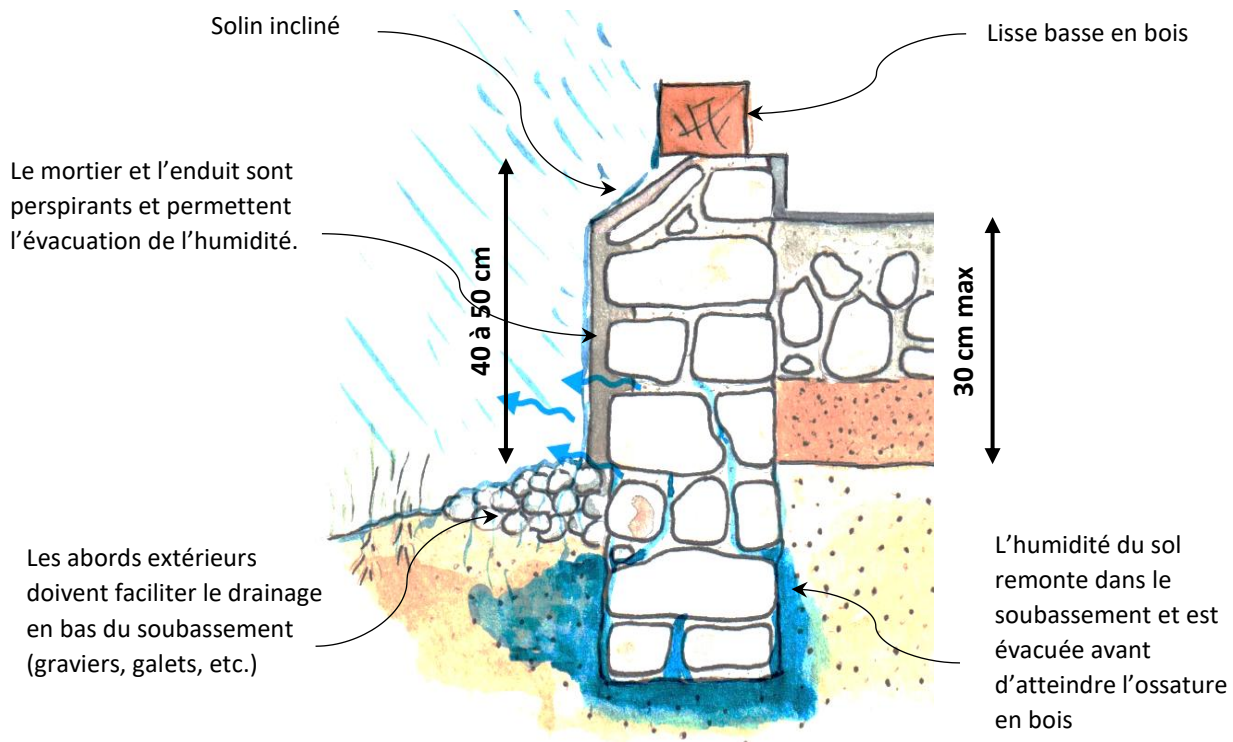


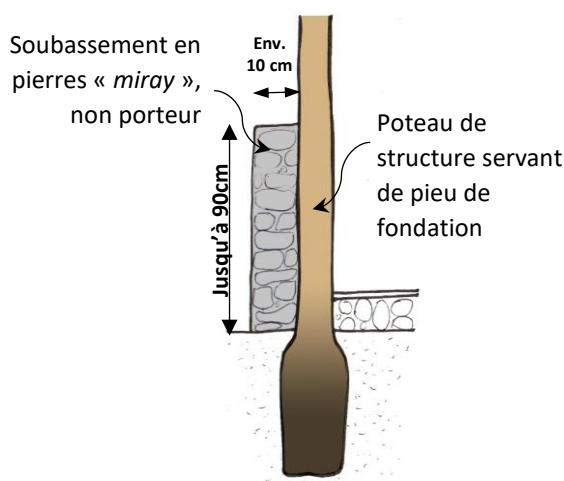
Figure 6.5.2- 1_Principe d'évacuation des remontées capillaires par le soubassement porteur : schéma en coupe

6.5.2.1. Soubassement en pierres en applique « miray »

Le soubassement en pierres en applique, appelée « miray », est une solution technique caractéristique des zones combinant un climat souvent frais et un fort taux d'humidité. Son rôle est de protéger le bas des murs des intempéries et de l'humidité par une couche d'usure maçonnée.

Ce type de soubassement, non porteur, est réalisé par-devant l'ossature porteuse en bois dont les poteaux servent de pieux de fondation. Une couche de maçonnerie de pierre d'environ 10 cm de largeur est réalisée à l'extérieur, en surépaisseur du mur de façade, sur une hauteur pouvant aller jusqu'à 90 cm. La maçonnerie de petites pierres doit respecter les bonnes pratiques de mise en œuvre de la maçonnerie de pierre ([Cf Chapitre 6.4.3.2_ Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierre](#))

Le soubassement en applique doit permettre l'évaporation rapide de l'humidité pour éviter le pourrissement de l'ossature bois. La mise en œuvre doit donc se faire avec des matériaux perspirants : mortier d'assemblage souple, enduit de finition à la chaux ou bâtard. **Les mortiers et enduits fortement dosés en ciment sont à proscrire, car ils constituent une barrière à l'évaporation naturelle de l'humidité des murs.**



Soubassement en pierres en applique réalisé en surépaisseur à l'extérieur du mur de façade

Figure 6.5.2.1- 1_Soubassement en pierres en applique « miray » : schéma en coupe et photo de mise en œuvre

6.5.2.2. Soubassement porteur en maçonnerie de pierre non chaînée

Le soubassement porteur en maçonnerie de pierre non chaînée est réalisé dans la continuité des fondations en pierres. Il peut être de la même largeur que les fondations, ou légèrement moins large, mais il doit être aligné sur l'axe des fondations pour une bonne répartition du poids du bâtiment

La mise en œuvre du soubassement doit respecter les règles d'appareillage de la maçonnerie de pierres. Un soin particulier doit être apporté au croisement des pierres aux angles et au niveau des murs de refend, qui sont des zones très sollicitées lors d'un séisme. ([Cf Chapitre 0_ Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierre](#))

Le soubassement porteur doit permettre à l'humidité issue des remontées capillaires du sol de s'évaporer avant de se trouver en contact avec la base des murs, et en particulier avec l'ossature bois. Le mortier d'assemblage et l'enduit de finition devront être perspirants. L'appareillage devra se faire avec mortier souple dans lequel il est préférable d'ajouter des fibres (sisal, paille de vétiver, etc.) afin d'augmenter la résistance mécanique.

La finalisation des joints extérieurs de la maçonnerie et l'enduit de finition peuvent être réalisés avec un mortier bâtard faiblement dosé en ciment.

Le solin incliné permet d'évacuer l'eau de ruissellement (pluie) et ainsi de protéger l'ossature en bois. Il peut être réalisé avec des pierres plates disposées dans la maçonnerie de manière à éviter toute stagnation d'eau au contact de la lisse basse en bois.

L'arase du soubassement devra être la plus horizontale possible pour permettre un bon positionnement de l'ossature bois.

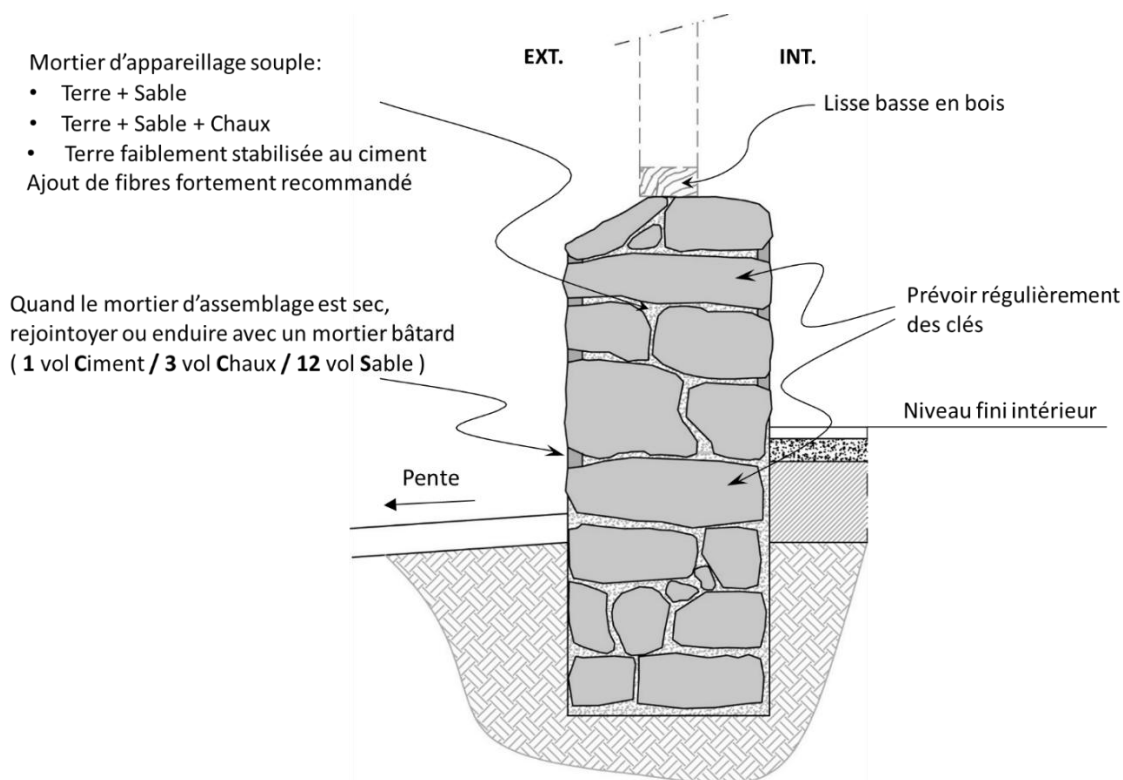


Figure 6.5.2.2- 1_Soubassement porteur en maçonnerie de pierre non chaînée : schéma en coupe

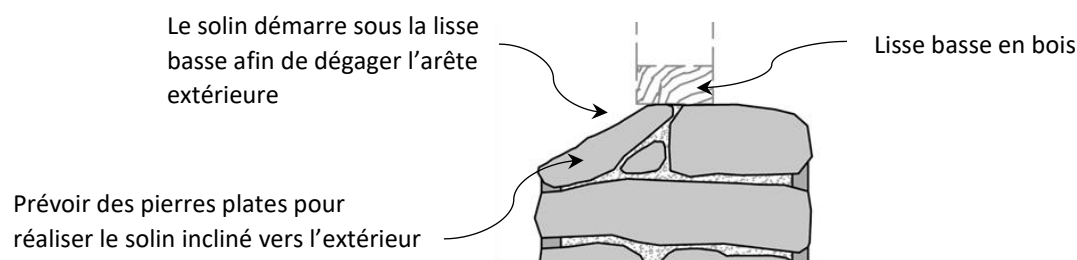


Figure 6.5.2.2- 2_Solin en pierres sur soubassement porteur : détail en coupe

6.5.2.3. Soubassement porteur en maçonnerie non chaînée blocs de ciment

Le soubassement porteur peut être réalisé avec des blocs de ciment de largeur 20 cm de bonne qualité, dont les alvéoles sont remplies avec du béton de ciment dosé à 150kg/m^3 et dans lesquelles sont insérées les accroches pour l'ossature bois. Un solin en ciment doit être réalisé sous la lisse basse afin de protéger l'ossature bois de toute stagnation d'eau de ruissellement. Pour ce faire, la lisse basse en bois est tout d'abord posée sur des cales en ciment. Le solin est ensuite mis en œuvre de manière à bien dégager l'arrête extérieure de la lisse basse. Les surfaces extérieures et intérieures peuvent être finies avec un enduit faiblement dosé en ciment. Le solin ne doit pas recouvrir la partie basse de la lisse basse.

Soubassement en 3 rangées de blocs de ciment sur fondations maçonnées

Trois (3) rangées de blocs de ciment aux alvéoles remplies avec un béton de ciment dosé à 150kg/m^3 sont mises en œuvre au-dessus de la fondation maçonnée. De part et d'autre du premier bloc, la terre compactée vient renforcer l'assise du soubassement.

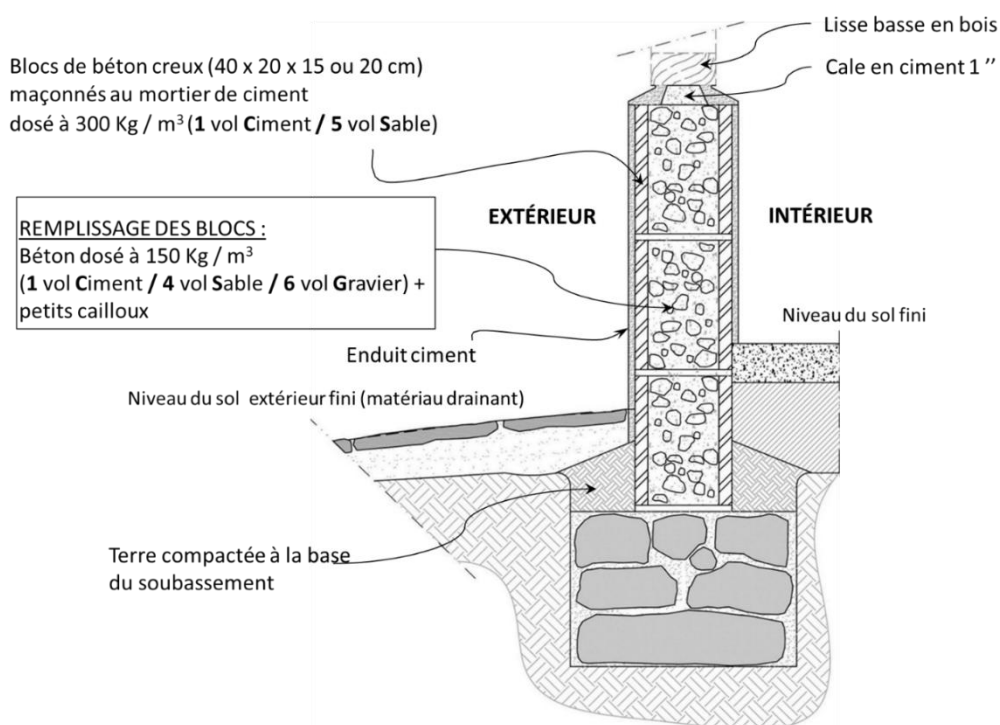


Figure 6.5.2.3- 1_Soubassement porteur en 3 rangées de blocs de ciment : schéma en coup

Soubassement mixte en maçonnerie de pierre et 2 rangées de blocs de ciment

La fondation maçonnée en pierre se prolonge à l'extérieur du sol sur une hauteur d'environ 15 cm, mettant ainsi les blocs de ciment à distance des remontées capillaires d'humidité. A l'extérieur, le soubassement en pierre est façonné en talus afin d'évacuer l'eau à distance des blocs de ciment.

Le reste du soubassement est constitué de deux (2) rangées de blocs de ciment aux alvéoles remplies avec un béton de ciment dosé à 150kg/m^3

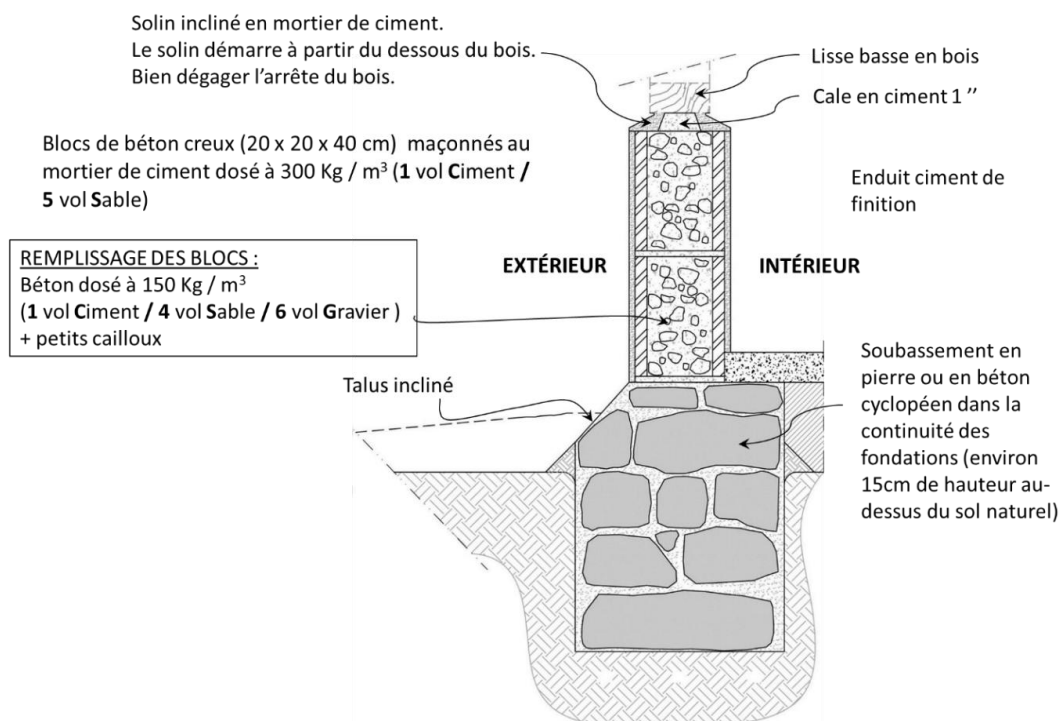


Figure 6.5.2.3- 2_Soubassement porteur mixte maçonnerie de pierre et 2 rangées de blocs de ciment : schéma en coupe

6.5.2.4.Plots des poteaux isolés de la galerie

Le soubassement de la galerie peut être réalisé dans la continuité du reste du soubassement et permettra de supporter les poteaux de la galerie.

Une autre solution consiste à réaliser uniquement des plots au droit des poteaux afin d'avoir une galerie plus ouverte. Ces plots peuvent être réalisés avec les mêmes matériaux que le soubassement filant, et ils doivent intégrer les accroches pour les poteaux de la galerie. (cf. chapitre 6.5.3.4 _ Accroche des poteaux dans les plots isolés de la galerie)

La dimension en plan d'un plot doit être au moins égale au double de la section du poteau en bois qu'il supporte. Le poteau en bois doit être centré sur l'axe du plot. Afin d'éloigner l'eau de la base des poteaux de la galerie, il faut réaliser un solin à 4 pentes, en forme de pyramide, en veillant à ce que les arêtes du poteau soient bien dégagées.



Figure 6.5.2.4- 1_Poteaux de la galerie sur soubassement filant ou plots isolés : photos de mise en œuvre

6.5.3. Accroche de l'ossature en bois des murs à la base du bâtiment

L'accroche de l'ossature bois dans la base du bâtiment (fondations et soubassement) est nécessaire lorsque les fondations ne sont pas à pieux de bois directement ancrés dans le sol.

Pour cela, des systèmes d'accroches sont mis en attente dans les fondations et le soubassement afin de fixer la lisse basse en bois ou les poteaux isolés de la galerie, ce qui va permettre de maintenir en place la superstructure (murs et toiture) en cas de sollicitation sismique ou cyclonique. Le système d'accroche ne doit cependant pas être trop contraignant pour ne pas rentrer en conflit avec la dissipation de l'énergie par ductilité de l'ossature bois.

Quel que soit le type d'accroches choisi, la pose de celles-ci devra être grandement anticipée. Elles devront être placées en attente dans les fondations et jusque dans le soubassement, en veillant à ne pas créer de faiblesse aux alentours de l'accroche. Dans le cas de fondations et/ou de soubassement en maçonnerie de pierre, l'appareillage de la maçonnerie doit être particulièrement soigné aux abords de l'accroche pour éviter les joints continus. (Cf : 0 _ Règles techniques d'appareillage de la maçonnerie de pierre)

Dans le cas de fondations et/ou de soubassement en béton cyclopéen, en béton armé ou en blocs de ciment avec alvéoles remplies au mortier de ciment, l'enrobage des accroches dans le mortier devra être réalisé avec soin.

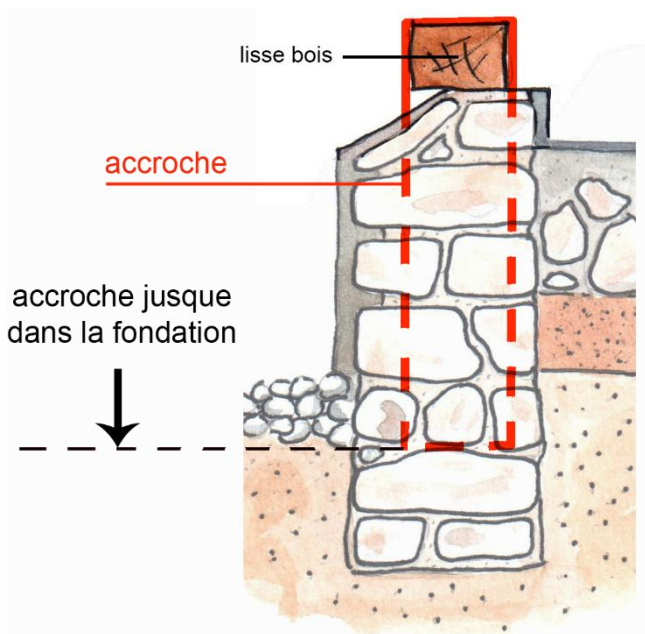


Figure 6.5.3- 1_Principe de mise en attente des accroches pour l'ossature bois : schéma en coupe

Le système d'accroches doit permettre à la structure de conserver une certaine souplesse. Un système d'accroche trop rigide peut s'avérer néfaste et contribuer à l'endommagement de la structure en bois.

Le choix d'un système d'accroches dépend de différents critères : durabilité, résistance et rigidité recherchée, coût, disponibilité des matériaux, esthétique, savoir-faire requis, etc.

6.5.3.1. Accroche par tiges filetées

L'accroche de la lisse basse avec la base du bâtiment peut être réalisée avec des **tiges filetées de diamètre 1/2'' ou supérieur**. Pour une meilleure durabilité, les tiges filetées doivent être protégées avec une peinture antirouille avant leur mise en œuvre, en particulier lorsqu'elles ne sont pas galvanisées.

Les accroches en tiges filetées doivent être placées à environ 30 cm des angles des murs et des ouvertures des portes, et sont espacées de 1,50 m au maximum. Il faut éviter de placer les accroches au niveau des assemblages à mi-bois de la lisse basse afin de ne pas créer une faiblesse supplémentaire dans le bois.

Il est important d'assurer un positionnement précis des tiges filetées en plaçant une ficelle d'alignement et en vérifiant leur aplomb pendant la mise en œuvre des fondations et du soubassement.

La tige filetée est repliée en L dans la fondation sur au moins 30 cm, dans le sens de la longueur des fondations. Dans le cas de fondations en maçonnerie de pierre, elle est maintenue en partie basse par une grosse pierre. L'accroche traverse verticalement les fondations et le soubassement et est laissée en attente avant le positionnement de la lisse basse en bois.

La lisse basse est ensuite pré-percée au droit des tiges filetées laissées en attente, puis elle est positionnée en insérant précautionneusement les accroches dans chaque emplacement pré-percé.

Utiliser une rondelle plate de diamètre 1" ou supérieur et un écrou pour maintenir la lisse basse. La partie restant de la tige filetée, d'une longueur minimale de 5 cm, sera noyée dans le remplissage.

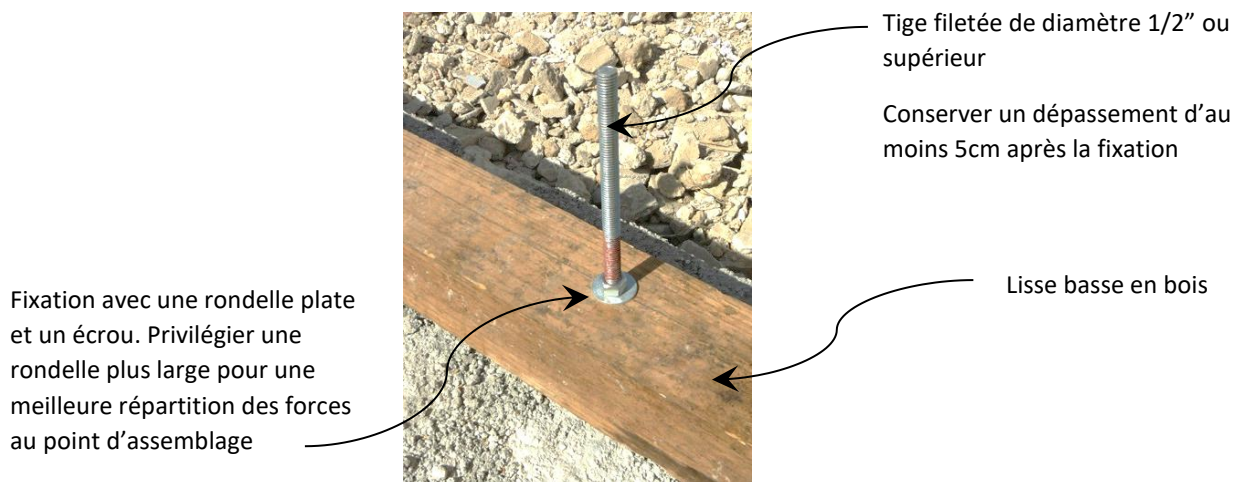


Figure 6.5.3.1- 1_Fixation de la lisse basse en bois avec une tige filetée : photo de mise en œuvre

6.5.3.2. Accroche par feuillards ou bandes métalliques

Largement utilisés dans la construction des toitures para-cyclonique, les feuillards métalliques sont une solution d'accroche possible pour l'ossature bois. Le choix se portera sur des feuillards d'une épaisseur de gauge 16 ou supérieure. Il est également possible de fabriquer des bandes métalliques à partir de tôle plate de gauge 16 minimum. Dans ce cas, les bandes seront recouverte de peinture antirouille avant leur mise en œuvre.

Les accroches avec des feuillards ou bandes métalliques doivent être placées à environ 30 cm des angles des murs et des ouvertures des portes, et sont espacées de 1 m au maximum.

Les accroches en feuillards ou bandes métalliques doivent être placées en U dans la fondation et le soubassement. Dans le cas de fondations en maçonnerie de pierre, elle est maintenue en partie basse par une grosse pierre.

Les deux brins traversent verticalement les fondations et le soubassement et sont laissés en attente avant le positionnement de la lisse basse en bois, en veillant à laisser un dépassement minimum de 20 cm au-dessus de l'arase du soubassement.

Une fois la lisse basse en bois positionnée sur le soubassement, les deux brins du feuillard sont recourbés l'un sur l'autre et sont fixés avec au moins 2 clous 3,5" (16d) sur la face horizontale de la lisse basse, et 1 clou 3,5" (16d) sur chaque face latérale de la lisse.

6.5.3.3. Accroche par fers à béton

L'accroche de la lisse basse avec la base du bâtiment peut être réalisée avec des **fers à béton de diamètre 1/4" ou supérieur**. Pour une meilleure durabilité, les fers à béton doivent être protégés avec une peinture antirouille avant leur mise en œuvre. Les parties pliées après la mise en œuvre doivent recevoir une couche supplémentaire de peinture antirouille.

Tout comme les tiges filetées, les fers à béton doivent être placés à environ 30 cm des angles des murs et des ouvertures des portes, et sont espacés de 1 m au maximum.

Les fers à béton en accroche peuvent être mis en œuvre de plusieurs façons.

6.5.11.4.1. Fers à béton pliés en U

Les fers à béton sont pliés en U dans la fondation, et repliés et fixés sur la lisse basse.

Dans le cas de fondations en maçonnerie de pierre, le fer à béton est maintenu en partie basse par une grosse pierre de la fondation.

Les deux brins de l'accroche traversent verticalement les fondations et le soubassement et sont laissés en attente avant le positionnement de la lisse basse en bois.

Une fois la lisse basse en bois posée sur le soubassement, replier les 2 brins du fer laissé en attente sur une longueur minimale de 5 cm, puis les tordre autour d'un clou 3,5" (16d) planté au centre de la lisse basse. Fixer les extrémités des 2 brins du fer à béton avec des clous 3,5" (16d) repliés en U.

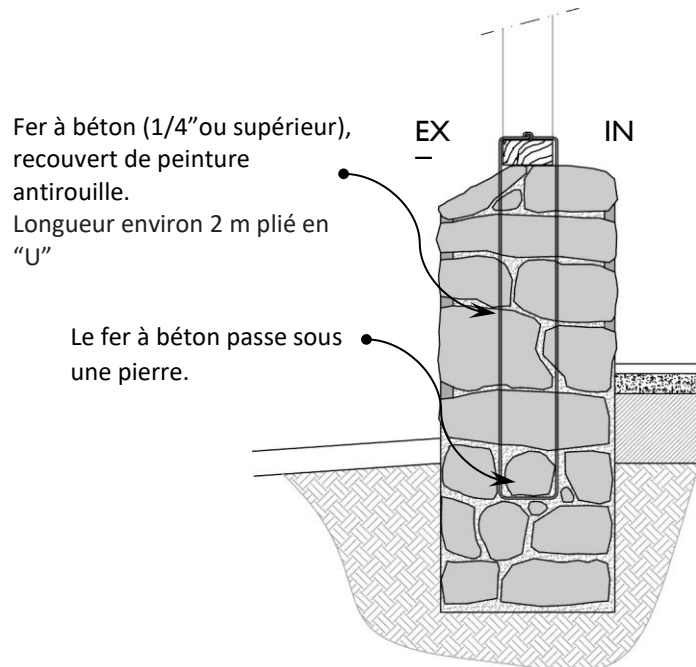


Figure 6.5.3.3.1- 1_Mise en œuvre de la solution 1 : fers à béton placés en U dans la fondation et le soubassement en maçonnerie de pierre : schéma en coupe et mise en œuvre

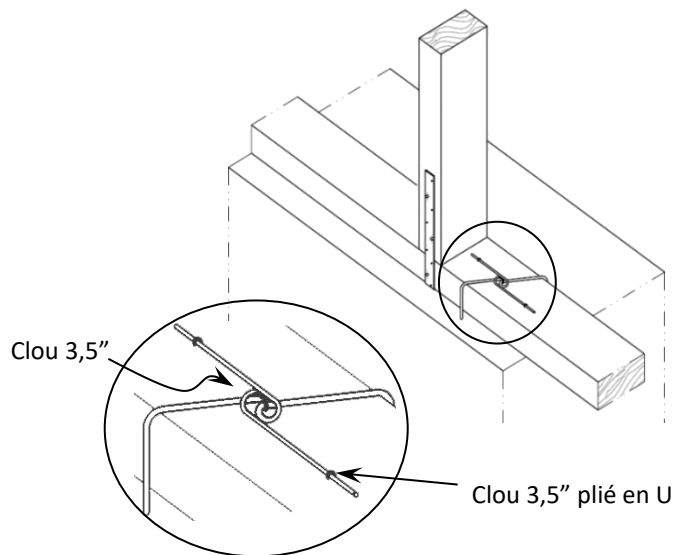


Figure 6.5.3.3.1- 2_Mise en œuvre solution 1 : fers à béton repliés sur la lisse basse : détails en 3D et photo de mise en œuvre

6.5.11.4.2. Fers à béton pliés en L

Les fers à béton sont pliés en L dans la fondation, repliés et fixés sur la lisse basse. Le fer à béton est plié en L en partie basse sur une longueur 30 cm minimum, et placé dans le sens de la longueur des fondations.

Dans le cas d'une fondation en maçonnerie de pierre, il est maintenu en partie basse par une grosse pierre. Le fer d'accroche traverse verticalement les fondations et le soubassement et est laissé en attente avant le positionnement de la lisse basse en bois.

Une fois la lisse basse en bois posée sur le soubassement, replier le fer autour de la lisse basse pour la ceinturer sur les 2 bords verticaux et sur la partie horizontale du dessus. Des clous 3,5" (16d) repliés en U permettent de réaliser la fixation sur le dessus et les côtés de la lisse basse.

La partie restante du fer à béton est repliée le long de la lisse basse, en laissant une longueur de 30 cm minimum.

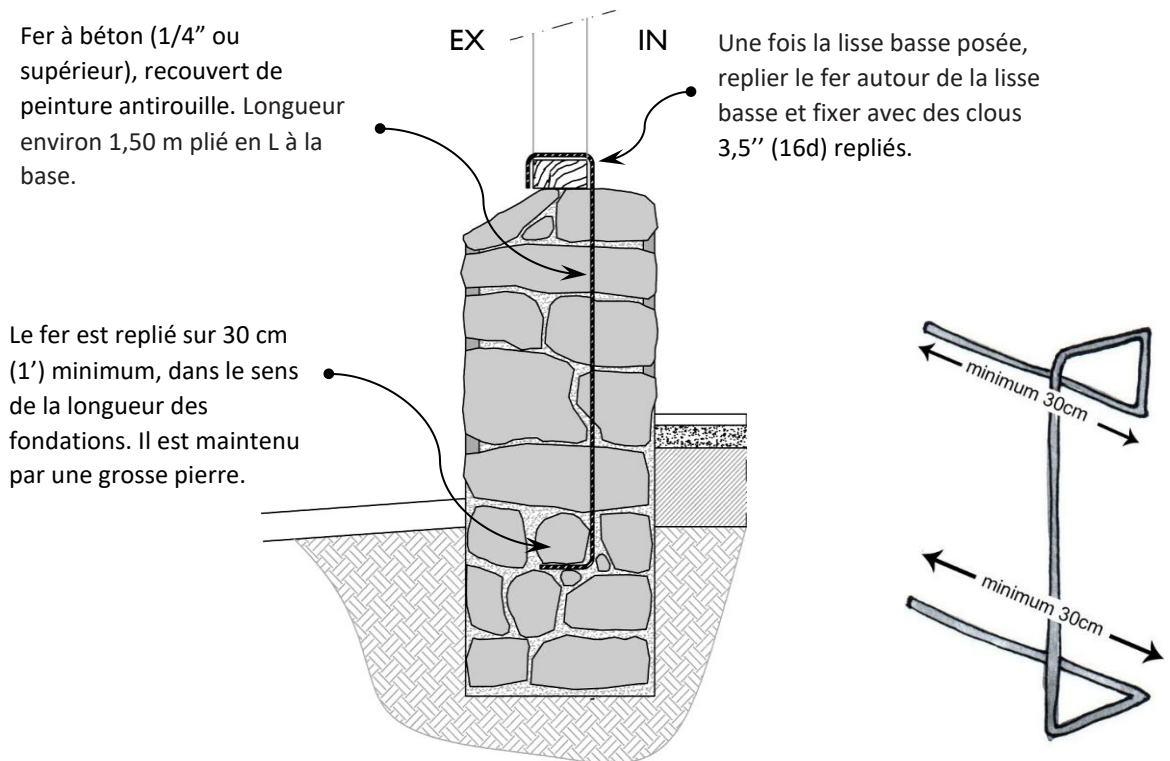


Figure 6.5.3.3.2- 1_Mise en œuvre de la solution 2 - Fers à béton pliés en L dans la fondation, repliés et fixés sur la lisse basse : schéma en coupe et principe de pliage de l'accroche en 3D

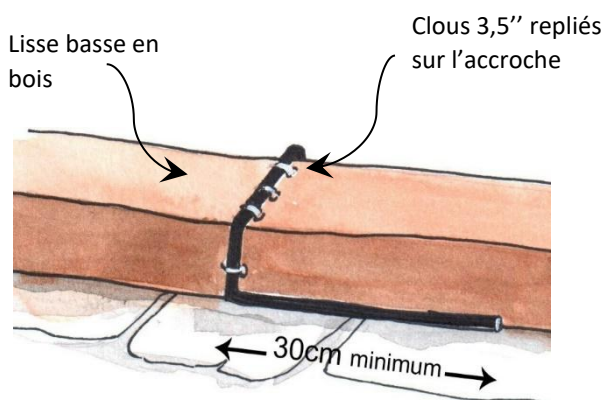


Figure 6.5.3.3.2- 2_Mise en œuvre de la solution 2 - Fers à béton pliés en L dans la fondation, repliés et fixés sur la lisse basse : photo de mise en œuvre et principe de pliage sur la lisse basse

6.5.3.4. Accroche des poteaux dans les plots isolés de la galerie

Lorsqu'ils sont maintenus par des plots isolés et qu'ils ne reposent pas sur la lisse basse, les poteaux de la galerie doivent être maintenus ponctuellement à la base du bâtiment.

L'accroche des poteaux de la galerie peut être réalisée avec des feuillards ou bandes métalliques d'une épaisseur de gauge 16 minimum.

Pour chaque poteau, un feuillard est placé en U au droit du poteau, jusque dans la fondation.

Dans le cas de fondations en maçonnerie de pierre, il est maintenu en partie basse par une grosse pierre.

Le feuillard traverse verticalement les fondations et le plot. Il est laissé en attente de la mise en place du poteau de la galerie, en veillant à laisser un dépassement minimum de 20 cm au-dessus de l'arase du plot. Une fois le poteau mis en place, le feuillard est fixé sur les deux côtés opposés par au moins 4 clous 3,5" (16d) de chaque côté.

Accroche par feuillard métallique des poteaux de la galerie : photo de mise en œuvre

Feuillard métallique fixé par au moins 4 clous 3,5" (16d) ou 5 clous 3" (10d) de chaque côté.



Poteau de la galerie

Plot isolé en béton avec solin pyramidal

6.5.4. Dalle de sol

Dans la construction vernaculaire, la réalisation du sol intérieur - ouvrage de maçonnerie - se fait en dernier lieu puisque la construction en ossature bois n'a pas nécessité de fondations en maçonnerie (fondations à pieux de bois). Partie coûteuse, le sol est parfois laissé des années en terre compactée, en attente de moyens suffisants.

La dalle de sol intérieure est réalisée sur un remblai compacté. Dans le cas où des fondations en maçonnerie chaînée ou en béton armé ont été construites, il est possible de réaliser une dalle de sol ferraillée.

6.5.4.1. Remblai intérieur

Le remblai intérieur consiste constituer et aplanir le sol à l'intérieur de la maison. Il permet de rehausser le niveau intérieur du bâtiment, notamment afin d'empêcher l'eau d'entrer dans le bâtiment en cas de fortes pluies.

Il est recommandé de le surélever d'un minimum de 15 cm par rapport au niveau du terrain naturel.

Pour réaliser le remblai, on utilise la terre extraite des fouilles, bien répartie et compactée par couches successives de 15 cm.

Pour réaliser une chape en ciment, on met en place un « hérissse » par-dessus la terre compactée. Cela consiste à créer une base stable, composée principalement de gravier, de pierres non concassées et de cailloux qui forment une couche de drainage. Les gravats et débris de béton peuvent également être utilisés. Son épaisseur peut varier entre 10 et 25 cm.

Le hérissse favorise une bonne gestion de l'humidité et permet d'éviter les remontées capillaires. Il assure une solidité durable au sol maçonné, tout en facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

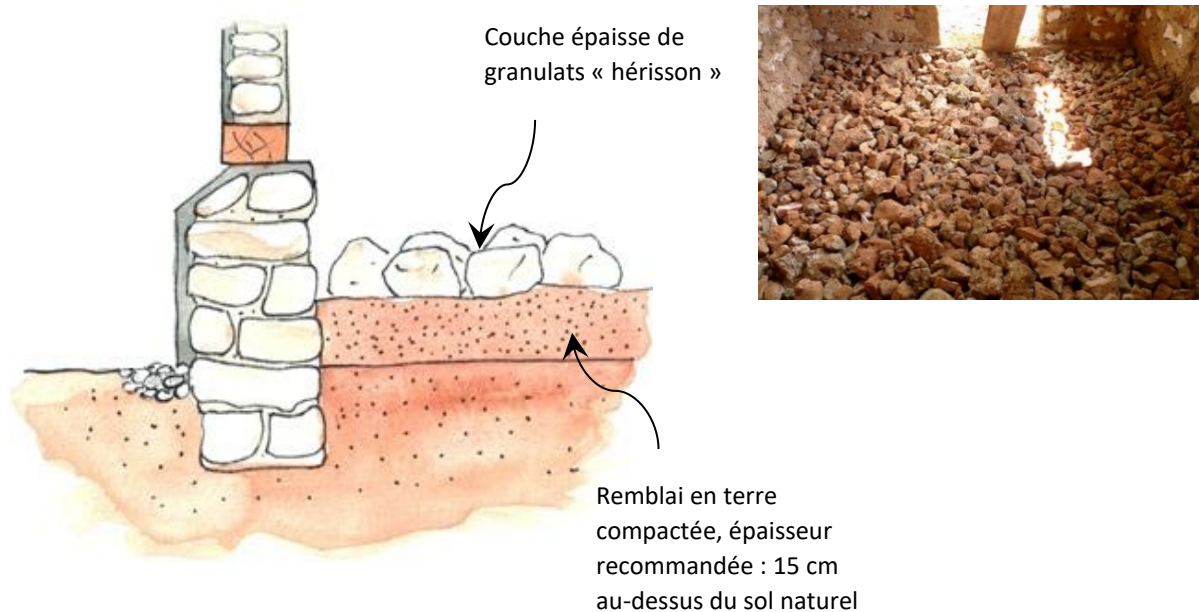


Figure 6.5.4.1- 1_Remblai intérieur du sol : schéma en coupe et photo de chantier

6.5.4.2. Chape sur remblai

Une fois le hérisson réalisé, la chape peut être réalisée en coulant le mortier de manière à bien enrober les granulats et à les recouvrir sur une épaisseur de 2 à 5 cm.

La chape peut être réalisée avec un mortier de chaux ou un mortier bâtard chaux-ciment. (Cf Chapitre 6.4.4 Liants, mortiers et enduits)

Une cure humide de 3 jours minimum est à respecter avant de pouvoir marcher sur le sol.

Traditionnellement, la chape est revêtue d'une couche de finition appelée « glacis » qui permet d'obtenir une surface lisse en imperméable à moindre coût. Le glacis est réalisé sur la chape fraîche, avec un mélange de ciment et sable en proportions égales. Des pigments colorés sont souvent incorporés au mortier à des fins décoratives.

Dans le cas où un autre revêtement de sol est prévu, il n'est pas nécessaire de réaliser le glacis.

Il est recommandé de veiller à ce que le niveau du sol fini soit au minimum 10 cm plus bas que le l'arase du soubassement. Ainsi, lors du nettoyage du sol intérieur, le risque d'humidification et de stagnation de l'eau sous la lisse basse est évité.

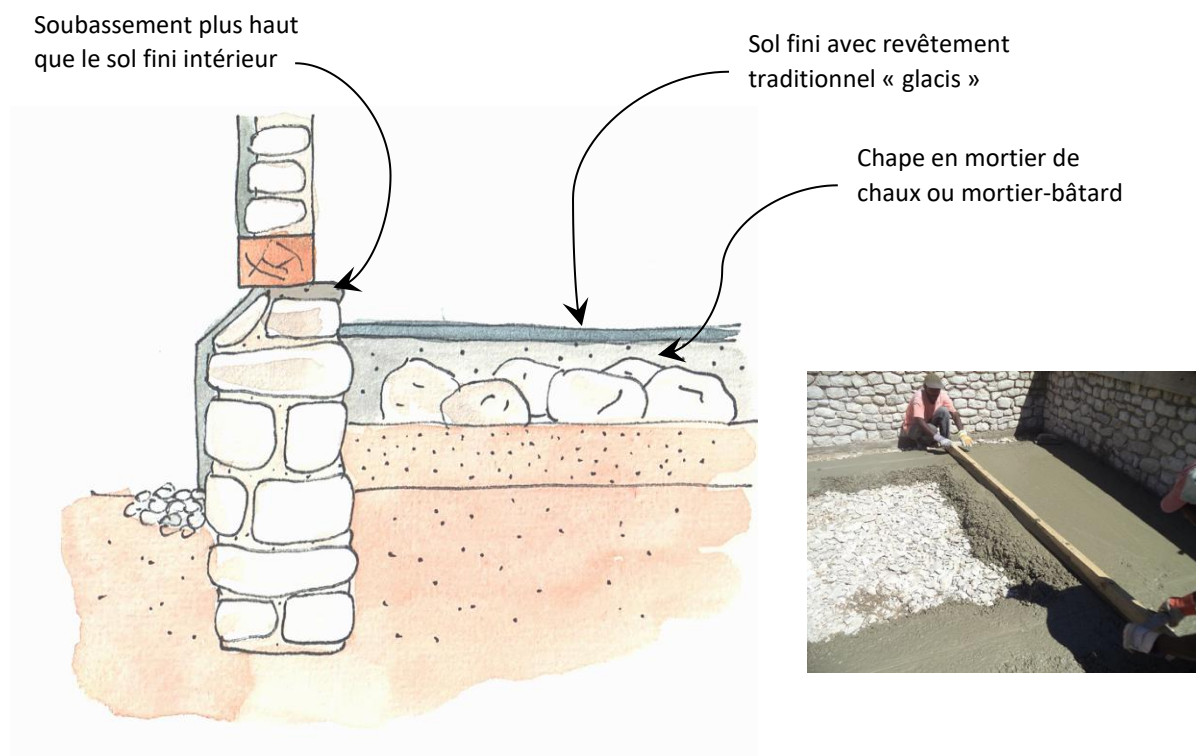


Figure 6.5.4.2- 1_Chape sur hérisson et glacis : schéma en coupe et photos de mise en œuvre



Figure 6.5.4.2- 2_Photos de différents glacis pigmentés

6.5.5. Ossature en bois des murs

L'ossature en bois est la structure porteuse des murs qui recevra l'habillage des murs que ce soit entre les poteaux (remplissages) ou contre les poteaux (bardages).

L'ossature en bois des murs doit être correctement dimensionnée et réalisée pour :

- Supporter son propre poids, celui des remplissages des murs, de la toiture et des denrées stockées en plafond (*galata*).
- Dissiper efficacement l'énergie dynamique d'un séisme ou d'un cyclone grâce à la ductilité de ses assemblages.

Le dimensionnement des éléments de l'ossature bois dépend de critères économiques, techniques en lien avec l'usage du bâtiment, de disponibilité des matériaux et du type de bois utilisé.

6.5.5.1. Dénomination et caractéristiques des éléments de l'ossature en bois des murs

L'ossature en bois porteuse des murs est constituée d'éléments verticaux, les poteaux, dont la stabilité peut être assurée de différentes façons :

- Dans le cas de fondations à pieux de bois (construction vernaculaire), les poteaux sont solidement ancrés dans le sol à leur base et sont reliés en partie haute par une sablière et des poutres traverses, servant de ceinture périphérique (lisse haute).
- Dans le cas de fondations et de soubassement maçonnés, les poteaux sont maintenus par deux ceinture périphériques, la lisse basse et la lisse haute.

L'ensemble de la structure est renforcé par des éléments de contreventement.

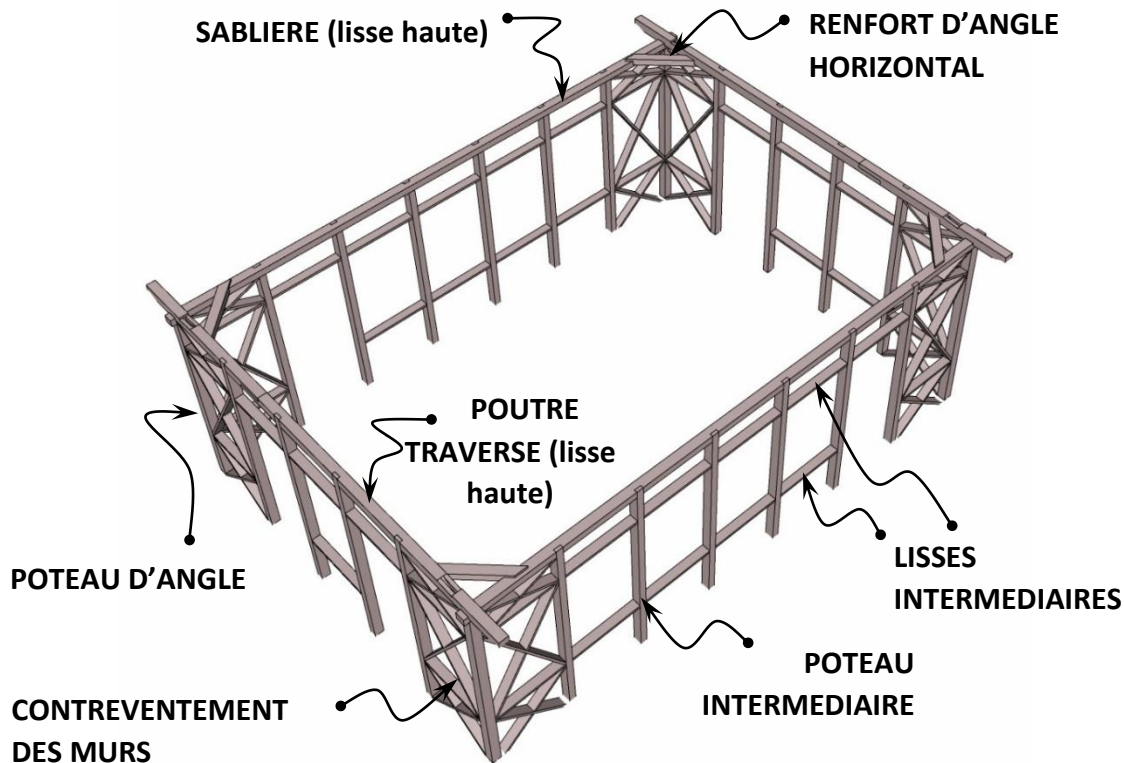


Figure 6.5.5.1- 1_Dénomination des éléments de l'ossature bois des murs avec fondations en pieux de bois et charpente traditionnelle : schéma 3D

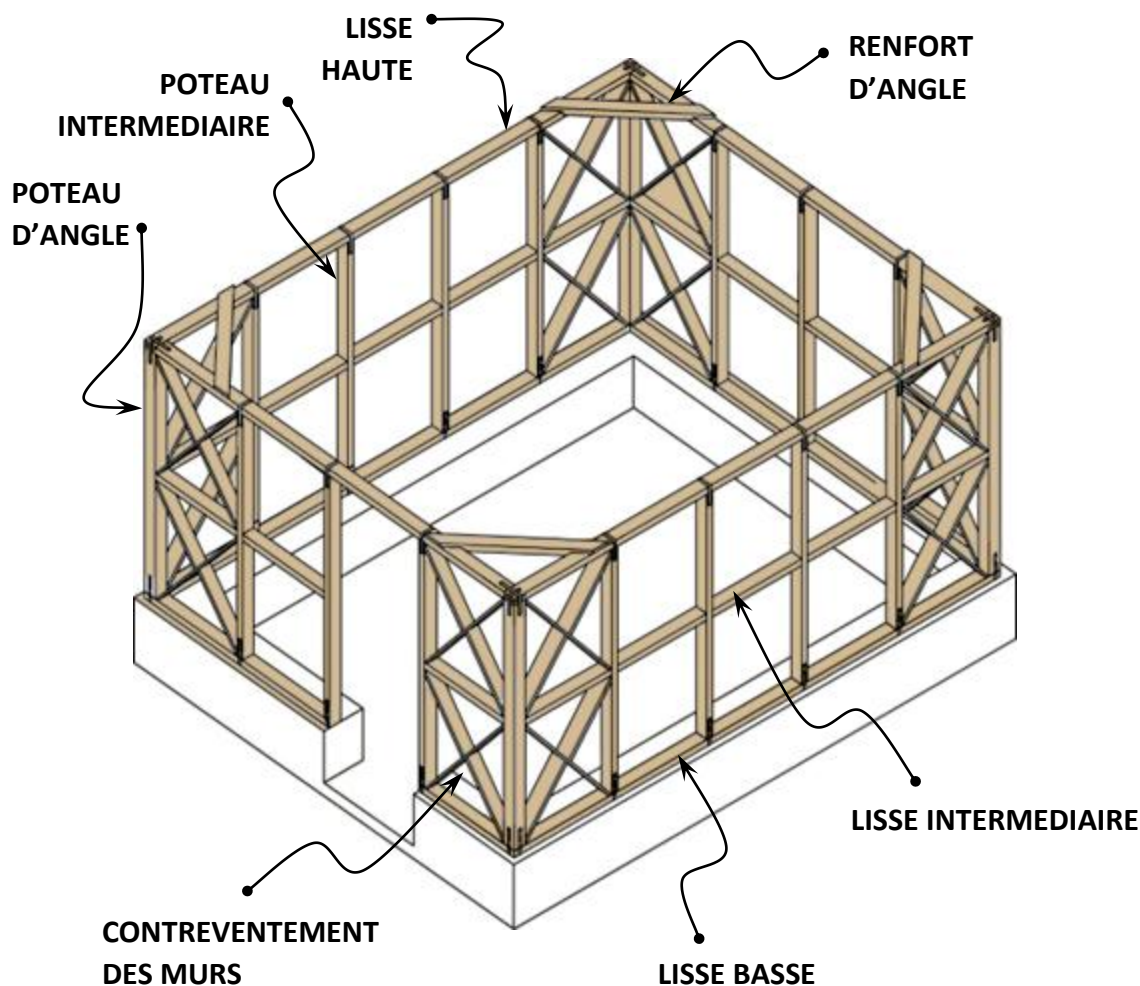


Figure 6.5.5.1- 2_Dénomination des éléments de l'ossature bois des murs sur fondations et soubassement maçonnées : schéma 3D

6.5.5.1.1 La lisse basse

Pièce très importante de la structure, elle repose sur le soubassement et fait le lien entre l'ossature des murs et la base du bâtiment. Elle permet de répartir uniformément les charges transmises par les poteaux et les panneaux au soubassement et aux fondations. Bien qu'elle puisse être interrompue au niveau des portes, la lisse basse permet de ceinturer l'ossature bois à la base.

L'accroche de la lisse basse avec la base du bâtiment permet à la structure de résister à l'arrachement ou aux déplacements trop importants en cas de sollicitation sismique ou cyclonique, en particulier lorsque les habillages des murs sont légers. Le système d'accroche ne doit cependant pas être trop contraignant pour ne pas entrer en conflit avec la dissipation de l'énergie par ductilité de l'ossature bois.

(cf. : [O_Accroche de la lisse basse en bois à la base du bâtiment](#))

Elle travaille en traction sous sollicitation sismique ou cyclonique. Elle n'est pas sollicitée en flexion et n'exige donc pas une section trop importante pour sa résistance mécanique. En revanche, elle est très en contact avec l'humidité et les intempéries, sa section devra donc dépendre des caractéristiques de durabilité du bois choisi et de son traitement éventuel.

Elle est de préférence de même largeur que les poteaux, afin de permettre une facilité de mise en place et d'assemblage.

6.5.5.1.2 La ceinture haute : lisse haute ou sablière + poutre traverse

Ceinture horizontale qui relie les poteaux à leur sommet, sur laquelle vient se poser la charpente du toit. Elle reprend les charges de la toiture et du plafond pour les transmettre aux éléments verticaux (poteaux). Elle constitue le chaînage en tête des murs permettant au bâtiment de ne pas s'ouvrir.

Elle est sollicitée en traction, flexion et compression et nécessite d'avoir une section minimale plus importante que la lisse basse. Elle est de préférence de même largeur que les poteaux, afin de permettre une facilité de mise en place et d'assemblage.

6.5.5.1.3 Les poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature. Ils permettent de transmettre les charges reprises par la ceinture haute vers le sol, soit en étant eux-mêmes ancrés dans le sol (fondations à pieux de bois), soit en transmettant les forces à travers la lisse basse, qui les redistribue ensuite vers le soubassement et les fondations maçonnées.

Les poteaux permettent aussi de supporter l'habillage des murs qui peut venir se placer entre les poteaux (remplissages) ou en applique contre les poteaux (bardage).

On distingue les poteaux d'angles, les poteaux situés au niveau des murs de séparation, les poteaux intermédiaires et les poteaux formant les montants des ouvertures des portes.

Les poteaux d'angles nécessitent une plus grande section que les poteaux intermédiaires. En fonction du poids des portes et fenêtres, les poteaux formant les montants peuvent nécessiter une section plus importante.

Pour les murs, l'écartement moyen des entraxes de poteaux observé en Haïti varie généralement de 80 à 90 cm. Il est recommandé de ne pas aller au-delà de 1,10m entre poteaux pour limiter le flambement de la ceinture haute. Les espacements plus étroits ne posent pas de problèmes particuliers et permettent de diversifier les trames selon les besoins et le dessin de la façade.

Pour la galerie, les poteaux peuvent être espacés jusqu'à 2m à l'entraxe, à condition de mettre en place un système de contreventement en imposte ([Cf chapitre 6.5.5.4_ Contreventement des murs à ossature bois](#))

Pour les petits bâtiments en rez-de-chaussée, la hauteur des poteaux généralement observée varie entre 2 et 2,3 m. Il est recommandé de limiter la hauteur des poteaux à 2,5m maximum, ou de faire vérifier les calculs par un-e professionnel-le compétent-e au-delà de 2,5m.

6.5.5.1.4 Les contreventements

Pièces de bois permettant de renforcer la structure et d'assurer la stabilité des murs en cas de sollicitation sismique ou cyclonique, tout en permettant la dissipation de l'énergie par le caractère ductile des assemblages.

L'ossature des murs peut être contreventée par des éléments horizontaux fixés sur la ceinture haute (renfort d'angles), par des éléments placés en diagonale dans l'épaisseur des murs, ainsi que par un habillage en bardage fixé contre les poteaux à l'intérieur et/ou à l'extérieur.

6.5.5.1.5 Les lisses intermédiaires (ou entretoises)

Pièces de bois placées horizontalement entre les poteaux de manière à diviser les panneaux en plusieurs parties.

Lorsque le remplissage des panneaux est en maçonnerie, les lisses intermédiaires permettent de mieux confiner les parties maçonnées et d'empêcher leur effondrement en un seul panneau.

Les lisses intermédiaires contribuent également au contreventement et à la stabilité de la structure en maintenant l'écartement entre les poteaux et en empêchant leur flambement (la flexion).

6.5.5.2. Dimensionnement des éléments de l'ossature bois des murs

Le dimensionnement des éléments de l'ossature bois dépend de critères économiques, techniques en lien avec l'usage du bâtiment, de disponibilité des matériaux et du type de bois utilisé.

Le tableau ci-après renseigne sur les sections recommandées pour chaque catégorie de bois d'œuvre, telles que définies dans ce document au [chapitre 6.4.8 _ Bois d'œuvre](#). Les mesures sont exprimées en dimensions nominales en pouces (dénomination courante en Haïti) et en dimensions réelles en millimètres des éléments préparés. Les bois des catégories C et D ne sont pas recommandés pour l'ossature en bois des murs du fait de leur faible durabilité au contact des intempéries, de l'humidité, des insectes et des champignons.

Tableau 6.5.5.2- 1_Tableau des sections minimales recommandées pour l'ossature bois des murs

	Sections minimum recommandées Dimensions nominales en pouces Dimensions finales des éléments préparés en millimètres			
Contraintes techniques →	<i>hauteur maximale des poteaux : 2,5 m hors fondations</i>			
Catégorie du bois →	Catégorie A	Catégorie B	Catégorie C	Catégorie C
Défaut de rectitude toléré →	<i>Jusqu'à 10%</i>	<i>jusqu'à 5%</i>	<i>Rectitude obligatoire</i>	<i>Rectitude obligatoire</i>
poteaux d'angles et aux murs de jonction, poteaux de la galerie et au droit des ouvertures lourdes	3" x 3" 63 x 63 mm	4" x 4" 89 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
poteaux intermédiaires	2" x 3" 37 x 63 mm	2" x 4" 37 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
lisse basse	3" x 3" 63 x 63 mm	4" x 4" 89 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
lisse haute	3" x 3" 63 x 63 mm	4" x 4" 89 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
renfort d'angle horizontaux	3" x 3" 63 x 63 mm	4" x 4" 89 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
diagonale de contreventement toute hauteur	2" x 3" 37 x 63 mm	2" x 4" 37 x 89 mm	non recommandé	non recommandé
diagonale de contreventement sur demi-hauteur ou moins	1" x 3" 19 x 63 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	non recommandé
croix de contreventement sur demi-hauteur ou moins	1" x 3" 19 x 63 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	non recommandé
lisses intermédiaires	1" x 3" 19 x 63 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	1" x 4" 19 x 89 mm	non recommandé

6.5.5.3. Assemblages de la structure des murs en ossature bois porteuse

6.5.5.3.1 Les types d'assemblages de l'ossature bois porteuse

Dans la construction en ossature bois, un assemblage désigne l'union et la jonction de pièces de bois entre elles. Les assemblages permettent de maintenir l'ossature porteuse en place. Ils jouent un rôle essentiel dans la construction de l'ossature, et une attention toute particulière doit donc être portée à leur réalisation.

En fonction de leur position dans l'ossature et du type de bois utilisé, différentes techniques d'assemblages peuvent être envisagées. Dans ce document, plusieurs techniques d'assemblage sont proposées pour l'ossature des murs :

- Les **assemblages à entailles** à tiers-bois ou à mi-bois
- Les **assemblages à tenon et mortaise chevillés**
- Les **assemblages par juxtaposition** vissés ou cloués, sans retrait de matière.

Les assemblages peuvent être réalisés avec différents matériaux de quincaillerie : chevilles en bois dur insérées dans des trous réalisés avec une vrille ou un vilebrequin, vis, clous, feuillards métalliques cloués, fils à ligature, etc.

Le choix d'un matériau de quincaillerie dépend de sa disponibilité localement et de la qualité du bois de construction utilisé :

- Les assemblages par chevilles en bois dur sont autorisés uniquement pour les bois des catégories A et B qui offrent de très bonnes capacités de résistance mécanique. Les bois de catégorie C présentent des propriétés mécaniques trop faibles, et un assemblage par cheville en bois augmenterait dangereusement cette faiblesse par le retrait d'une trop grande quantité de matière.
- Les assemblages cloués sont difficiles à réaliser avec les bois de très haute dureté de la catégorie A. Les clous ne peuvent pas s'insérer correctement dans les pièces de bois. Il faut donc préférer les assemblages par chevilles de bois ou par vis pour cette catégorie de bois.
- Les assemblages par vis peuvent convenir à toutes les catégories de bois, sous réserve de la disponibilité locale de vis de longueur et de qualité suffisante.

Pour rappel, **les bois de catégorie D ne sont pas recommandés pour l'ossature porteuse**, du fait de leur résistance mécanique faible et de leur durabilité très limitée, même avec traitement de préservation.

Les bois de catégorie C peuvent être utilisés uniquement pour les éléments de contreventement à l'intérieur des panneaux.

Les assemblages à entailles

Les assemblages à entailles consistent à retirer de la matière dans les pièces de bois à assembler, afin de pouvoir les emboîter. Ces assemblages peuvent être fixés par des chevilles en bois dur (uniquement pour les bois de catégorie A et B), des vis ou des clous.

Les assemblages à mi-bois se font avec des entailles d'une profondeur égale à la moitié de l'épaisseur du bois sur chaque pièce à assembler, tandis que pour les assemblages à tiers-bois la profondeur des entailles correspond à un tiers de l'épaisseur des pièces de bois. Les assemblages à tiers-bois nécessitent moins de retrait de matière et sont donc plus résistants, mais ils entraînent un décalage de hauteur entre les deux pièces de bois.

Les entailles permettent de réaliser un assemblage stable, mais le retrait de matière affaiblit ponctuellement la résistance des pièces de bois. Cet affaiblissement est particulièrement problématique dans le cas d'utilisation de bois de catégorie C qui offre une résistance et une durabilité moindres. Dans ce cas, il est nécessaire de renforcer l'assemblage à entailles avec des feuillards, des bandes métalliques ou des fils à ligature torsadés (4 brins minimum), ou de préférer un assemblage par juxtaposition.

Les assemblages à entailles sont utilisés à différentes jonctions de l'ossature bois de murs :

- Pour le rallongement des pièces de bois, principalement pour les lisses
- Pour les jonctions aux angles des lisses
- Pour la jonction des poteaux intermédiaires avec les lisses
- Pour le croisement des croix de contreventement

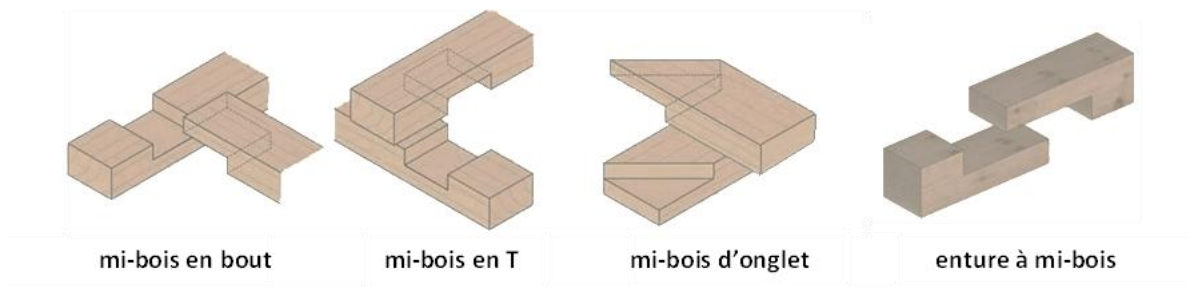


Figure 6.5.5.3.1- 2_Exemples d'assemblages à entailles à mi-bois : détails 3D

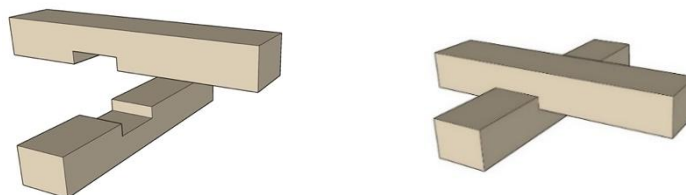


Figure 6.5.5.3.1- 1_Exemple d'assemblage en T à entailles à tiers-bois : détails 3D

Les assemblages à tenon et mortaise chevillés

Les assemblages à tenon et mortaise sont couramment observés dans les constructions anciennes en Haïti, pour l'assemblage des poteaux avec la ceinture haute, le rallongement des pièces de bois ou le remplacement des bases de poteaux.

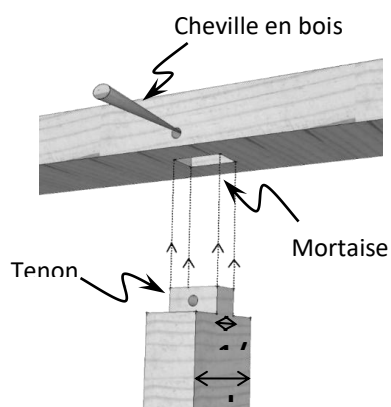
Ces assemblages ne nécessitent pas de clous ni de vis, et ils sont très résistants en traction et en compression.

Un assemblage à tenon et mortaise consiste à faire rentrer une petite partie de la pièce à fixer (le tenon) dans une encoche (la mortaise) préparée dans la pièce support. L'assemblage est traditionnellement fixé au moyen d'une ou plusieurs chevilles en bois insérées en force dans des trous pré-perçés.

Il est recommandé de réaliser des chevilles grossièrement équarries car les aspérités du bois renforcent la résistance de l'assemblage et augmentent les frottements qui dissipent l'énergie dynamique.

Du fait de la faible épaisseur du tenon, qui représente généralement un tiers de l'épaisseur de la pièce de bois, les assemblages à tenon et mortaise ne peuvent être réalisés qu'avec des bois à haute résistance et durables des catégories A et B.

Jonction d'un poteau avec la lisse haute



Allongement d'un poteau

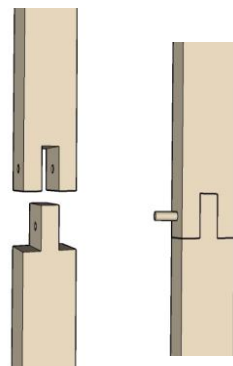


Figure 6.5.5.3.1- 3_Assemblages à tenon et mortaise chevillés : détails 3D

Les assemblages par juxtaposition

Les assemblages par juxtaposition consistent à joindre des pièces de bois sans retrait de matière, au moyen de vis ou de clous. Des feuillards ou bandes métalliques sont nécessaires pour renforcer la résistance aux séismes et cyclones.

Les assemblages par juxtaposition sont plus faciles à réaliser mais ils assurent une moins bonne stabilité de la structure que les autres types d'assemblage. Dans le cas de la fixation par clous, il faut veiller à ce que la pièce de bois ne soit pas fendue pendant la mise en œuvre.

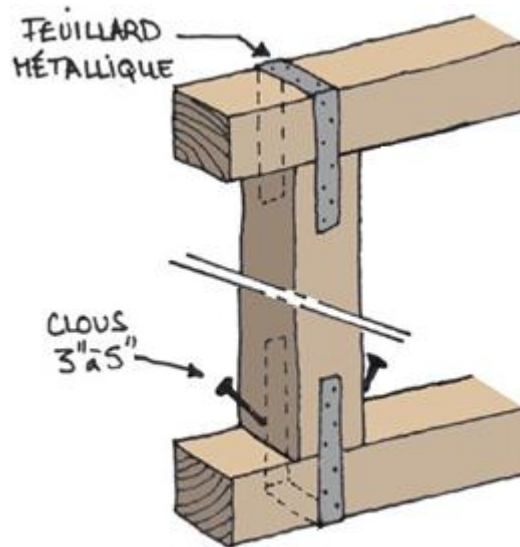


Figure 6.5.5.3.1- 4 _Principe de réalisation d'un assemblage d'un poteau avec les lisses hautes et basses par juxtaposition : détail 3D

6.5.5.3.2 Rôle des assemblages

En fonction de leur emplacement, les assemblages assurent un rôle différent :

- Les **assemblages de longueur** ou **de rallongement**, appelés « entures », qui consistent à assembler les pièces de bois bout à bout afin d'augmenter leur longueur, principalement utilisés pour prolonger les pièces des ceintures hautes et basses. Ces assemblages sont également utilisés lorsqu'une partie de la pièce de bois doit être retirée et remplacée, comme par exemple dans le cas des fondations à pieux de bois. Ils doivent résister en traction pour les ceintures hautes et basses, et en flexion pour la ceinture haute. Ils constituent un point d'affaiblissement dans la continuité des pièces de bois.
- Les **assemblages aux angles** font la jonction entre les lisses hautes et basses et les poteaux d'angle. Ils jouent un rôle essentiel car ils ne doivent pas s'ouvrir en cas de sollicitations. Ils assurent une grande partie de la stabilité de l'ossature.
- Les **assemblages des poteaux intermédiaires avec les lisses hautes et basses** permettent de maintenir les poteaux en place en cas de sollicitation sismique ou cyclonique. Ils doivent avoir une bonne résistance à l'arrachement. En cas de vents forts, les assemblages des poteaux et de la ceinture haute sont particulièrement sollicités.

Dans la construction en ossature bois porteuse, les assemblages sont les zones principales de dissipation de l'énergie dynamique (sismique ou cyclonique). En effet, grâce à leur caractère ductile, les assemblages se déforment de manière réversible pour dissiper rapidement l'énergie par frottements, et ainsi protéger l'intégrité de la structure porteuse.

Les assemblages des pièces de bois ne doivent donc pas être trop rigides, afin que la structure garde la flexibilité nécessaire pour dissiper l'énergie sans s'effondrer ni rompre les pièces de bois.

6.5.5.3.3 Assemblages de longueur ou de rallongement (entures)

Pour les grandes longueurs, il est nécessaire de connecter deux pièces de bois au moyen d'assemblages appelées « entures ». Il s'agit de réaliser des découpes et de retirer une partie de la matière aux extrémités de chacune des pièces de bois, afin de pouvoir les assembler. L'emboîtement des découpes donne une stabilité à l'assemblage. Différentes formes d'entures peuvent être réalisées, les plus courantes et les plus simples étant les entures à mi-bois. Il est également possible de réaliser des entures à tenon, qui nécessitent moins de retrait de matière et sont donc plus solides.

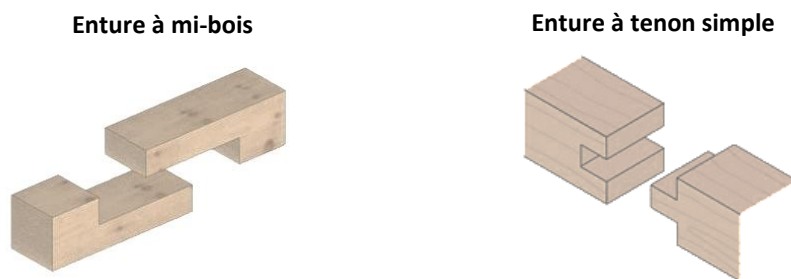


Figure 6.5.5.3.3- 1_Différents types d'entures pour les assemblages de longueur : détails 3D

Si les découpes permettent de stabiliser l'assemblage, le retrait de matière affaiblit nécessairement la résistance des pièces de bois. Aussi, les entures doivent être situées aux endroits les moins sollicités de l'ossature porteuse, et à une distance minimale de 20 cm par rapport aux autres assemblages.

En aucun cas les assemblages de rallongement ne pourront être situés au niveau des accroches de la lisse basse avec le soubassement, des jonctions des poteaux avec les ceintures hautes et basses, des murs de séparation et des renforts d'angles horizontaux.

Pour pallier à la faiblesse structurelle que représente l'assemblage de longueur, plusieurs solutions simples peuvent être mises en œuvre :

- L'assemblage est placé au-dessus d'un panneau avec remplissage, ce qui limite sa déformation en flexion vers le bas.
- Un élément complémentaire est fixé de manière à entourer l'assemblage et à sécuriser son verrouillage : feuillard ou connecteur métallique, fils à ligature, etc.

Assemblage de longueur 1 : enture à mi-bois avec cheville en bois

Les entures à mi-bois chevillées sont réalisées sur une surface de recouvrement d'au moins 30 cm.

Deux (2) trous sont percés avec une vrille ou un vilebrequin. Ils sont centrés dans la largeur de la pièce de bois et placés à au moins 5 cm des deux extrémités de l'entaille.

Les chevilles en bois de catégorie A ou B sont taillées en flèche et grossièrement équarries, puis enfoncées solidement dans les trous pré-percés jusqu'à dépasser de chaque côté de l'enture.

Les aspérités laissées sur la cheville renforcent la résistance de l'assemblage et augmentent les frottements qui dissipent l'énergie dynamique.

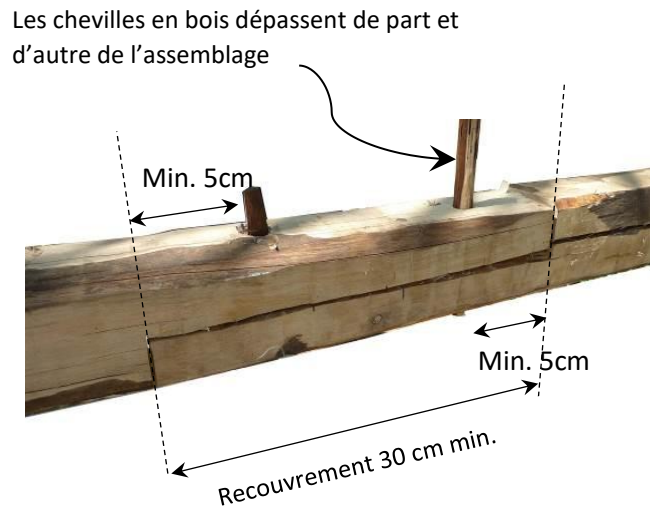


Figure 6.5.5.3.3- 2_Enture à mi-bois avec chevilles en bois, bois de catégorie A ou B uniquement : photo de mise en œuvre

Assemblage de longueur 2 : enture à tenon chevillé

Les entures de longueur à tenon chevillées sont fréquemment utilisées dans la construction traditionnelle pour remplacer les bases des poteaux servant de pieux de fondation.

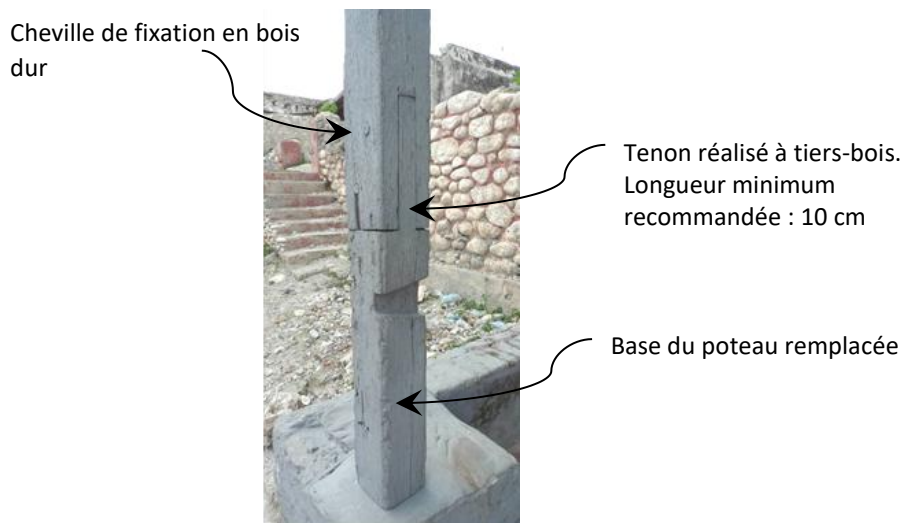


Figure 6.5.5.3.3- 3_Enture de longueur à tenon chevillé, bois de catégorie A ou B uniquement : photo de mise en œuvre

Assemblage de longueur 3 : enture à mi-bois vissée ou clouée

Les entures à mi-bois peuvent être assemblées avec des vis ou des clous de bonne qualité, de longueur adaptée à l'épaisseur des pièces de bois à assembler. Les vis et les clous ne doivent pas traverser l'assemblage de part en part pour ne pas trop affaiblir sa résistance. Pour rappel, l'utilisation de clous ne convient pas aux bois très durs de catégorie A. La surface de recouvrement de l'enture doit être d'au moins 30 cm. Au moins 3 clous 3,5" (16d) sont placés de chaque côté de l'assemblage, en quinconce d'une face à l'autre, et au minimum à 2,5 cm du bord de la pièce de bois en largeur. La distance minimum entre les extrémités des entailles et le premier trou doit être de 5 cm minimum.

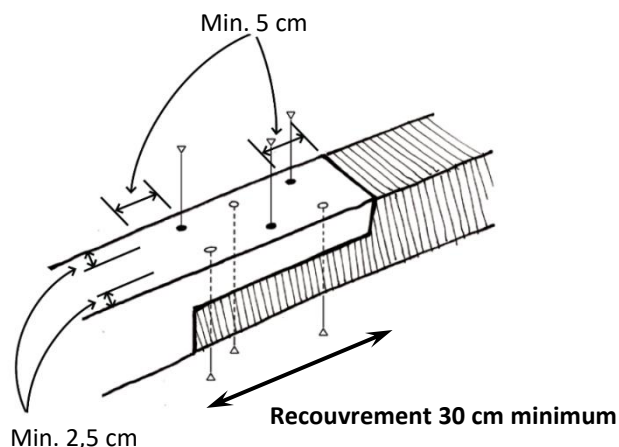


Figure 6.5.5.3.3- 4_Enture à mi-bois vissée ou clouée, schéma de mise en œuvre

6.5.5.3.4 Assemblages aux angles

Les assemblages des angles de l'ossature bois permettent de joindre les éléments des ceintures haute et basse avec les poteaux d'angles. Ces assemblages sont particulièrement soumis aux sollicitations dynamiques et doivent être suffisamment résistants pour assurer la continuité du chaînage haut et bas, et ainsi éviter l'écartement des angles.

Deux types d'assemblages des ceintures haute et basse aux angles sont possibles :

- Les **assemblages d'angles à tiers-bois** nécessitent un moindre retrait de matière que ceux à mi-bois et sont, de ce fait, plus résistants.
Le tiers-bois impose un décalage de hauteur entre les deux pièces de bois, ce qui laisse suffisamment de matière pour permettre la connexion du poteau d'angle et de la sablière avec tenon-mortaise et cheville en bois (uniquement avec du bois de catégorie A ou B).
La poutre traverse (entrait de la ferme de charpente) est entaillée à tiers-bois et placée en chevauchement sur la sablière. Les deux pièces de bois sont fixées entre elles par enroulement d'un feuillard de gauge 16 minimum, avec au moins 10 clous 3,5" (16d).
Pour une meilleure résistance, laisser dépasser les pièces de bois d'au moins 10 cm après l'assemblage.
- Les **assemblages d'angles à mi-bois** sont plus fragiles que ceux à tiers-bois et ne permettent pas la jonction avec un poteau d'angle par tenon-mortaise. Des feuillards ou bandes métalliques sont alors nécessaires pour joindre les deux parties de la lisse et le poteau d'angle.
Deux (2) feuillards sont croisés à angle droit sous la lisse basse et par-dessus la lisse haute, et une longueur de 10 cm minimum est prévue pour la fixation sur les côtés du poteau d'angle. Chaque brin des feuillards est fixé avec au moins 2 clous de 3,5" (16d) sur la face horizontale des lisses et au moins 3 clous 3,5" (16d) sur chaque face verticale du poteau.
Le poteau d'angle est également fixé sur les lisses basse et haute par 2 vis ou clous en diagonale, de longueur 3,5" (16d) à 5" (40d) selon la section du poteau. L'utilisation de taquet en bois dans les coins de jonction permet de faciliter la mise en œuvre des vis ou clous en diagonale.

Quel que soit le type d'assemblage choisi, les angles de la ceinture haute doivent impérativement être renforcés par des renforts d'angles horizontaux. (Cf chapitre 6.5.5.4 Contreventement des murs à ossature bois)

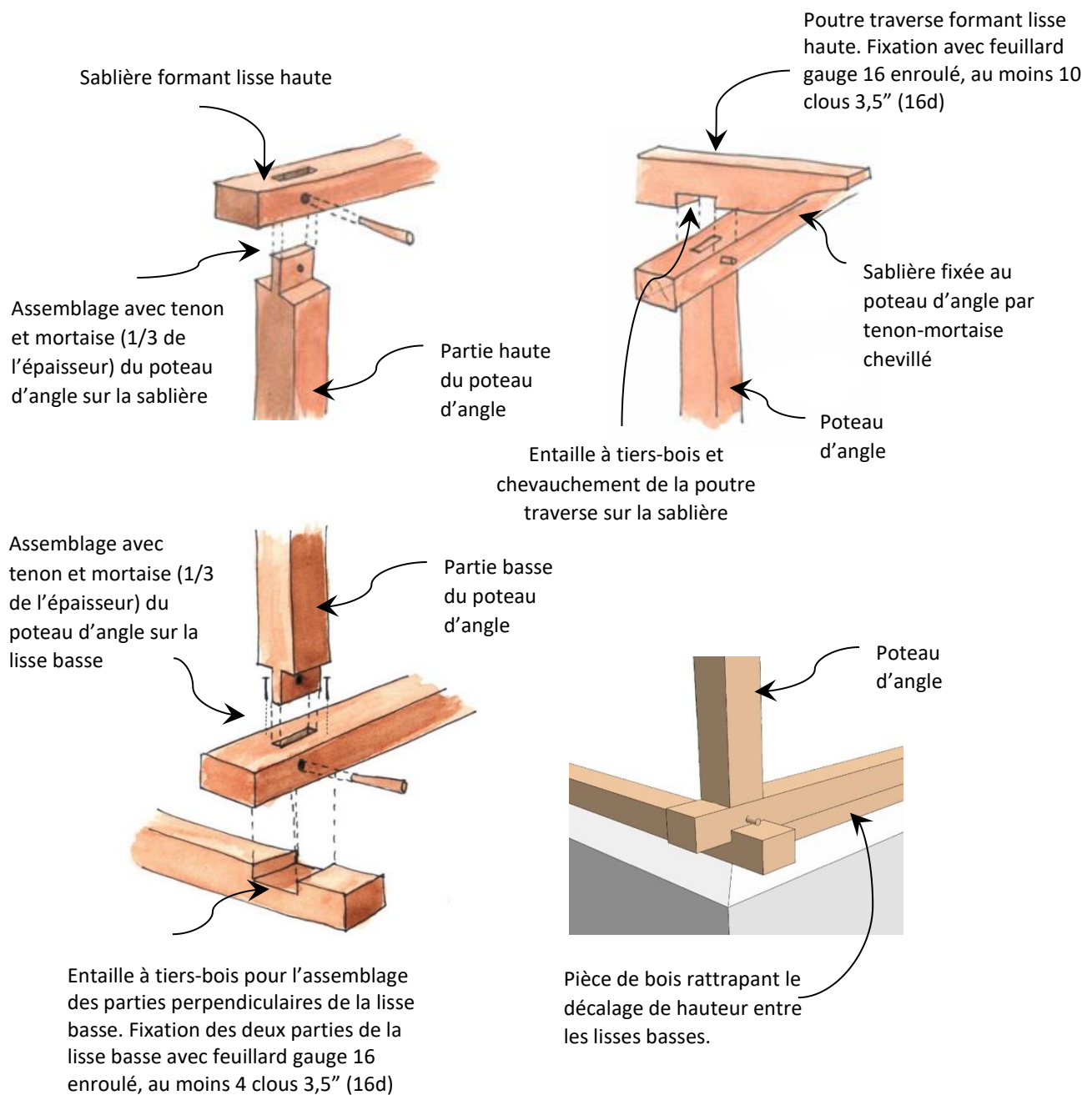


Figure 6.5.5.3.4- 1_Principe d'assemblages d'angles à tiers-bois, bois de catégories A ou B uniquement : détails d'exécution en 3D

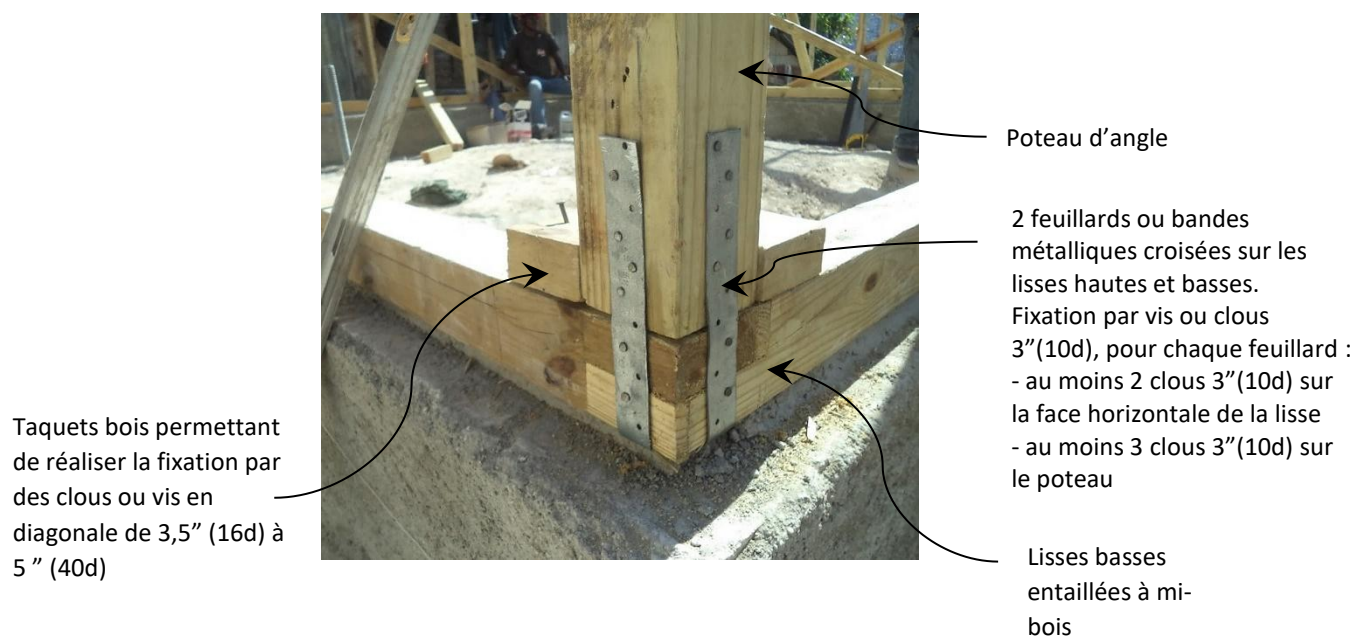
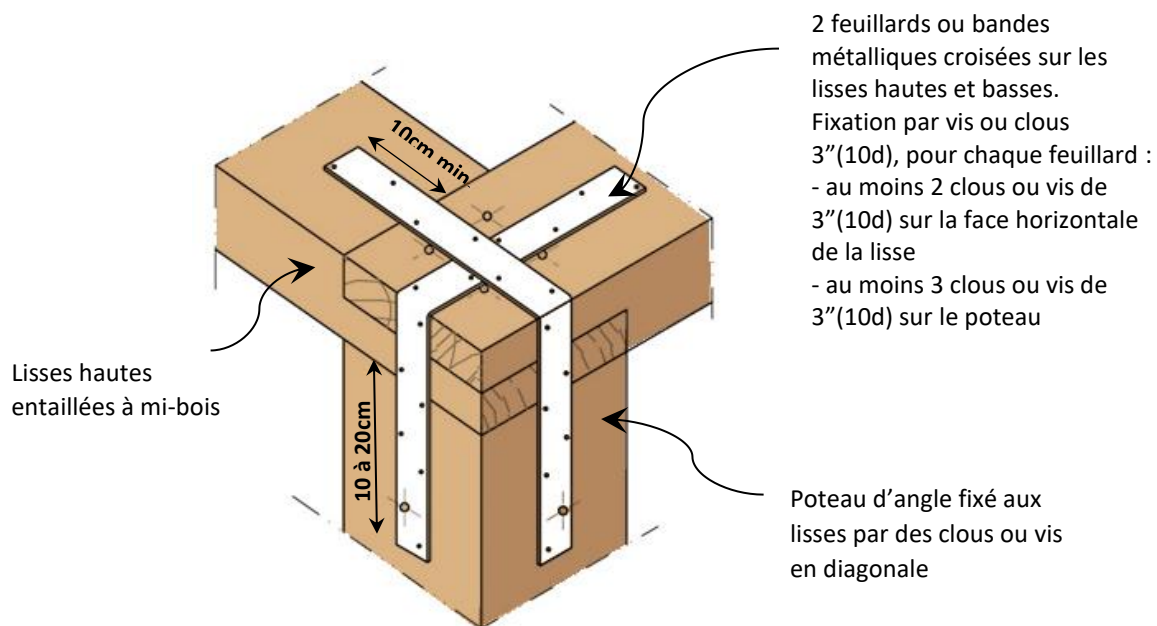


Figure 6.5.5.3.4- 2_Principe d'assemblage mi-bois aux angles : détails d'exécution en 3D et photo de mise en œuvre

6.5.5.3.5 Assemblages des poteaux intermédiaires avec les lisses hautes et basses

Les poteaux intermédiaires doivent être fixés aux lisses de manière à résister à l'arrachement en cas de séisme ou de cyclone, tout en permettant la dissipation de l'énergie par la relative souplesse des assemblages. Plusieurs solutions d'assemblages peuvent être mises en œuvre :

- Les assemblages à entailles en bout à mi-bois chevillés, vissés ou fixés avec des feuilards métalliques. Ce type d'assemblage ne peut être réalisé qu'avec des bois de catégories A ou B.
- Les assemblages par juxtaposition avec feuilards ou bandes métalliques vissées ou clouées. Le poteau intermédiaire est maintenu sur les lisses basse et haute par au moins 2 clous de 3,5" (16d), fixés en diagonale. Le feuillard est placé en U sous ou sur les lisses avec un recouvrement d'au moins 10 cm de part et d'autre du poteau, puis fixé par au moins 2 clous 3,5" (16d) sur la face horizontale des lisses, et au moins 3 clous 3,5" (16d) sur chacune des faces du poteau.

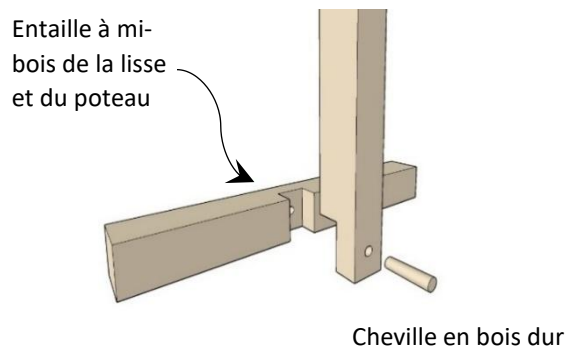


Figure 6.5.5.3- 1_Assemblage des poteaux intermédiaires avec les lisses, mi-bois chevillé ou avec feuillard : détails 3D

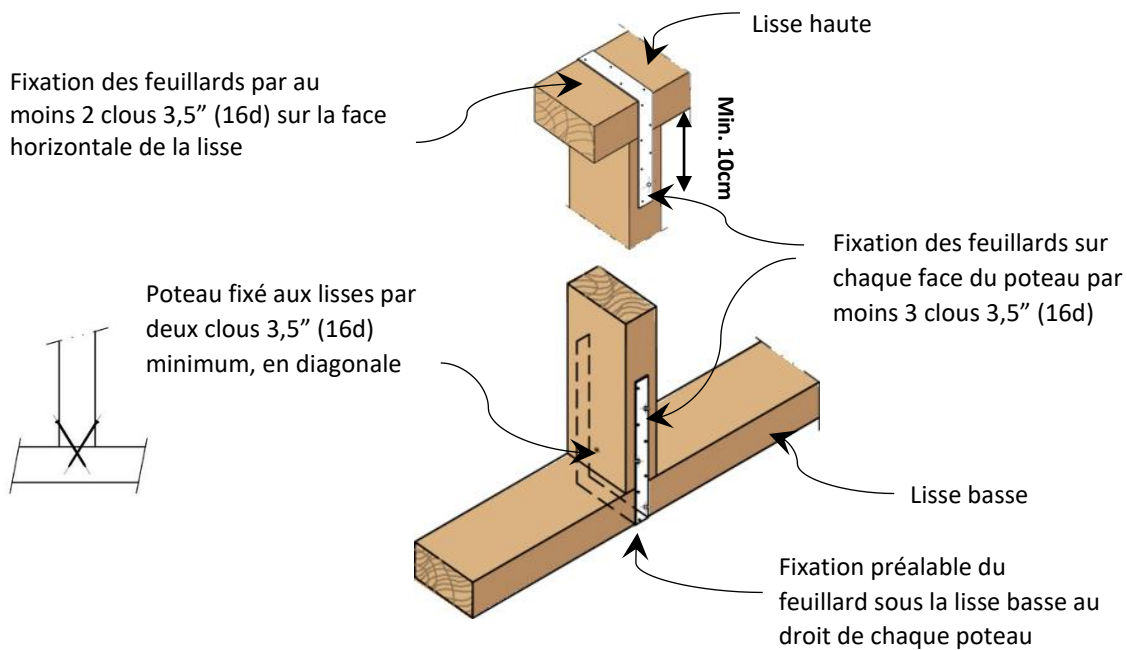


Figure 6.5.5.3- 2_Assemblage des poteaux intermédiaires aux lisses par feuilards ou bandes métalliques : détails 3D

6.5.5.4. Contreventement des murs en ossature bois

Le contreventement permet d'assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus des éventuelles sollicitations, principalement le vent et les séismes. Son rôle est d'éviter une trop grande déformation de la structure, tout en permettant la dissipation de l'énergie par les micromouvements et les frottements au niveau des assemblages. Le contreventement sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage, par exemple les poteaux, vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Pour assurer une stabilité suffisante en zone sismique et cyclonique, l'ossature bois des murs doit être suffisamment contreventée :

- Dans le plan horizontal pour assurer la stabilité des angles au niveau de la lisse haute ;
- Dans le plan vertical pour éviter une trop grande déformation des rectangles formés par l'ossature des murs.

Les angles de la structure en ossature bois sont particulièrement soumis aux sollicitations dynamiques et doivent être contreventés avec soin, tant sur le plan horizontal que sur le plan vertical.

Les éléments de contreventement sont fortement soumis aux intempéries, ils doivent donc être réalisés avec du bois suffisamment durable, de catégorie C minimum.

6.5.5.4.1 Répartition des éléments de contreventement

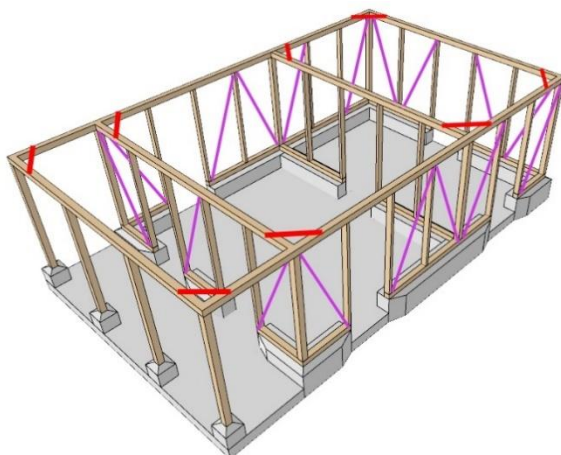
En tenant compte des contraintes des zones sismiques de catégorie C, il est recommandé de contreventer l'ossature des murs autant que possible afin d'éviter les déformations irréversibles de la structure et d'assurer un transfert optimal de l'énergie dynamique vers les fondations.

Le contreventement peut être assuré par plusieurs éléments, en fonction du type de fermeture des murs choisi :

- Les **renforts d'angles horizontaux** renforcent la jonction des lisses hautes au niveau des murs principaux et secondaires. Ils sont nécessaires quel que soit le type de fermeture des murs ;
- Des éléments en bois fixés en diagonale permettent de **triangler** les panneaux. Ils sont placés à l'intérieur de tous les panneaux des murs principaux ne comportant pas d'ouvertures. Dans les zones moins exposées aux risques sismique et cyclonique, il est possible de réduire le nombre de panneaux contreventés par triangulation, mais un contreventement triangulé des panneaux d'angles est toujours nécessaire.
- Les habillages intérieur et/ou extérieur en planches permettent de ceinturer l'ensemble de l'ossature, et ainsi d'assurer une grande partie du contreventement. Les remplissages en clissage et torchis contribuent également à contreventer la structure. Pour ces deux solutions de fermeture des murs il est nécessaire d'associer des éléments de triangulation dans les panneaux, au minimum dans les panneaux d'angles.

Dans les zones moins exposées aux risques sismique et cyclonique, il est possible de réduire légèrement le contreventement vertical, en priorisant le contreventement efficace des angles des murs et à proximité des portes.

Exemple 1 : contreventement horizontal des angles et triangulation des panneaux sans



Exemple 2 : contreventement horizontal des angles, triangulation des panneaux d'angles et ceinturage par l'habillage en planches

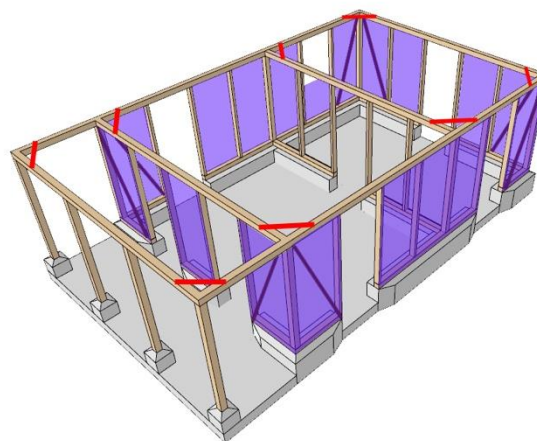


Figure 6.5.5.4.1- 1_Principes de répartition des contreventements appropriés pour la construction en zone sismique C

6.5.5.4.2 Renforts d'angles horizontaux

Les renforts d'angles horizontaux doivent être placés dans tous les angles formés par les murs principaux et secondaires de l'ossature, et ce quel que soit l'exposition aux risques de la zone de construction et le type d'habillage des murs choisi. Ils doivent également être mis en œuvre dans les angles formés par la structure de la galerie.

Le renfort d'angle est fixé en diagonale entre les deux parties de la lisse haute, en réalisant dans l'épaisseur du renfort une entaille à mi-bois ou à tiers-bois (préférable car donnant une meilleure résistance). La longueur minimale recommandée du renfort d'angle est de 60 cm, permettant d'obtenir un triangle de contreventement efficace. La fixation du renfort sur les lisses se fait avec au moins 3 vis ou clous de 3" (10d) de chaque côté.

Du fait de son rôle essentiel dans la stabilité et la résistance de l'ossature, le renfort d'angle doit être réalisé avec un bois offrant une grande résistance et une bonne durabilité de catégorie A ou B.

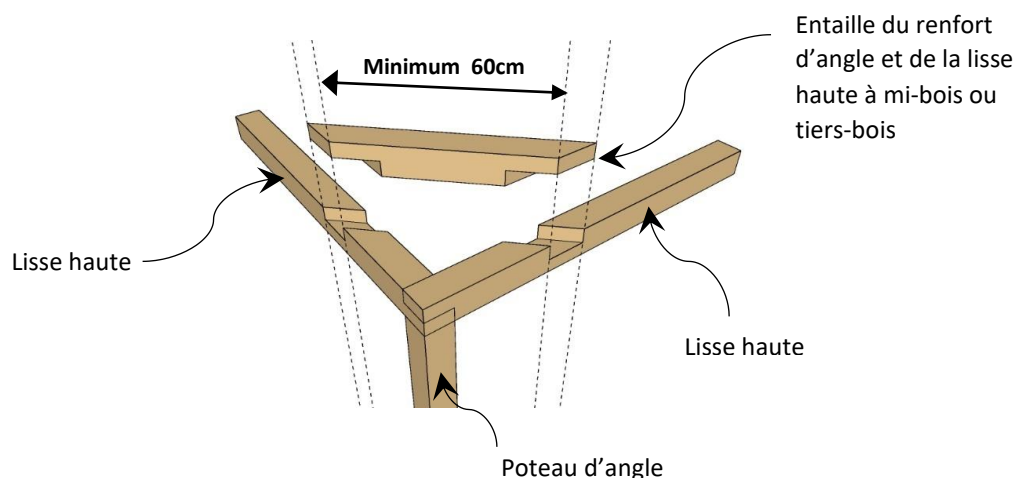


Figure 6.5.5.4.2- 1_Renforts d'angles horizontaux entre lisses hautes : détail 3D

6.5.5.4.3 Contreventement par triangulation à l'intérieur des panneaux

Le contreventement par triangulation consiste à mettre en œuvre des pièces de bois en diagonale, permettant de remplacer les rectangles, déformables, par des triangles, indéformables.

Dans le cas de petits bâtiments à ossature bois, la triangulation se fait dans l'épaisseur des murs, à l'intérieur des panneaux qui accueilleront le remplissage.

Les contreventements permettent également de confiner la maçonnerie de remplissage, réduisant ainsi les risques d'éboulement des murs en cas de séisme ou de cyclone. (Cf 6.5.6.1_ Remplissage en petites pierres)

Contreventement par diagonales toute hauteur

Dans les maisons traditionnelles anciennes, il est courant de voir une triangulation par un élément diagonale sur toute la hauteur du panneau. Cette solution technique nécessite une pièce de bois de section similaire ou légèrement inférieure à celle des poteaux, et du bois de catégorie A ou B. L'assemblage peut se faire par tenon et mortaise chevillé, ou par vissage ou clouage.

Les diagonales sont placées à l'intérieur de chaque panneau libre d'ouverture, en veillant à alterner autant que possible le sens de mise en œuvre afin d'offrir une stabilité dans les deux directions opposées.

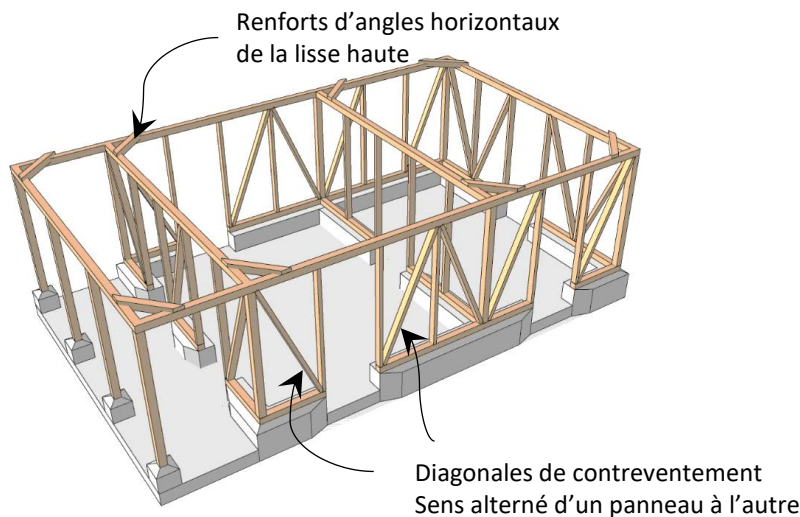


Figure 6.5.5.4.3- 1_Contreventement par diagonales toute hauteur : 3D et photo d'une maison ancienne à Jacmel

Contreventement par diagonales des panneaux subdivisés

Les panneaux peuvent être subdivisés en hauteur en deux ou trois parties avec des lisses intermédiaires en bois de catégorie C minimum, fixées par vissage ou clouage sur les poteaux. Les lisses intermédiaires participent au contreventement de la structure car elles maintiennent l'écartement entre les poteaux en cas de sollicitations dynamiques.

Chaque subdivision du panneau est triangulée avec un élément en diagonale dont le sens est alterné. Les diagonales sont également alternées autant que possible avec les subdivisions du panneau suivant. Les éléments en diagonale peuvent être réalisés avec des planches d'une épaisseur minimale de 1", vissées ou clouées sur les lisses hautes, basses et intermédiaires.

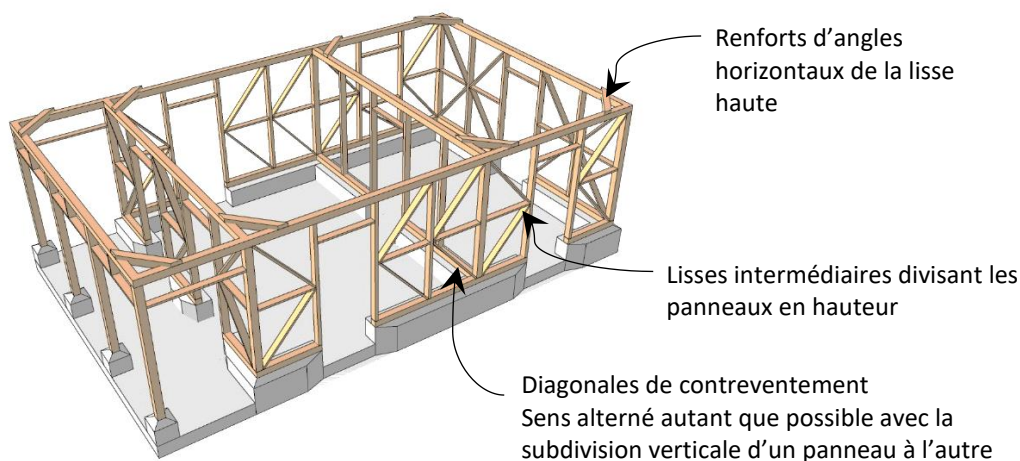


Figure 6.5.5.4.3- 2_Contreventement par diagonales des panneaux subdivisés : principe 3D

Contreventement par croix de Saint-André de panneaux subdivisés

Les panneaux subdivisés par des lisses intermédiaires peuvent être contreventés par des croix de Saint-André (croix en forme de X) réalisées avec des planches d'une épaisseur minimale de 1" en bois de catégorie C minimum. Cette solution offre une bonne résistance dans les deux directions et permet de créer de plus petits espaces de confinement pour le remplissage en maçonnerie. Elle est donc très intéressante pour le comportement para-sinistres du bâtiment.

Les croix de Saint-André peuvent être assemblées avec deux méthodes :

- Assemblage avec entaille à mi-bois : les deux diagonales de la croix sont entaillées à leur point de jonction et emboîtées. Cette solution demande une bonne précision d'ajustement pour éviter les jeux aux angles et au croisement.
- Assemblage avec une diagonale continue et une diagonale en deux morceaux : les deux morceaux de diagonale sont assemblés au centre et sont légèrement décalés pour permettre leur fixation par des vis ou des clous 2,5" (8d). Cette solution technique est plus simple à réaliser mais est moins résistante que l'assemblage à mi-bois.



Figure 6.5.5.4.3- 3_Contreventement par croix de Saint-André des panneaux subdivisés : photo de mise en œuvre

**Assemblage avec entaille
à mi-bois**



**Assemblage avec une diagonale
continue et une diagonale en
deux morceaux**



Figure 6.5.5.4.3- 4_Photos de différents assemblages des croix de Saint-André

6.5.5.4.4 *Contreventement par l'habillage des murs en bardage de planches*

L'ossature des murs peut être contreventée grâce à l'habillage extérieur et/ou intérieur des murs en bardage de planches. Ce type d'habillage est très fréquent dans les maisons traditionnelles.

Le bardage en planches permet de ceinturer l'ossature dans son ensemble. Les planches jouent également un rôle de dissipation de l'énergie en cas de séisme ou de cyclone au niveau de leurs fixation et de leurs jonctions entre elles. La mise en œuvre du bardage doit être rigoureuse, et une attention particulière doit être portée à la fixation sur l'ossature, en particulier aux angles des murs principaux.

Pour augmenter la résistance de ce type de contreventement, il est recommandé de lui associer des triangulations à l'intérieur des panneaux, en particulier dans les angles du bâtiment.



Figure 6.5.5.4.4- 1_Bardage de planches assurant le contreventement de l'ossature : photos d'une maison à La Vallée-de-Jacmel, localité de Morne-à-Bruler

6.5.5.4.5 Contreventement des bâtiments avec remplissage en clissage et torchis

Le remplissage des murs en clissage et torchis, appelé « *klisad* », est une solution technique de fermeture des murs peu coûteuse très répandue partout en Haïti. (cf. [Chapitre 6.5.6.3_Remplissage en clissage et torchis](#))

Le tressage de lattes en bois de palmier (*palmis*) ou de petit bois de récupération permet de constituer des panneaux rigides, qui contribuent grandement au contreventement de l'ossature bois.

Cependant, il reste nécessaire de renforcer le contreventement des angles du bâtiment avec des éléments de triangulation. L'épaisseur des murs ne permet généralement pas de combiner la triangulation et le clissage dans l'épaisseur du panneau. Aussi, il est recommandé d'utiliser un matériau de remplissage différent pour les panneaux d'angles, permettant de contreventer par triangulation plus facilement : maçonnerie de petites pierres, briques, etc.

Tous les angles du bâtiment doivent être réalisés avec le même matériau de remplissage pour assurer un comportement homogène en cas de sollicitations dynamiques.

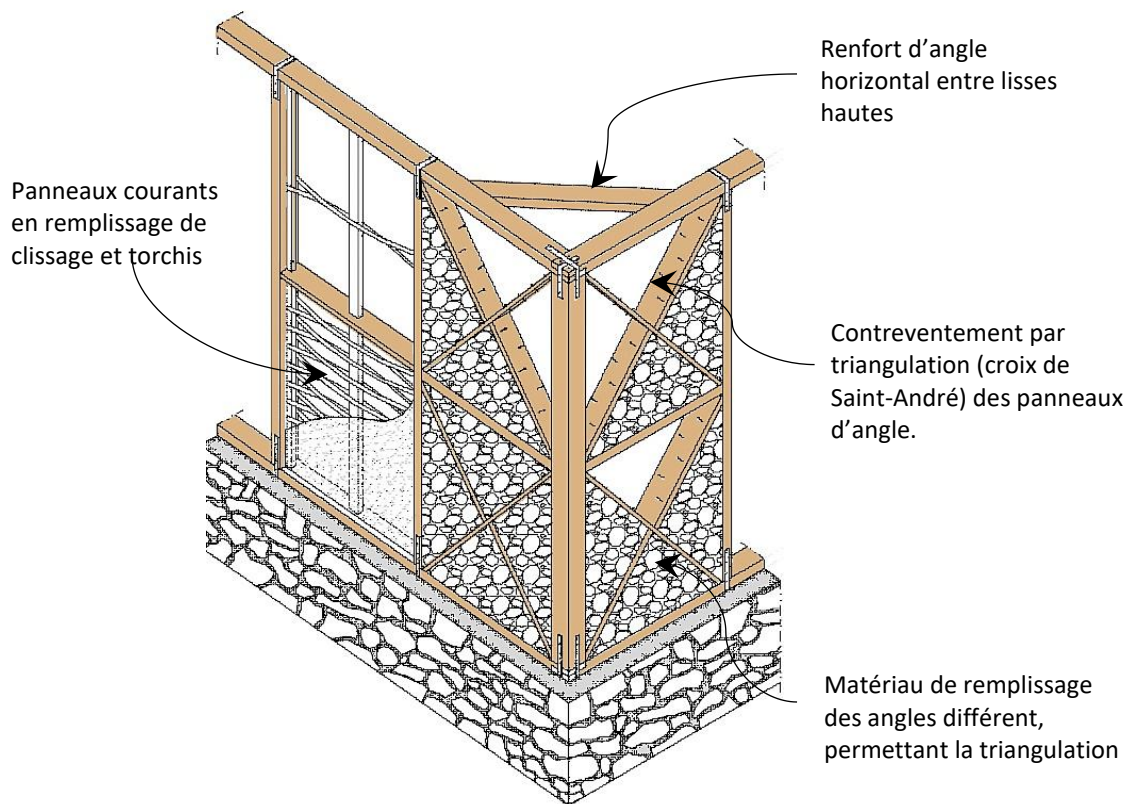


Figure 6.5.5.4.5- 1_Différenciation des remplissages aux angles et triangulation : principe 3D

6.5.5.4.6 Contreventement des allèges et des impostes des ouvertures

L'allège est la partie du mur situé sous l'appui d'une fenêtre.

L'imposte est la partie supérieure fixe d'une porte ou fenêtre, présente généralement lorsque la hauteur sous plafond dépasse 2 m.

En l'absence d'un habillage des murs en planches ou en panneaux rigides, les allèges et impostes doivent être contreventées pour renforcer la structure au niveau des ouvertures. Pour cela, plusieurs solutions peuvent être mise en œuvre :

- Trianguler l'allège et ou l'imposte avec une diagonale ou une croix de Saint-André avant de réaliser le remplissage
- Réaliser une imposte en bois, ajourée ou non, fixée dans l'espace au-dessus de la porte. Cet élément devra être réalisé avec une ou plusieurs planches de bois de catégorie A ou B et d'une épaisseur de 1" minimum.



Figure 6.5.5.4.6- 1_Contreventement des allèges et impostes des ouvertures : photos de mise en œuvre

6.5.5.4.7 Contreventement des panneaux d'angles avec fenêtres

Les angles du bâtiment sont particulièrement sollicités en cas de séisme et de cyclone, ils doivent donc être contreventés avec soin. L'absence d'ouvertures dans les angles permet de trianguler ou de ceinturer les panneaux d'angles sur toute leur hauteur, offrant ainsi un maximum de résistance.

Cependant, de nombreuses typologies d'habitat traditionnel comportent des fenêtres dans les panneaux d'angles de la façade principale, avec des murs en remplissage maçonnés ou en bardage de planches en bois. Dans ce cas, le contreventement des angles doit comprendre :

- Un renfort d'angle entre les lisses hautes ;
- Une triangulation de l'allège de la fenêtre, du panneau perpendiculaire et du panneau adjacent, y compris dans le cas d'un habillage en bardage de planches ;
- Selon la hauteur du bâtiment, l'imposte au-dessus de la fenêtre sera triangulée ou comportera un panneau en bois, ajouré ou non.



Renfort d'angle
horizontal entre lisses

Figure 6.5.5.4.7- 1_Contreventement des panneaux d'angles avec fenêtres : photos d'une maison à La Vallée-de-Jacmel

6.5.5.4.8 Contreventement de la galerie

La galerie, en tant qu'espace ouvert, ne comporte généralement pas de panneaux pleins. L'espacement entre les poteaux, limité à 2 m à l'entraxe, doit être contreventé de manière à garder de larges ouvertures.

Dans le cas d'une galerie incluse sous la toiture principale, les renforts d'angles entre les lisses hautes sont obligatoirement présents aux angles extérieurs de la galerie. Le plafond de la galerie, constitué de petites poutres (solives) et de planches, crée un diaphragme rigide. Les galeries sous la toiture principale et avec plafonnement présentent donc un contreventement plus efficace par rapport aux galeries en casquette.

Le contreventement de la galerie peut être renforcé par des impostes décoratives, très fréquentes dans l'architecture traditionnelle.

Dans le cas d'une galerie en casquette, dont la charpente est détachée de celle de la toiture principale, il est possible de fixer des renforts d'angles verticaux en bas de pente, de manière à ne réduire la hauteur de passage que ponctuellement.

Les balustres participent également au contreventement. Cependant, les balustres ne doivent pas être réalisées en maçonnerie lourde entre les poteaux car cela représente un danger pour la structure bois en cas de séisme ou de cyclone. (Cf : 6.5.10)

Renfort d'angle horizontal
entre lisses hautes aux
extrémités de la galerie

Plafond de la galerie en perron : les solives
(poutres) et les planches créent un diaphragme
rigide

Les impostes décoratives
renforcent le
contreventement entre
poteaux



Renfort vertical en bois aux
angles en bas de pente

Figure 6.5.5.4.8- 1_Solutions de contreventement de la galerie : principes 3D et photos de mise en œuvre

6.5.6. Remplissage et habillage des murs

Le remplissage ou l'habillage des murs est le système constructif qui permet de fermer le bâti entre les poteaux ou contre les poteaux de l'ossature bois. Pour un système de remplissage entre poteaux, on appelle « panneau » l'ensemble réalisé se retrouvant entre deux poteaux.

Le remplissage et l'habillage des murs sont des éléments secondaires qui n'ont pas un rôle structural. Ils répondent cependant à plusieurs fonctions :

- La **fermeture** du bâti pour préserver l'intimité à l'intérieur ;
- La **protection** contre les intempéries, la chaleur, le froid et contre l'intrusion ;
- Le **contreventement** est renforcé dans le cas d'un habillage en planches par exemple ;
- **Rôle de fusible** en cas de sollicitations dynamiques : les éléments de remplissage ou d'habillage dissipent l'énergie en se fissurant, en cassant, ou en tombant par petits morceaux. Leur endommagement en cas de séisme ou de cyclone est donc souhaitable, mais il ne doit pas avoir d'impact sur la stabilité de la structure porteuse et sur la sécurité des biens et des personnes présents à l'intérieur.

Le choix d'un système de remplissage ou d'habillage dépend de différents critères : disponibilité des matériaux, esthétique, coût, savoir-faire requis, durabilité, facilité d'entretien, etc.

Plusieurs systèmes de fermeture des murs fréquemment utilisés dans l'architecture vernaculaire sont présentés dans ce document :

- Pour les remplissages entre poteaux : maçonnerie de petites pierres (*ti wòch*), gravats de récupération, clissage et torchis, briques de terre crue ou cuite ;
- L'habillage en planches fixé en applique sur les poteaux, à l'extérieur ou à l'intérieur

Des essais sismiques et calculs d'ingénierie ont été réalisés sur une structure en ossature bois porteuse avec remplissages en petites pierres. Les recommandations concernant les autres solutions de remplissage et d'habillage proposées dans ces directives s'appuient sur l'observation du comportement de bâtiments anciens et récents, en particulier lors des différents aléas naturels majeurs (séismes et ouragans) depuis 2010.

6.5.6.1. Remplissage en petites pierres « *ti wòch* »

Dans l'architecture vernaculaire, il est courant de trouver des remplissages en maçonnerie de petites pierres, appelé « *ti wòch* ». Ce type de remplissage est parfois réservé seulement à la façade principale, les autres murs étant réalisés en clissage, moins coûteux.

Pour satisfaire les exigences para-sinistres, le remplissage en petites pierre doit remplir un rôle de fusible, c'est-à-dire qu'il doit pouvoir dissiper l'énergie dynamique grâce à un **endommagement progressif**, sans représenter de danger ni pour les habitants et les biens à l'intérieur du bâtiment, ni pour la structure porteuse.

Pour cela, plusieurs dispositions techniques sont possibles et combinables :

- Maçonner les pierres avec un mortier souple, sans ciment ou avec un faible dosage de ciment. Les panneaux de remplissage doivent pouvoir se fissurer ou laisser échapper quelques pierres en dissipant l'énergie. L'utilisation d'un mortier trop fortement dosé en ciment conduirait au basculement du panneau entier, représentant alors un danger important.
- Réaliser la maçonnerie avec des pierres de petites dimensions, environ 10 cm d'épaisseur et de hauteur et maximum 20 cm en largeur. Utiliser les plus petites pierres pour les parties les plus hautes du mur.
- Soigner la réalisation de la maçonnerie : poser les petites pierres à plat, avec des joints fins. Utiliser un coffrage pour faciliter une pose correcte.
- Confiner les pierres dans des espaces de petites dimensions grâce à la triangulation (contreventement) des panneaux.

- Limiter la chute des pierres par des solutions qui améliorent leur maintien dans les panneaux : fixation de clous sur les éléments de triangulation des panneaux, mise en place de fils barbelés dans les remplissages, etc. L'ajout de fibres dans le mortier permet de limiter la chute des pierres.
- Empêcher la chute des pierres vers l'intérieur en fixant des planches à espacement régulier, tous les 10 à 15cm, en bardage intérieur (technique de « l'étranglé »)
- Si des enduits de finition sont réalisés, préférer des enduits souples, sans ciment ou faiblement dosés en ciment, qui autoriseront plus facilement la fissuration. (Cf : 6.5.8.1)

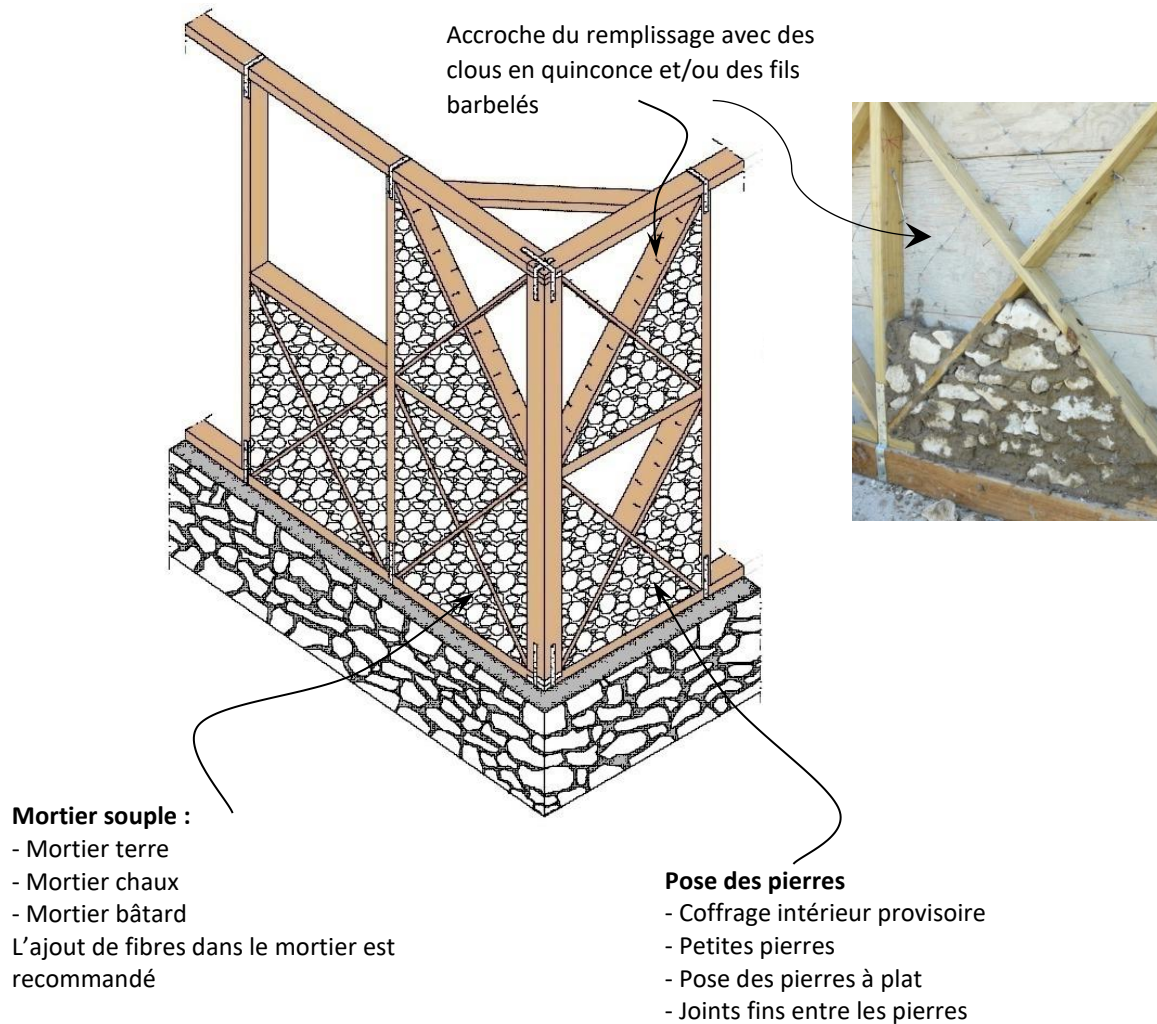
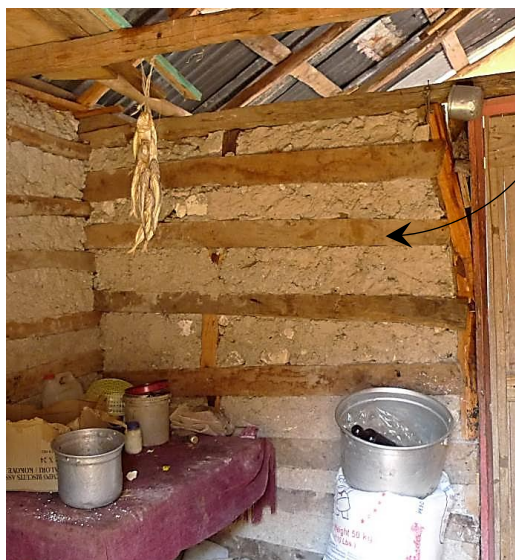


Figure 6.5.6.1- 1_Principe de réalisation d'un remplissage en petites pierres « ti wòch » dans des panneaux subdivisés et triangulés : détail 3D et photo de mise en œuvre



Les planches fixées à l'intérieur avec des espacements réguliers (15 à 20cm) permettent de contreventer en partie la structure et empêchent la chute de pierres à l'intérieur.



Figure 6.5.6.1- 2_Maçonnerie de petites pierres, méthode « étranglé » : photos de maisons vernaculaires

6.5.6.2. Remplissage en gravats de récupération

Il est possible de remplacer les petites pierres par des gravats et débris de maçonnerie de roche ou de béton issus de récupération, notamment dans le cas d'une réponse post-catastrophe.

Les gravats doivent être débarrassés de toute matière non minérale et des éventuels restes de ferrailage. Ils doivent être calibrés à environ 10 cm d'épaisseur et de hauteur, et maximum 15 cm en largeur. Les préconisations de pose sont identiques à celle de la maçonnerie de petites pierres.

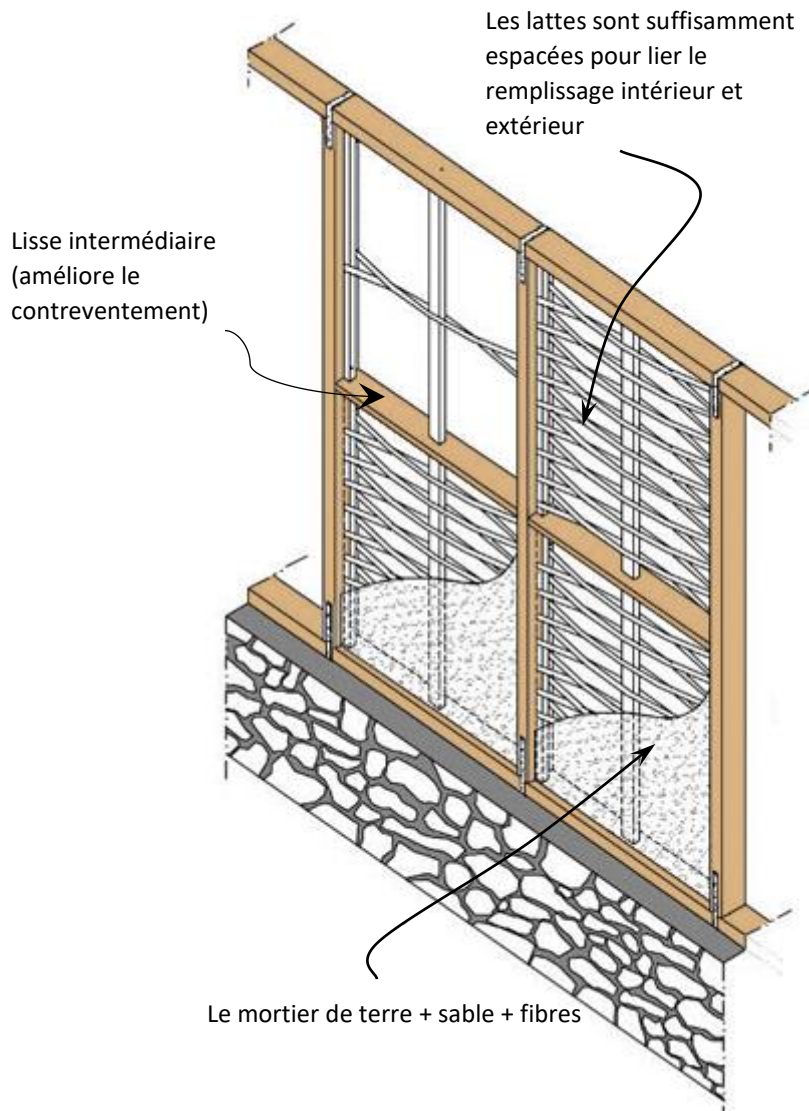


Figure 6.5.6.2- 1_Remplissage en gravats de récupération : photos de mise en œuvre

6.5.6.3. Remplissage en clissage et torchis

Le clissage ou « *klisad* » est réalisé traditionnellement avec des lattes de palmier (*palmis*) ou avec des petits bouts de bois de récupération, dont les interstices sont remplis à la main avec un mortier de terre argileuse (torchis).

Trois montants verticaux sont fixés à l'intérieur du panneau à remplir, et les lattes sont tressées entre ces montants, en alternant le sens de tressage d'une latte à l'autre. Les lattes sont grossièrement équarries pour améliorer l'accroche du mortier avec les aspérités du bois. Les espaces sont remplis avec un mortier souple et fibré, en prenant soin de remplir complètement les interstices avec la matière. Un enduit de finition souple est appliqué à l'intérieur et à l'extérieur.



Pose du mortier fibré sur et entre les lattes

Figure 6.5.6.3- 1_Remplissage en clissage et torchis : principe 3D et photos de mise en œuvre

6.5.6.4. Remplissage en briques

Les remplissages en maçonnerie de brique de terre crue (adobes) ou de terre cuite ont un fonctionnement para-sinistre similaire à la maçonnerie de petites pierres. Ils sont plus difficiles à mettre en œuvre dans des panneaux triangulés car les briques doivent être coupées pour s'ajuster au niveau des éléments en diagonale.

Dans le cas de panneaux non triangulés (déconseillés en zone à haut risque sismique et cyclonique), chaque hauteur de panneau doit être subdivisée en au moins 3 parties par des lisses intermédiaires

Les lignes de briques sont maçonnées en quinconce avec un mortier souple. Pour améliorer le comportement para-sinistre, il est recommandé de fixer horizontalement deux clous 3" (10d) de part et d'autre sous chaque rangée de briques. Un enduit de finition souple peut être appliqué à l'intérieur et/ou à l'extérieur.

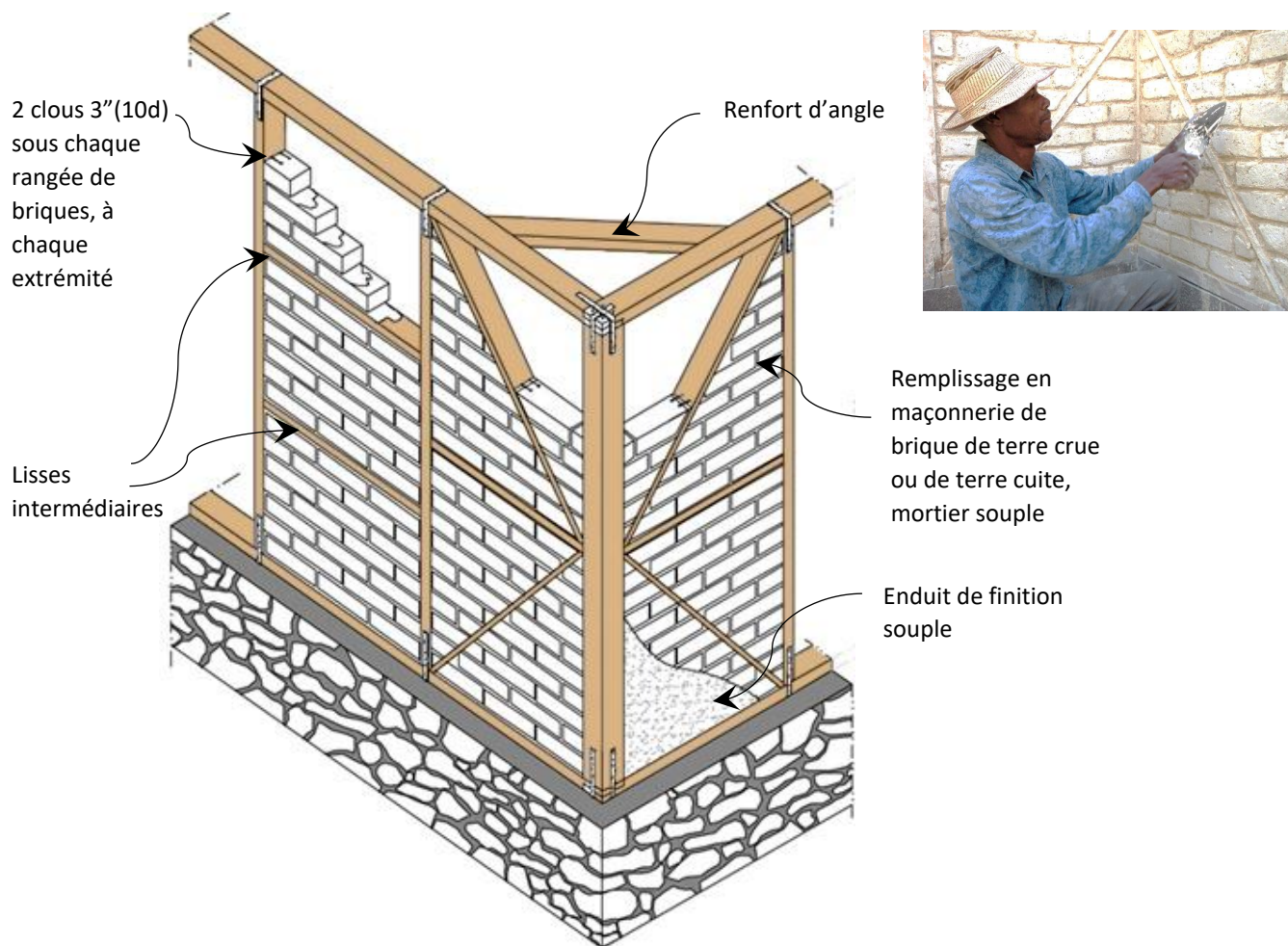


Figure 6.5.6.5- 1_Remplissage avec des briques de terre crue ou de terre cuite : principe 3D et photos de mise en œuvre

6.5.6.5. Habillage en bardage de planches

Les habillages en bardage de planches sont fréquemment observés dans les constructions vernaculaires. Les planches peuvent être fixées sur la face extérieure de l'ossature ou à l'intérieur en association avec un remplissage dans les panneaux (roches, briques, etc.). Dans les maisons urbaines, on observe souvent un bardage en planches à l'extérieur et à l'intérieur, enserrant un remplissage en maçonnerie de pierre.

Ce type de fermeture des murs permet de contreventer efficacement l'ossature bois en ceinturant l'ensemble du bâtiment. En cas de sollicitations dynamiques, les planches dissipent l'énergie par les nombreux frottements et par leur rôle de fusible. Il est recommandé de renforcer le contreventement par des éléments de triangulation des panneaux, au moins dans les angles extérieurs du bâtiment.

Les planches sont fixées horizontalement, vissées ou clouées sur tous les poteaux de l'ossature. Les types de pose les plus communs sont :

- La **pose à recouvrement**, dit « à clin » : les planches sont fixées les unes par-dessus les autres, légèrement en biais pour absorber l'épaisseur de la planche en-dessous. Un recouvrement minimum de 2 cm est recommandé. Chaque planche est vissée ou clouée au moins une fois sur sa hauteur au niveau de chaque poteau de l'ossature. La fixation se fait au niveau de la zone de contact avec le poteau : en partie haute pour les planches plates, en partie centrale pour les planches bombées (*palms*).
- La **pose à chevauchement** : les tranches des planches sont façonnées en biais inversés d'un bord à l'autre, permettant une fixation à plat. Chaque planche est vissée ou clouée au moins deux fois sur sa hauteur au niveau de chaque poteau de l'ossature.
- La **pose à emboîtement** : les tranches des planches sont façonnées avec des rainures et languettes ce qui permet d'obtenir un joint hermétique. Chaque planche est vissée ou clouée au moins deux fois sur sa hauteur au niveau de chaque poteau de l'ossature.

Les planches utilisées en bardage extérieur sont fortement soumises aux intempéries. En ce qui concerne le choix des essences de bois, deux stratégies sont possibles :

- Utiliser un bois de catégorie B minimum, offrant une bonne résistance mécanique et une bonne durabilité face à l'humidité et aux champignons. Cette solution assez coûteuse permet de conserver les mêmes planches pendant plusieurs décennies
- Utiliser un bois de catégorie C ou D, offrant une résistance mécanique et une durabilité moindre, par exemple l'écorce de palmier (*palms*) ou les planches de bois de manguier. Cette solution est plus économique mais nécessite une veille régulière pour changer les planches abîmées au fur et à mesure. Une pose à recouvrement est recommandée dans ce cas pour faciliter le remplacement des planches.

Quel que soit le type de bois, un traitement de préservation des planches est recommandé. Traditionnellement, un lait de chaux est passé sur le bardage extérieur annuellement, à la saison sèche.

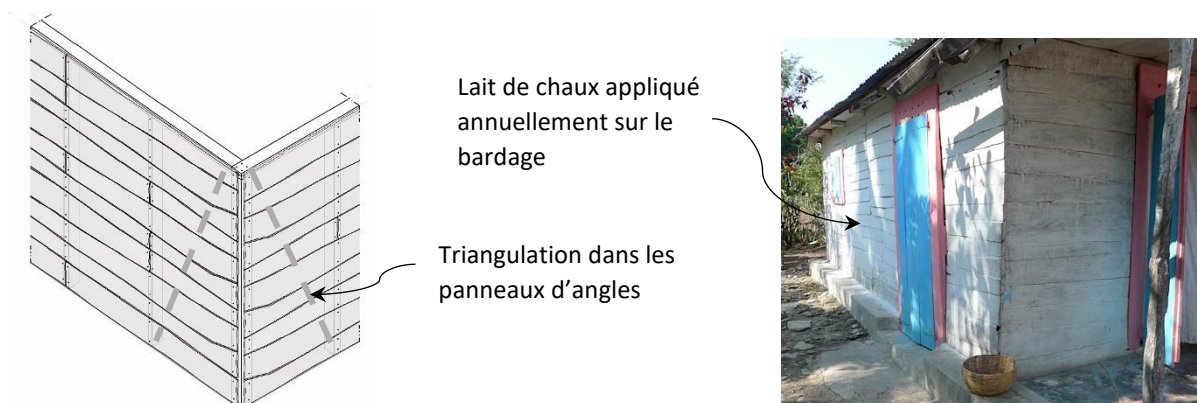
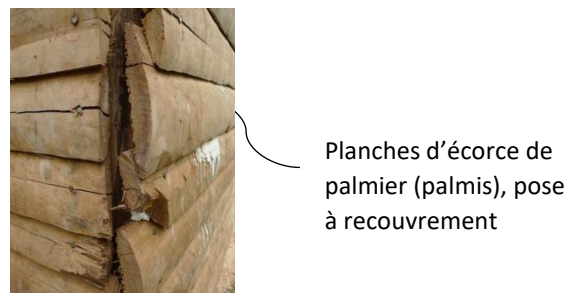
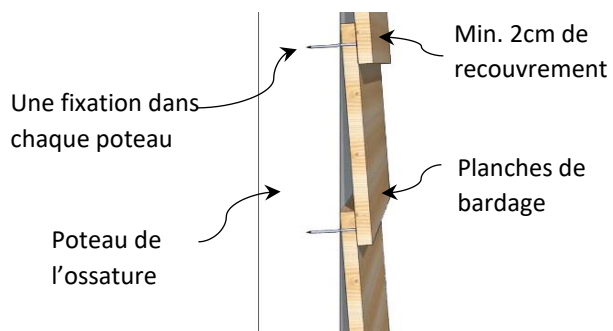
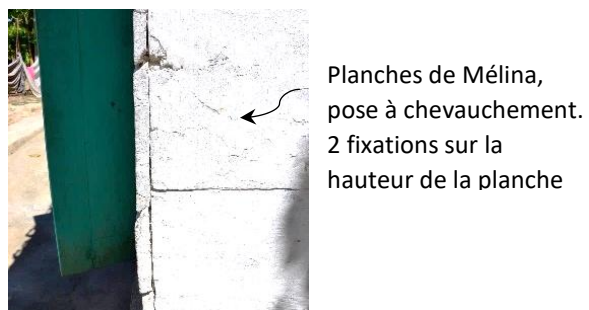


Figure 6.5.6.5- 2_Habillage extérieur en bardage de planches : principe 3D et photos de mise en œuvre

Pose à recouvrement (ou à clin)



Pose à chevauchement



Pose à emboîtement

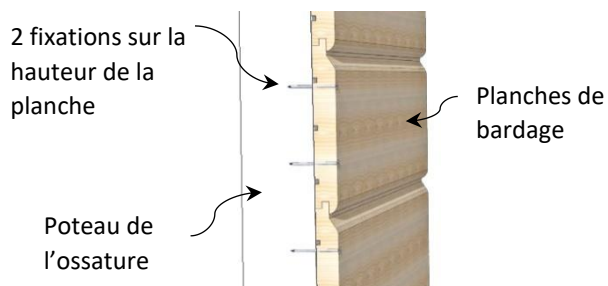


Figure 6.5.6.5- 3_Types de pose des bardages en planches : détails 3D et photos de mise en œuvre

6.5.7. Intégration des réseaux fluides

6.5.7.1. Intégration du réseau électrique

Le tableau électrique doit être installé à proximité immédiate d'une porte donnant sur l'extérieur et dont le passage est laissé libre en toute circonstance. Le repérage des différents appareillages électriques doit être clairement indiqué sur le tableau (prises courantes, prises spécifiques, points lumineux, etc.)

Il est recommandé de réaliser un réseau électrique en apparent pour permettre le repérage visuel de tout dysfonctionnement ou départ de feu lié à une défaillance du système électrique. L'utilisation d'un réseau apparent permet également de préserver l'intégrité structurelle des éléments en bois et des remplissages ou habillages.

Le raccordement au réseau collectif et la distribution dans les différentes pièces se fait en partie haute du bâtiment, en passant par la toiture. Tous les fils doivent être protégés dans des gaines isolées adaptées. Les gaines sont fixées sur la structure en bois au moyen de colliers ou de bagues de fixation vissés.

Les boîtiers des appareils (prises, interrupteurs) doivent être solidement fixés par vissage sur la structure en bois, et à au moins 15 cm du sol intérieur.

6.5.7.2. Intégration du réseau eau propre et assainissement

La conception des réseaux d'eau propre et d'assainissement doit être autant que possible anticipée avant la construction du bâtiment.

Dans le cas de fondations à pieux de bois, les tuyaux de raccordement aux réseaux externes sont enterrés dans le sol et passés entre les pieux de fondations.

Dans le cas de fondations maçonnées, les tuyaux sont passés côte à côte dans les fondations, en veillant à ce que leur position ne soit pas à l'aplomb de points sensibles pour l'ossature bois (emplacement des accroches de l'ossature, jonction de murs, etc.)

Avant la réalisation de la dalle de sol, les tuyaux sont placés au sol, intégrés dans l'épaisseur du hérisson²⁰ jusqu'aux emplacements des points d'eau et des appareils sanitaires. Pour le réseau d'assainissement, il est recommandé une pente d'au moins 2% entre le point haut et le point de raccordement au réseau extérieur, et d'éviter autant que possible les déviations (coudes).

Pour le réseau d'alimentation en eau propre, il convient d'utiliser :

- Des tuyaux en PVC pour l'alimentation en eau froide ;
- Des tuyaux en CPVC (ou PVC-C) pour l'alimentation en eau chaude.

Les tuyaux d'alimentation inclus dans le sol doivent être de diamètre 3/4" minimum. Les tuyaux verticaux de raccordement aux points d'eau doivent être de diamètre 1/2" minimum

Pour le réseau d'assainissement, les tuyaux en PVC doivent être :

- De diamètre 4" minimum pour l'évacuation des toilettes ;
- De diamètre 2" minimum pour l'évacuation des douches, lavabo et évier ;

L'étanchéité des jonctions entre les éléments doit être réalisée avec les colles et mastics appropriés.

²⁰ Voir chapitre 6.5.4_ Dalle de sol

6.5.8. Finitions et revêtements

6.5.8.1. Enduits de finition des murs

La réalisation d'un enduit de finition sur les murs extérieurs et intérieurs permet de protéger la paroi des agressions (pluie, vent, animaux, activité humaine), de prolonger sa durée de vie et d'améliorer son aspect esthétique.

Un enduit de finition doit avoir une bonne adhérence à la paroi sans lui causer de dommages. Il doit être :

- suffisamment souple pour absorber les éventuels mouvements de la paroi sans fissurer ;
- étanche à l'eau mais perméable à l'humidité pour laisser le mur respirer ;
- esthétiquement valorisant.

Les matériaux et les dosages des enduits varient selon l'emplacement de la finition.

En extérieur, les enduits à la chaux ou en terre stabilisés au ciment sont recommandés. En intérieur, les enduits en terre conviennent parfaitement.

Des essais sont nécessaires pour déterminer les dosages appropriés en fonction des matériaux employés.

Des dosages indicatifs et méthodes de validation des essais sont indiqués au chapitre 6.4.7_Mortiers et enduits.

6.5.8.1.1 Rejointoyage des pierres

Il est possible de garder la façade des pierres de remplissage apparente en appliquant un enduit de finition sur les joints entre les pierres uniquement. L'enduit est appliqué avec précaution pour combler les vides entre les pierres, tout en laissant un léger retrait par rapport aux faces extérieures de celles-ci.

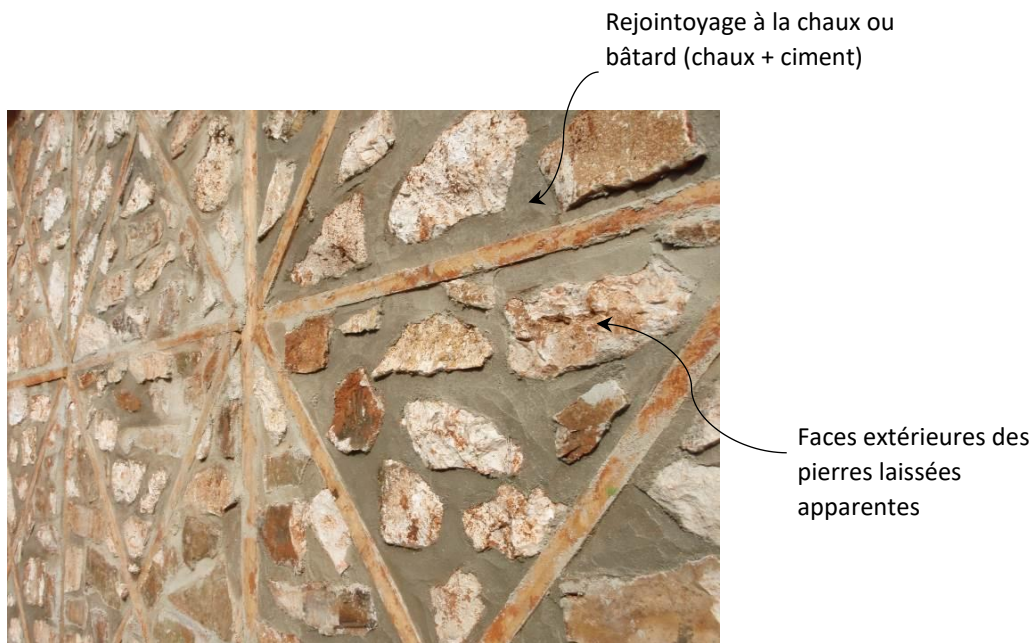


Figure 6.5.8.1.1- 1_Mise en œuvre d'un enduit de rejointoyage des pierres : photo

6.5.8.1.2 Enduisage complet des murs

L'enduit des murs doit être réalisé sur une surface plane, préalablement brossée et propre. La surface doit être suffisamment humidifiée la veille de l'application de l'enduit, afin d'en faciliter l'accroche.

La réalisation de l'enduit se fait en plusieurs couches :

- La première couche (couche d'accroche ou corps d'enduit), le crépis ou crépissage, doit avoir une épaisseur comprise entre 8 mm et 20 mm. Une fois posée, la couche de crépis doit être égalisée en surface et grattée à la brosse métallique avant séchage pour offrir une surface poreuse et adhérente à la deuxième couche.
- La deuxième couche, l'enduit, est réalisée une fois la couche de crépissage parfaitement sèche. Son épaisseur est de 4 à 8 mm.
- La troisième et dernière couche est la couche de finition ou de badigeon de chaux. Elle est réalisée après séchage complet de la couche d'enduit, et elle permet d'imperméabiliser et de décorer la surface, par exemple avec l'ajout de pigments dans le mélange de l'enduit de finition ou du badigeon de chaux. L'enduit de finition ainsi posé, peut ainsi être fini avec un lissage à l'éponge et « peigné » à l'aide d'un pinceau approprié pour dresser les argiles et réorganiser les grains. Ces procédés permettent également de fermer les microfissures apparues sur l'enduit.

Pour les surfaces extérieures, il est conseillé de réaliser l'enduit des panneaux en saillie par rapport à la structure bois avec un chanfrein, afin de limiter l'infiltration d'eau entre l'interface enduit et structure bois :

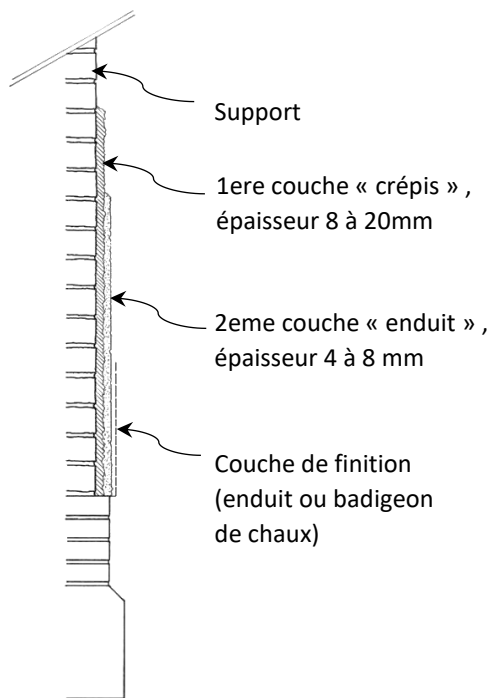


Figure 6.5.8.1.2- 1_Mise en œuvre des enduits des murs : schéma en coupe et photos

6.5.8.2. Finition à la chaux des murs et des éléments en bois

On appelle « lait de chaux » un mélange de chaux, d'eau, de pigments et d'éventuels additifs.

Les laits de chaux permettent au mur de respirer tout en l'imperméabilisant, car ils sont insolubles dans l'eau après séchage. Ils ont également des propriétés désinfectantes et répulsives pour les insectes xylophages et les termites. Ils sont donc très indiqués pour la finition des bâtiments en ossature bois.

En fonction de la concentration de chaux dans le mélange, on obtient un lait de chaux plus ou moins épais :

- Le **chaulage** est un mélange épais qui convient si l'on veut empâter un support grossier et donner vite un aspect velouté. Du fait de sa forte concentration en chaux, il est difficile à colorer avec des pigments ;
- Le **badigeon** permet de masquer les grains fins d'un enduit ;
- L'**eau forte** convient aux supports très poreux. Elle permet des effets de transparence avec la texture du support. Elle convient très bien comme peinture sur bois ;
- La **patine** est faiblement concentrée en chaux, elle s'utilise pour harmoniser la teinte d'un enduit déjà réalisé, ou pour modifier légèrement la couleur d'une pierre ou d'une pièce de bois.

Tableau 6.5.8.2- 1_Tableau indicatif des dosages des différents laits de chaux

Nb : toujours procéder à des échantillonnages pour affiner les dosages.

	Chaulage	Badigeon	Eaux Fortes	Patines
Chaux en poudre (vol.)	1	1	1	1
Eau (vol.)	1	2 à 3	5 à 7	10 à 20
% de pigment par rapport à la masse de chaux	Terres : 25 % Oxydes : 10 %	Terres : 25 % Oxydes : 10 %	Terres : 65 % Oxydes : 15 %	Terres : 65 % Oxydes : 15 %

Il existe plusieurs additifs utilisés en Haïti permettant de mieux fixer la chaux (jus de calebasse, aloe vera ou *lalwa*, sirop de canne) ou de rendre la chaux plus brillante (orange amère ou *zoranj si*). Les connaissances sur ce sujet sont peu documentées, mais la pratique reste courante en milieu rural.

Un lait de chaux se passe généralement en 2 couches sur un support adapté (enduits chaux ou terre) et humidifié la veille. Sur un enduit à la chaux, l'adhérence du lait de chaux est optimale lorsqu'il est appliqué sur l'enduit fraîchement réalisé (on parle de réalisation « a fresco »).

Afin d'obtenir un rendu sans traces, l'application d'une couche de lait de chaux se fait en plusieurs passages horizontaux et verticaux alternés.

6.5.8.3. Faïence murale

La pose d'une faïence (carrelage) au mur est recommandée pour les espaces susceptibles de recevoir des projections d'eau ou des matières grasses : salle de bain, toilettes, plan de travail et crédence de cuisine, etc.

Une sous-couche de mortier doit être appliquée sur les murs à carreler afin d'assurer l'étanchéité et de faciliter la pose de la faïence. Cette sous-couche ne doit pas trop rigidifier les murs concernés, elle doit donc être réalisée avec un mortier souple (mortier bâtard par exemple).

Le mortier est appliqué sur une maille métallique préalablement fixée sur l'ossature en bois des murs. Si la maille métallique n'est pas disponible à l'achat, elle peut être remplacé par un treillis de fils à ligaturer : des clous sont plantés à intervalles réguliers dans l'ossature bois, les fils à ligaturer sont tendus entre les clous afin de former un tissage. Le mortier est appliqué en couche fine afin de recouvrir entièrement la maille ou le treillis métallique. Après séchage de la sous-couche, les carreaux de faïence sont fixés avec une colle ou un mortier approprié.



Figure 6.5.8.3- 1_Pose de faïence murale sur treillis métallique : photos de mise en œuvre

6.5.9. Menuiseries

6.5.9.1. Portes et fenêtres

Les portes et fenêtres doivent fournir intimité et sécurité à l'intérieur du bâtiment, être résistantes aux vents forts, tout en permettant à la structure en bois de dissiper l'énergie dynamique par son comportement ductile.

Les portes et fenêtres doivent donc être réalisées avec des matériaux et des techniques d'assemblage qui ne représenteront pas de danger pour la structure porteuse en bois en cas de séisme ou de cyclone. Les solutions courantes et recommandées sont :

- Les volets en bois de bonne qualité (catégorie C minimum), plein ou avec persiennes
- Fenêtres à montants en aluminium et ventelles en acier, bois ou en verre.²¹

Les portes, fenêtres et grilles en ferronnerie soudée sont à éviter, car leur poids et leur solidité risque d'endommager la structure en bois en cas de sollicitation dynamique.

Les claustras en ciment ne doivent pas être utilisés pour les ouvertures des constructions en ossature bois.

Les portes et fenêtres à battants doivent être fixées sur des montants (ou cadres), qui seront eux-mêmes fixés sur les poteaux de l'ossature porteuse en bois. Les montants sont fortement sollicités au quotidien par l'ouverture et fermetures des battants, leur présence permet de préserver les poteaux de structure.

Les portes et fenêtres à double battant sont préférables pour réduire le poids exercé sur les charnières et sur les montants, mais aussi pour faciliter l'aménagement intérieur, en particulier dans le cas de petites surfaces.

Dans le cas de portes et fenêtres artisanales en bois, les charnières doivent être fixées sur un élément de finition en bois de qualité (catégorie C ou supérieure) d'épaisseur 1" minimum, lui-même fixé sur les poteaux de la structure.

Les portes et fenêtres doivent être équipées de charnières et de systèmes de fermeture efficaces et solides, notamment pour éviter l'arrachement en cas de vents forts.

²¹ En cas de cyclone, les fenêtres avec ventelles en verre devront être protégées par des panneaux rigides provisoires.

Les pentures à gond (charnières traditionnelles), les crochets et anneaux en ferronnerie sont recommandés pour les volets en bois. Les anneaux d'ancrage doivent être fixés sur des plaques de bois (catégorie C ou supérieure) d'épaisseur 1/2" minimum, elles-mêmes fixées sur les poteaux de la structure.

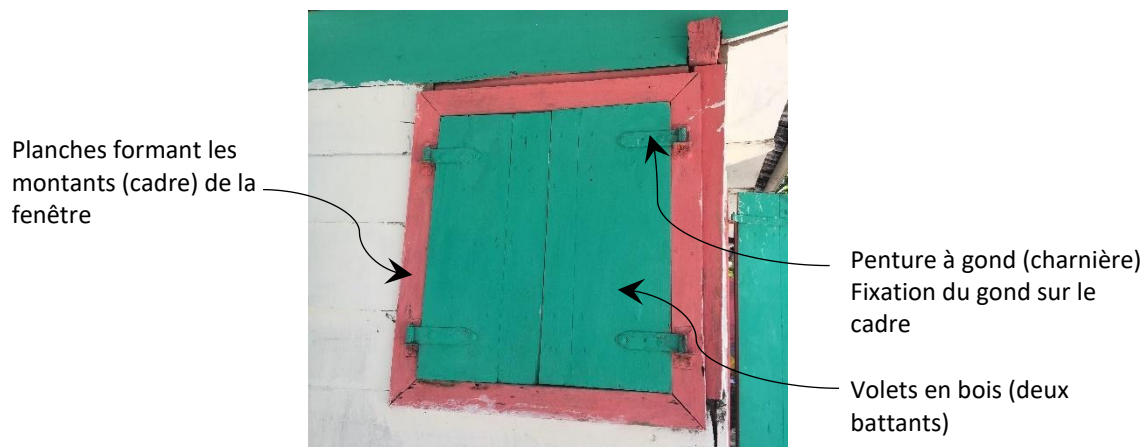


Figure 6.5.9.1- 1_Principe de mise en œuvre de volets bois sur ossature porteuse en bois : photo

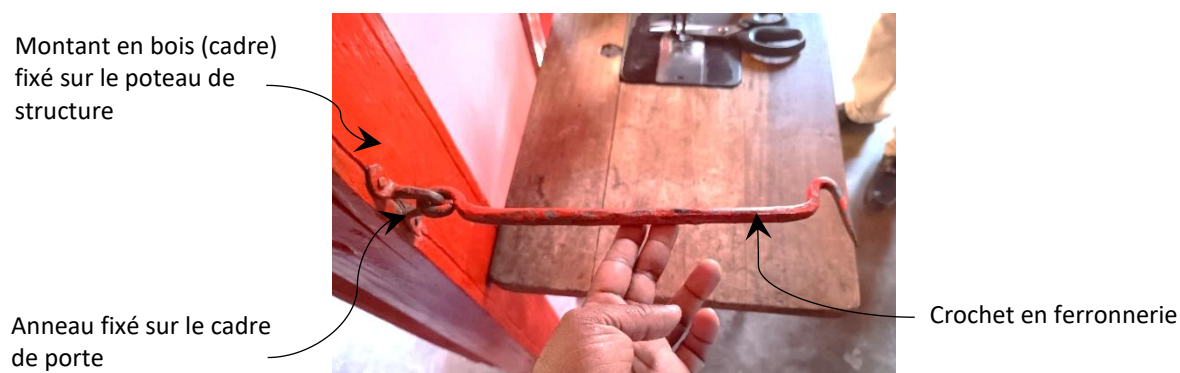


Figure 6.5.9.1- 2_Exemple d'anneaux et crochets en ferronnerie pour les volets en bois : photo et détail en 3D

6.5.9.2. Impostes ajourées

Lorsque la hauteur sous lisse haute est supérieure à 2 m, il est possible de mettre en œuvre des impostes ajourées au-dessus des portes et des fenêtres extérieures et intérieures.

Ces éléments peuvent être réalisés avec des planches de bois de catégorie C minimum, d'une épaisseur minimum de 1/2".

Les motifs découpés, très décoratifs, permettent de ventiler le bâtiment même lorsque toutes les ouvertures sont fermées. Les découpes doivent cependant être de petites dimensions pour ne pas laisser entrer la pluie.

Les impostes ne doivent pas être réalisées en matériaux lourds et trop rigides (claustras béton, plaque de ferronnerie, etc.) car cela créerait une trop forte contrainte ponctuelle sur la structure en cas de sollicitations dynamiques.



Figure 6.5.9.2- 1_Exemples d'impôstes ajourées en bois : photos

6.5.10. Balustres de la galerie

Il est possible d'ajouter des balustres en pourtour de la galerie afin de délimiter, apporter de l'intimité, ou fermer complètement la galerie.

Les balustres peuvent être fixées entre les poteaux de la galerie, et entre le mur de façade et les poteaux. Les matériaux et techniques utilisés doivent présenter un comportement ductile en cas de sollicitations dynamiques, comme la structure porteuse.

Les balustres peuvent donc être fabriquées en petits éléments de bois (planches, barres en bois tourné, etc.) ou en métal léger. Pour occulter la vue, la partie basse peut être remplie avec une maçonnerie de petites roches (mortier souple).

Les balustres en béton, en blocs de ciment ou en ferronnerie lourde ne sont pas recommandées.



Figure 6.5.10- 1_Exemples de balustres et solutions de fermeture de galeries : photos

6.5.11. Charpente de la toiture

La toiture est la partie la plus sollicitée lors de vents violents. Ainsi, en zone cyclonique, la toiture est soumise régulièrement à des contraintes d'arrachement et de déplacement importantes. Par ailleurs, elle est soumise à des contraintes de surcharge, d'impacts ponctuels et à l'usure naturelle.

La forme générale de la toiture (nombre de versants, inclinaison des pans) ainsi que certains détails architecturaux (débords de toiture, planches de rives, etc.) influent beaucoup sur la prise au vent de la couverture, et donc sur sa résistance à l'arrachement.

L'ancrage de la charpente de toiture à l'ossature des murs doit être correctement réalisé pour résister aux forces d'arrachement en cas de cyclone et au déversement en cas de séisme.

La majorité des assemblages et connexions préconisés a été calculée avec des clous 16d communs. Dans le cas où ces clous ne seraient pas disponibles, il est possible de les remplacer par des clous 8d communs ou 10d en boîte en appliquant une augmentation de 50% le nombre de clous par connexion.

La réalisation d'assemblages vissés ou boulonnés, plus résistants que les assemblages cloués, est vivement conseillée. Dans ce cas, des calculs complémentaires devront être réalisés pour déterminer le nombre et la répartition des vis ou tiges boulonnées.

Les dimensions des pièces de bois sont exprimées en sections nominales, qui diffèrent des dimensions réelles.²²

Les solutions techniques et indications de dimensionnement de la charpente ci-après sont valables pour des toitures réalisées avec des éléments en bois de catégorie D et avec couverture en panneaux métalliques (tôles), en fibres végétales, en tuile de terre cuite ou en tuile de mortier vibré de ciment. En cas d'utilisation d'un autre type de bois ou d'un autre matériau de couverture, des calculs complémentaires devront être réalisés pour déterminer les ajustements nécessaires.

Les solutions proposées ne s'appliquent pas aux bâtiments situés en zone de vent IV avec exposition D, ou dans les zones affectées par les effets topographiques. En l'absence de solutions techniques appropriées, les charpentes et couvertures doivent être conçues conformément aux normes WFCM 2018, IRC 2021, IBC 2021 ou ASCE 7-16.

6.5.11.1. Formes de toiture

Les toitures des petits bâtiments en ossature bois porteuse et remplissage ou habillage peuvent être :

- à 4 pans (« *en croupe* »). Ce type de toiture offre une bonne résistance aux cyclones grâce à la présence des arêtiers à la jonction des pans ;
- à 2 pans (« *dos cheval* »), avec la présence de frontons triangulaires en façade ;
- à pan unique, pour les pièces ajoutées au bâtiment principal (« *anga* ») et pour les galeries en casquette.

Les débords de toiture peuvent être réalisés dans le sens de la pente ou avec une cassure en bas de pente appelée « queue de vache ».

L'inclinaison recommandée des pans de toiture dépend du matériau de couverture prévu :

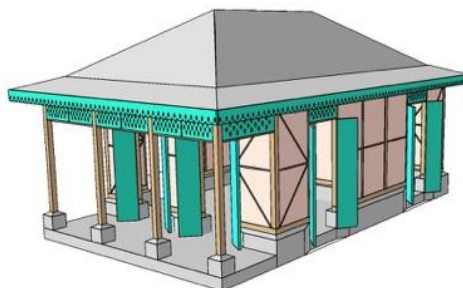
- Entre 25° et 30° (46% à 57%) pour les toitures principales en tôle ou en tuiles ;
- Supérieure ou égale à 40°(83%) pour les toitures en fibres ;
- Minimum 15°(26%) pour les toitures complémentaires à pan unique et les débords de toiture en « queue de vache ». Ces toitures à faible inclinaison ne conviennent pas aux couvertures en fibres.

²² Voir chapitre 6.4.8.1_ Essences de bois disponibles en Haïti

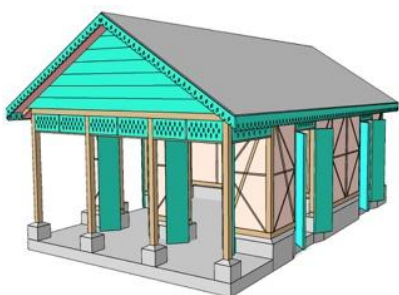
Toiture à 4 pans



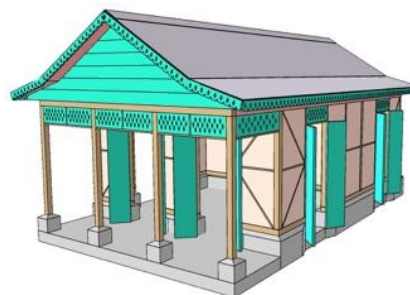
Toiture à 4 pans avec débords en « queue de vache »



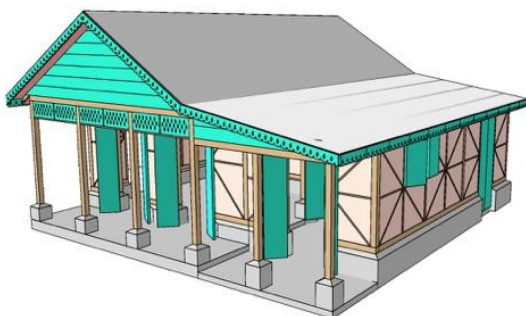
Toiture à 2 pans



Toiture à 2 pans avec débords en « queue de vache »



Maison principale avec toiture à 2 pans, partie ajoutée avec toiture à pan unique



Toiture de la galerie déconnectée de la toiture principale

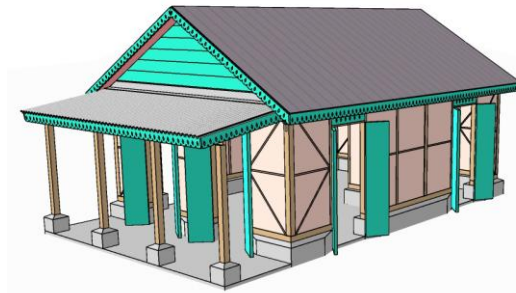


Figure 6.5.11.1- 1_Formes de toiture recommandées pour les petits bâtiments en ossature bois porteuse : maquettes 3D

6.5.11.2. Dénomination et caractéristiques des éléments de la charpente en bois

Pour les petits bâtiments en ossature porteuse en bois, la charpente de la toiture à 2 pans ou 4 pans est réalisée avec des fermes fixées sur la ceinture haute et reliées entre elles par les liteaux (*lattes*), et éventuellement par une panne faîtière.

La charpente doit être correctement contreventée (Cf chapitre 6.5.11.9_ Contreventement de la charpente en bois)

Sur les chantiers en Haïti, certains éléments de la charpente sont désignés par des termes qui diffèrent de la dénomination courante en français. Pour éviter les confusions, les termes fréquemment utilisés en Haïti sont indiqués en italique.

Les éléments constitutifs de la charpente en bois sont les suivants :

- **Ferme** : Assemblage des pièces de charpente formant un triangle indéformable supportant la couverture et donnant sa forme à la toiture.
- **Entrait (*poutre traverse*)** : Pièce horizontale d'une ferme agissant en tension qui empêche les pieds des arbalétriers (*chevrons*) de s'écarter.
- **Arbalétrier (*chevron*)** : Pièce oblique d'une ferme, placée dans sens de la pente de la toiture et sur laquelle sont fixées les liteaux (*lattes*) ;
- **Chevron** : Pièce oblique placée dans sens de la pente de la toiture et sur laquelle sont fixées les liteaux (*lattes*) ;
- **Poinçon (*aiguille*)** : Pièce de charpente verticale d'une ferme recevant les extrémités supérieures des arbalétriers (*chevrons*) et arêtiers. C'est une pièce qui facilite le montage de la charpente et permet une meilleure connexion au sommet des arbalétriers (*chevrons*). Il peut éventuellement soutenir l'entrait ;
- **Contre-fiche** : Pièce de charpente appuyée sur le poinçon, posée à l'oblique, qui sert à empêcher l'arbalétrier (*chevron*) de fléchir. Les contre-fiches sont nécessaires pour des arbalétriers (*chevrons*) ayant une portée supérieure à 3 m environ ;
- **Panne faîtière** : Pièce de bois qui forme le sommet de la charpente (le faîtage) et sur laquelle viennent se fixer les arbalétriers. Elle permet de relier solidement les fermes entre elles. La présence d'une panne faîtière est courante dans les charpentes vernaculaires, mais elle n'est pas systématique ;
- **Liteaux (*lattes*)** : pièces de bois fixées sur les arbalétriers et les chevrons, permettant de fixer les éléments de couverture. Les liteaux permettent de relier les fermes dans le plan de la pente de toiture ;
- **Coyau** : Pièce de bois de faible longueur fixée sur l'extrémité basse des arbalétriers (*chevrons*) et sur l'extrémité de l'entrait (*poutre traverse*), permettant de réaliser une cassure en bas de pente appelée pour les débords en « *queue de vache* » ;
- **Arêtier (ou chevrons d'arêtier)** : en charpente, l'arêtier est une pièce de bois qui forme un angle saillant au niveau de l'intersection de deux pans de toiture, notamment pour les charpentes à 4 pans. En couverture, on parle d'arêtier pour la jonction d'étanchéité entre deux versants de toit formant un angle saillant.
- **Chevrons de croupe** : chevrons soutenant la partie en croupe, placés perpendiculairement au reste de la charpente. On distingue le chevron de croupe central, placé au centre de la partie en croupe.
- **Liteaux (*lattes*) d'arêtier** : liteaux placés de part et d'autre de l'arêtier afin de fixer le matériau de couverture à la jonction des deux pans de toiture.

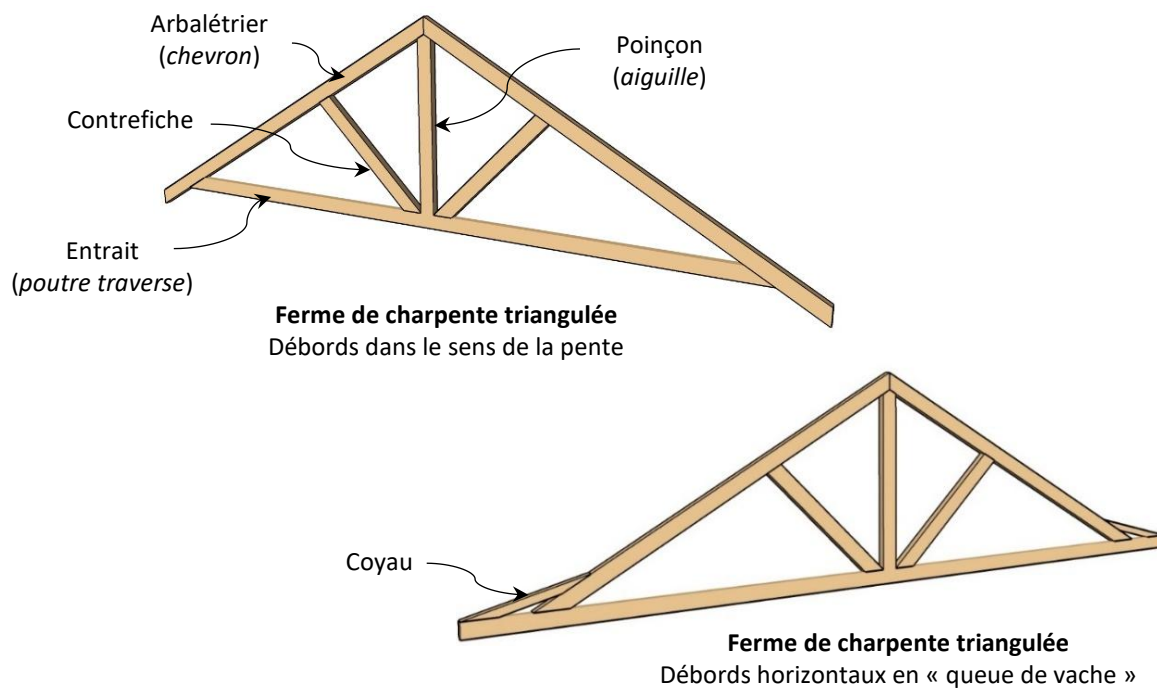


Figure 6.5.11.2- 1_Éléments constitutifs des fermes : schémas 3D

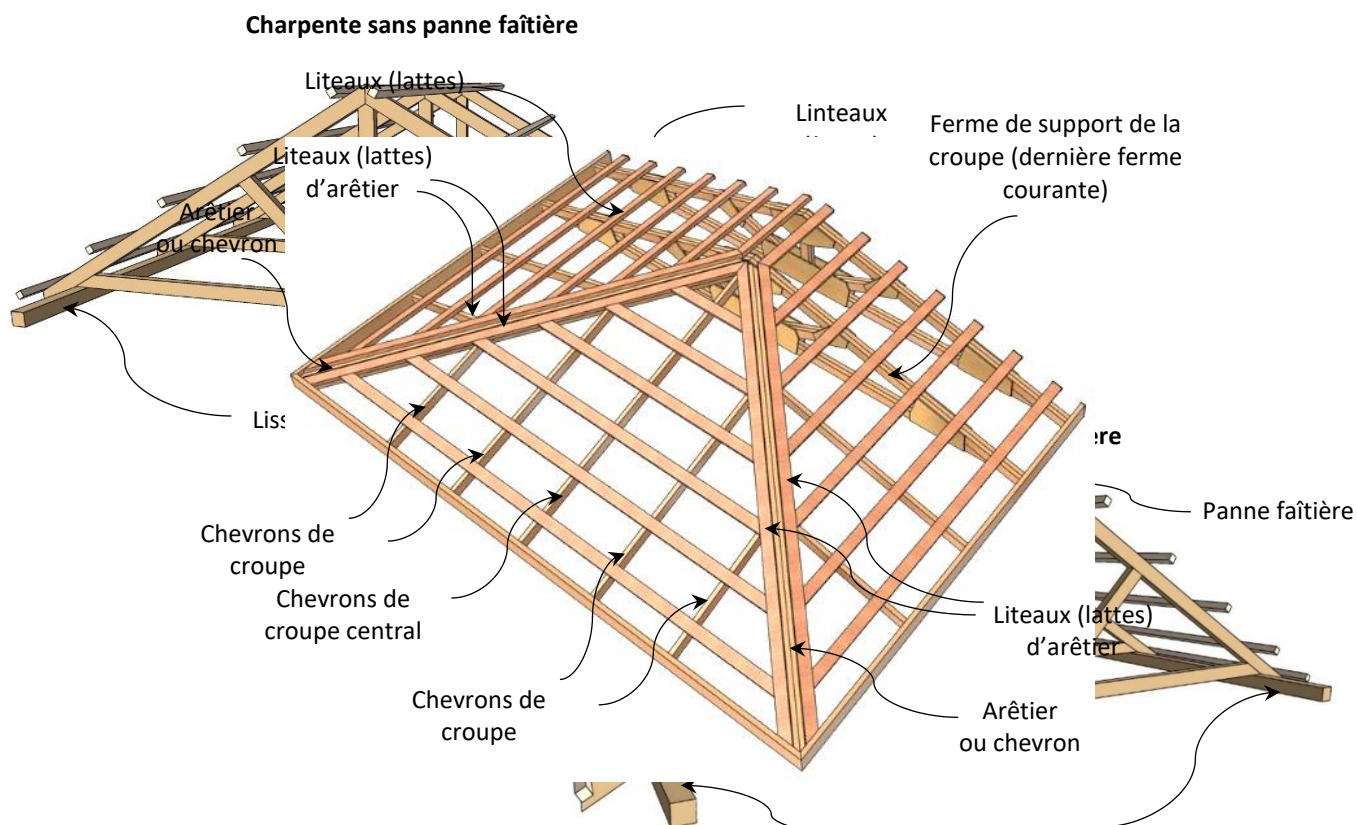


Figure 6.5.11.2- 3_Principe de mise en œuvre de la partie en croupe des toitures à 4 pans

Figure 6.5.11.2- 2_Principe de mise en œuvre des fermes : schémas 3D

6.5.11.3. Dimensionnement des éléments des fermes de charpente

Les solutions techniques présentées dans ce chapitre concernent les charpentes avec une portée libre (sans murs intermédiaire) de 4,50 m maximum, sur bâtiment d'un seul niveau en rez-de-chaussée. Elles sont développées sur la base de résistance des bois de catégorie D.

Pour les portées supérieures à 4,50m, des éléments complémentaires sont disponibles au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.²³

Les sections minimales des éléments constituant les fermes sont déterminées en fonction de la zone de conception de vent et l'espacement entre les fermes. Les tableaux ci-après permettent de déterminer la zone de pression du vent sur les fermes à considérer, le type de ferme à réaliser, et les sections minimales des éléments selon le type de ferme.

Tableau 6.5.11.3- 1_Détermination des catégories de pression de vent sur les fermes

Catégorie d'exposition	B				C				D			
Zone de vent	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Bâtiment à un seul niveau en rez-de-chaussée	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P2	P2	P3	P3

Tableau 6.5.11.3- 2_Détermination du type de ferme en fonction de la catégorie de pression du vent

Portée maximum de la ferme courante (m)	Espacement maximum entre les fermes (m)	Catégories de pression du vent sur les fermes		
		P1	P2	P3
4.5	0.6	Légère	Légère	Légère
	0.9	Légère	Légère	Moyenne
	1.2	Légère	Légère	Moyenne
	Soutien de la partie en croupe	Moyenne	Lourde	Lourde

Tableau 6.5.11.3- 3_Sections minimales des éléments selon le type de ferme

Type de ferme → ↓Type d'élément	Sections minimales des éléments en bois de catégorie D pour les fermes courantes		
	Légère	Moyenne	Lourde
Arbalétrier	2 x 4"	Double 2 x 4" ou 4 x 4" ou 2 x 6"	Double 2 x 4" ou 4 x 4" ou 2 x 6"
Entrait	2 x 4"	2 x 4"	Double 2 x 4" ou 4 x 4" ou 2 x 6"

²³ Code National du Bâtiment Haïtien 2025, Partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logement en maçonnerie », 1.5.6.9.9.9 Fermes

Poinçon	2 x 4"	2 x 4"	2 x 4"
Contrefiches	2 x 4"	2 x 4"	2 x 4"

Les éléments doublés doivent être correctement assemblés entre eux pour fournir une résistance homogène sur toute leur longueur (voir chapitre 6.4.7.3.4_Types d'assemblages de charpente)

6.5.11.4. Assemblage des fermes de la charpente en bois

Comme pour l'ossature des murs, les éléments de la charpente en bois doivent être assemblés de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage aux forces statiques et dynamiques, tout en permettant la dissipation de l'énergie par ductilité des assemblages.

En fonction de leur position dans la charpente et du type de bois utilisé, différentes techniques d'assemblage peuvent être envisagées. Chaque ferme de charpente peut comporter plusieurs types d'assemblage.

Dans ce document, plusieurs techniques d'assemblage sont proposées pour la charpente de la toiture :

- Les **assemblages à embrèvement** avec feuillards ou bandes métalliques ;
- Les **assemblages à tenon et mortaise chevillés** ;
- Les **assemblages par plaques en gousset** ;
- Les **assemblages par juxtaposition vissés ou cloués** ;
- Les **assemblages moisés**.

D'autres type d'assemblage peuvent être mis en œuvre, sous réserve que leur résistance soit suffisante par rapport à la zone de vent concernée.

Les bois de catégorie D peuvent être utilisés pour la charpente, à condition que les éléments de bois aient reçu un traitement de préservation approprié. La durabilité de la charpente en bois dépend grandement de la qualité et de l'entretien de la couverture, en particulier en cas d'utilisation de bois de catégorie D.

L'espacement des fermes de charpente influe sur le nombre minimum de connecteurs (clous ou vis) à mettre en œuvre pour réaliser les assemblages. Les solutions techniques développées ci-après tiennent compte d'un espacement maximum entre fermes de 90 cm.

Dans le cas d'un espacement entre ferme supérieur à 90 cm, il convient de se référer aux données présentes au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien²⁴.

6.4.7.3.4. Types d'assemblages de charpente

Les assemblages à embrèvement

L'embrèvement consiste en une entaille oblique pratiquée dans une pièce de bois, et destinée à recevoir l'extrémité d'une autre pièce de bois, taillée selon un profil inverse. L'emboîtement des deux pièces permet de créer une ou plusieurs butées qui reprennent des efforts importants en compression, et offrent une bonne stabilité statique.

²⁴ Code National du Bâtiment Haïtien 2025, partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logement en maçonnerie », 1.5.6.9.9 Fermes

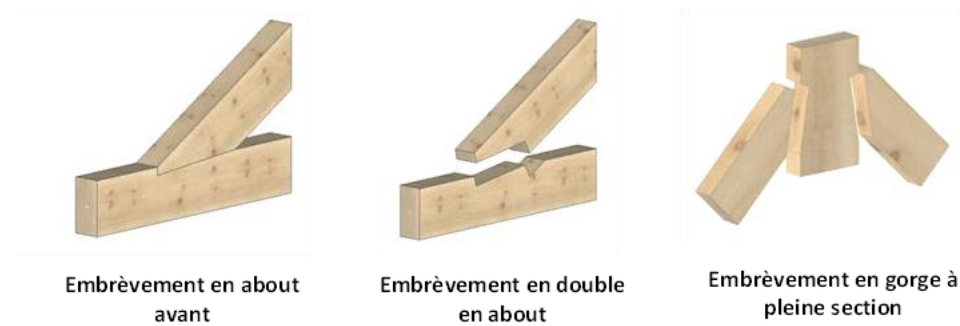


Figure 6.5.11.4.1- 1_Exemples d'assemblages à embrèvement : détails 3D

Les assemblages à tenon et mortaise

Un assemblage à tenon et mortaise consiste à faire rentrer une petite partie de la pièce à fixer (le tenon) dans une encoche (la mortaise) préparée dans la pièce support. L'assemblage est traditionnellement fixé au moyen d'une ou plusieurs chevilles en bois dur insérées en force dans des trous pré-perçés. Il est recommandé de réaliser des chevilles grossièrement équarries car les aspérités du bois renforcent la résistance de l'assemblage et augmentent les frottements qui dissipent l'énergie dynamique.

Du fait de la faible épaisseur du tenon, qui représente généralement un tiers de l'épaisseur de la pièce de bois, les assemblages à tenon et mortaise ne peuvent être réalisés qu'avec des bois à haute résistance et durables des catégories A et B.

Dans la charpente, ce type d'assemblage peut être utilisé pour connecter le bas des arbalétriers à l'entrait (combiné avec un embrèvement), et pour la jonction du poinçon à l'entrait. En zone de pression de vent P2 et P3, il est recommandé de renforcer l'assemblage avec un feillard de gauge 16 minimum.

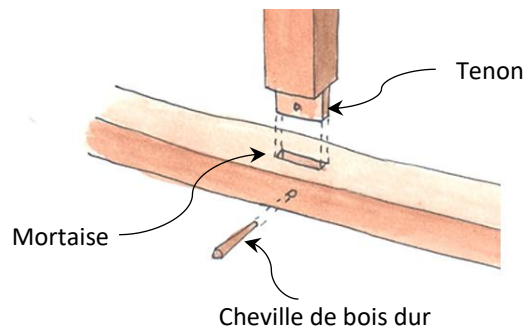


Figure 6.5.11.4.1- 2_Principe d'assemblage par tenon et mortaise chevillés – détail en 3D

Les assemblages avec plaques en gousset

Dans le cas où l'on utilise des bois de catégorie C et D pour les éléments de charpente, il convient d'éviter de faire des assemblages avec retrait de matière (embrèvement, tenon et mortaise, etc.) car cela crée une faiblesse ponctuelle trop importante.

Les pièces de bois peuvent être juxtaposées et assemblées grâce à des plaques en bois formant un gousset. Cette solution permet d'utiliser un grand nombre de clous ou de vis sans trop affaiblir la résistance de la pièce de bois à la jonction.

Les plaques en gousset sont réalisées avec des planches de bois ou de contreplaqué d'épaisseur 1/2" minimum. Les plaques en bois de catégorie D ou en contreplaqué doivent préalablement être protégées avec un traitement de préservation approprié.

La forme du gousset doit être le plus possible proche du rectangle.

L'assemblage se fait avec deux plaques jumelles fixées de part et d'autre, ce qui permet l'utilisation de vis ou de clous 8d de longueur 2,5". Les clous ou vis doivent être répartis de part et d'autre de l'assemblage.

Les assemblages à gousset peuvent également être réalisés avec des planches ou du contreplaqué d'épaisseur supérieure à 1/2" et des clous ou vis de catégorie supérieure, ou avec des plaques métalliques de gauge 16 minimum. Dans ce cas, un calcul complémentaire est à réaliser pour déterminer le nombre de connecteurs nécessaires.

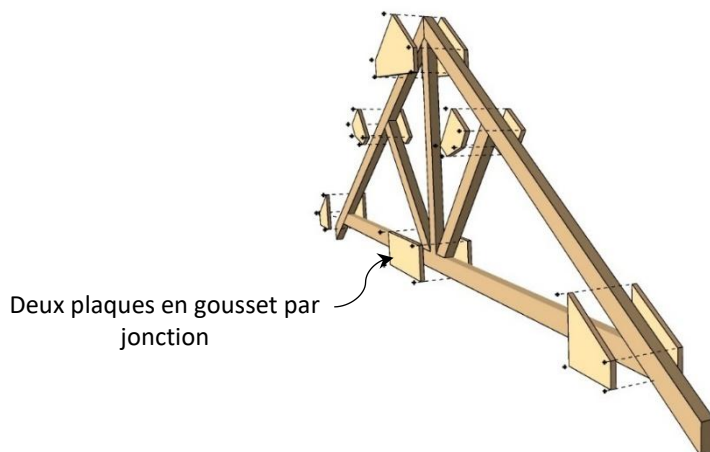


Figure 6.5.11.4.1- 3_Principe d'assemblage des pièces de bois avec deux plaques en gousset par jonction : détail 3D

La figure ci-après illustre les préconisations de pose des clous ou vis dans les plaques d'assemblage :

- Poser la moitié des clous dans la plaque d'assemblage de chaque côté, comme le montre la figure 1.5.6.9.9-4, où x et ● représentent les clous posés depuis les côtés opposés ;
- Les distances de bord, d'extrémité et d'espacement illustrées sont des exigences minimales. Augmenter la dimension D proportionnellement à l'élément :
 - Pour les éléments 2x4 (profondeur = 89mm), fixer D ~ 25mm pour des clous 8d ordinaire/10d à boîte.
 - Pour les éléments 2x6 (profondeur = 140mm), fixer D ~ 40mm pour des clous 8d ordinaire/10d à boîte.

En cas de fendage du bois:

- Augmenter l'espacement B et A1 si le fendage se produit sur les bords ou les extrémités ;
- Passer à deux rangées de clous au lieu de trois, en augmentant D selon les besoins ;
- Introduire un léger décalage (~1,0d) le long de chaque rangée de clous parallèlement au fil, en maintenant les distances de bord et de séparation requises ;
- Pré-percer les trous en utilisant un foret dont le diamètre ne dépasse pas 75 % du diamètre du clou.

Pour des clous 8d, et 10d et plaque d'assemblage en contreplaqué de 1/2" :

A1 = 4d (14 mm)
A2 = 15d (50 mm)
B = 12d (40 mm)
C = 4d (14 mm)
D = 5d (17 mm) min

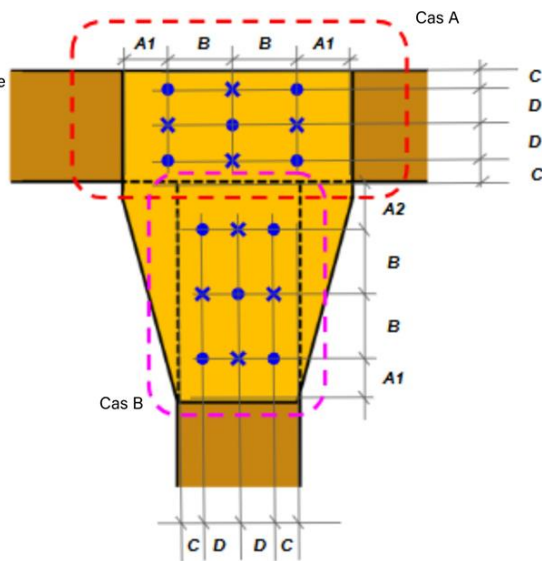


Figure 6.5.11.4.1- 4_Principe de répartition et espacement des vis ou clous pour fixation des plaques en gousset : schéma

Les assemblages par juxtaposition vissés ou cloués

Les assemblages par juxtaposition consistent à joindre des pièces de bois sans retrait de manière, au moyen de vis ou de clous. Des feuillards ou bandes métalliques sont nécessaires pour renforcer la résistance aux séismes et cyclones.

Les assemblages par juxtaposition sont plus faciles à réaliser mais ils assurent une moins bonne stabilité de la structure que les autres types d'assemblage, et ils nécessitent une grande quantité de clous, ce qui peut endommager la pièce de bois.

Les éléments considérés « fusibles » ou secondaires de la charpente peuvent être assemblés aux autres éléments par juxtaposition avec simple vissage ou clouage : c'est le cas des coyaux des débords à queue de vache et la structure des frontons des toitures à 2 pans.

Les assemblages moisés

Un moilage, ou assemblage moisé, est une technique où l'une des pièces, habituellement unique, est remplacée par deux pièces parallèles, qui enserrant un ou plusieurs autres éléments de charpente. Les pièces peuvent être fixées entre elles par des clous, des vis ou des tiges boulonnées. Les assemblages moisés ne sont pas traités dans ces directives, mais ils restent une solution intéressante qui doit faire l'objet de calculs par un-e professionnel-le compétent-e.

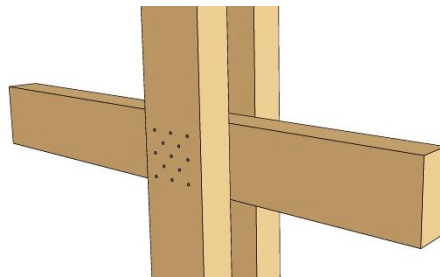


Figure 6.5.11.4.1- 5_Principe d'assemblage moisé : détail 3D

Les éléments doublés

Certaines parties de la charpente requièrent une résistance importante, en particulier dans les zones de pression de vent P2 et P3. Cette résistance peut être atteinte en augmentant la qualité du bois et/ou en augmentant les sections des éléments les plus sollicités.

Pour le bois importé de catégorie D, certaines sections nominales supérieures à 4 x 4" peuvent être difficiles à trouver. Il est cependant possible d'atteindre une résistance satisfaisante en doublant les éléments, c'est-à-dire en fixant solidement deux éléments de même section entre eux.

Les éléments doublés doivent être assemblés avec des clous 2,5" (8d) ou supérieurs fixés, fixés tous les 15cm en quinconce de part et d'autre de l'élément double, à distance des autres assemblages.

6.4.7.3.5. Assemblage des éléments au faîtage

Assemblage au faîtage par plaques en gousset

Les arbalétriers et le poinçon sont juxtaposés et fixés par deux plaques jumelles en gousset en bois de catégorie D ou en contreplaqué, d'épaisseur 1/2".

L'assemblage doit comporter au moins 17 clous 2,5"/8d sur chaque arbalétrier, et au moins 9 clous 2,5"/8d sur le poinçon. Les clous sont répartis en quinconce sur les plaques de part et d'autre de la jonction.

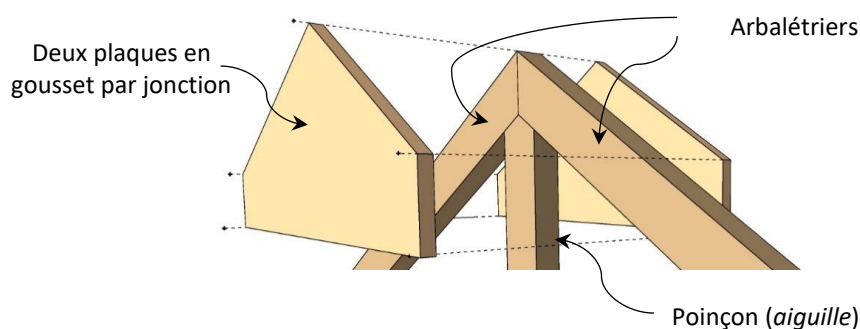


Figure 6.5.11.4.2- 1 schéma d'assemblage au faîtage par plaques en gousset

Assemblage avec panne faîtière

Les deux arbalétriers sont juxtaposés à la panne faîtière. La panne faîtière a une section minimale de 2x4. Les pièces de bois sont assemblées avec un feuillard gauge 16 minimum, fixé sur les faces supérieures avec au moins :

- 2 clous 3,5"/16d sur la face supérieure de la panne faîtière
- 11 clous 3,5"/16d sur la face supérieure de chaque arbalétrier.

Un renfort horizontal (ou faux-entrait), en bois d'épaisseur 1" minimum, est fixé en applique sur les arbalétriers, à une distance comprise entre 15 et 40 cm sous la panne faîtière. Le faux entrait est fixé sur chaque arbalétrier par au moins 4 clous 2,5"/8d, espacés entre eux de 15 mm minimum.

Le poinçon est fixé sous la panne faîtière avec un feuillard gauge 16 minimum. Une chute de bois de 2" est placée contre le poinçon afin d'obtenir une épaisseur suffisante pour l'assemblage. Le feuillard est fixé par au moins 4 clous de 3,5"/16d sous la panne faîtière et 4 clous de 3,5"/16d sur le poinçon.

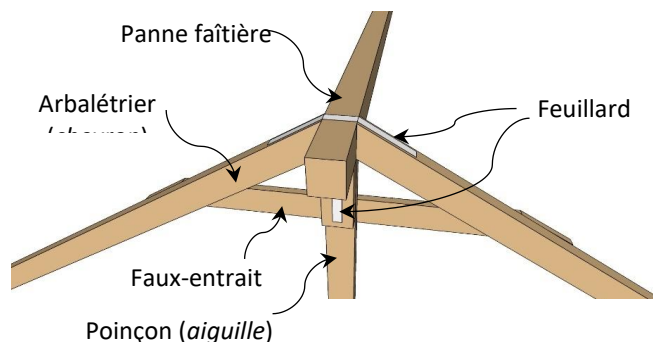


Figure 6.5.11.4.2- 2_Schéma d'assemblage au faîtage avec panne faîtière

6.4.7.3.6. Assemblage des arbalétriers et de l'entrait

Assemblage par tenon et mortaise chevillés avec embrèvement et feuillard métallique

L'arbalétrier est fixé sur l'entrait par tenon et mortaise chevillés, avec un embrèvement en about avant. La longueur de butée après l'embrèvement doit être au minimum égale au double de la largeur de l'entrait. Ce type d'assemblage doit être réalisé à une distance minimale de 5cm par rapport à un autre assemblage. Cet assemblage ne peut être réalisé qu'avec des bois de catégorie A ou B. Il peut également être mis en œuvre pour assembler les contrefiches à l'entrait.

En zone de pression de vent P2 et P3, il est recommandé de renforcer l'assemblage par tenon et mortaise chevillés avec un feuillard gauge 16 minimum. La fixation du feuillard se fait par :

- Au moins 3 clous 2,5" (8d) sur la face supérieure de l'arbalétrier
- Au moins 3 clous 2,5" (8d) sous l'entrait

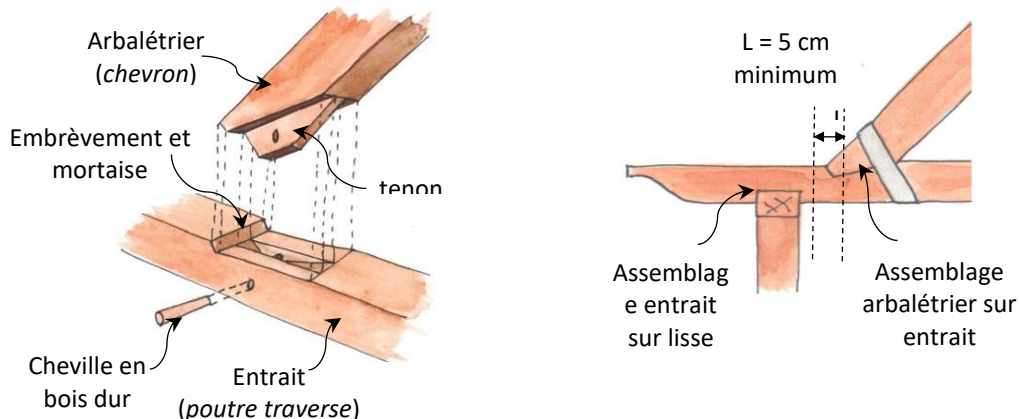


Figure 6.5.11.4.3- 1_Schéma d'assemblage des arbalétriers sur l'entrait par tenon et mortaise

Assemblage par plaque(s) en gousset

L'arbalétrier et l'entrait sont assemblés par deux plaques en gousset d'épaisseur 1/2". La fixation se fait par au moins 24 clous 2,5"/8d sur l'arbalétrier et au moins 23 clous 2,5"/8d sur l'entrait. Les clous sont répartis en quinconce de part et d'autre.

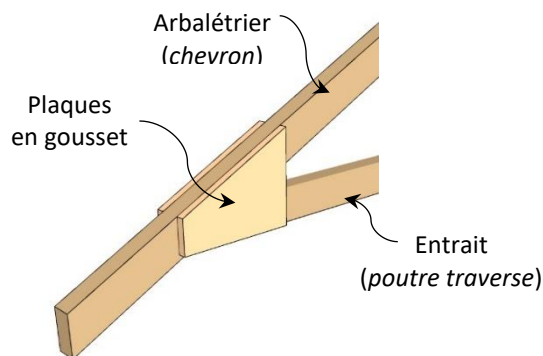


Figure 6.5.11.4.3- 2_Schéma d'assemblage des arbalétriers sur l'entrait par plaques en gousset

6.4.7.3.7. Assemblage du poinçon et des contrefiches avec l'entrait

Les solutions techniques proposées ci-après peuvent être combinées pour réaliser des assemblages mixtes.

Assemblage par tenon et mortaise chevillés

Le poinçon est assemblé à l'entrait par tenon et mortaise chevillés. Cet assemblage ne peut être réalisé qu'avec des bois de catégorie A ou B.

En zone de pression de vent P2 et P3, il est recommandé de renforcer l'assemblage par tenon et mortaise avec un feuillard gauge 16 minimum. La fixation du feuillard se fait par :

- Au moins 3 clous 2,5"/8d sur chaque côté du poinçon
- Au moins 3 clous 2,5"/8d sous l'entrait

Les contrefiches peuvent aussi être assemblées à l'entrait par tenon et mortaise (avec ou sans embrèvement), à condition de respecter une distance minimum de 10 cm avec l'assemblage du poinçon.

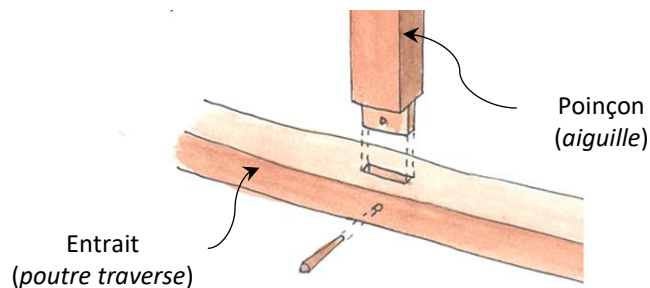


Figure 6.5.11.4.4- 1_Schéma d'assemblage du poinçon sur l'entrait par tenon et mortaise

Assemblage par plaques en gousset

Le poinçon, les contrefiches et l'entrait sont juxtaposés et fixés par deux plaques jumelles en gousset d'épaisseur 1/2".

La fixation se fait par au moins 9 clous 2,5"/8d sur le poinçon et sur chaque contrefiche, et au moins 23 clous 2,5"/8d sur l'entrait. Les clous sont répartis en quinconce de part et d'autre.

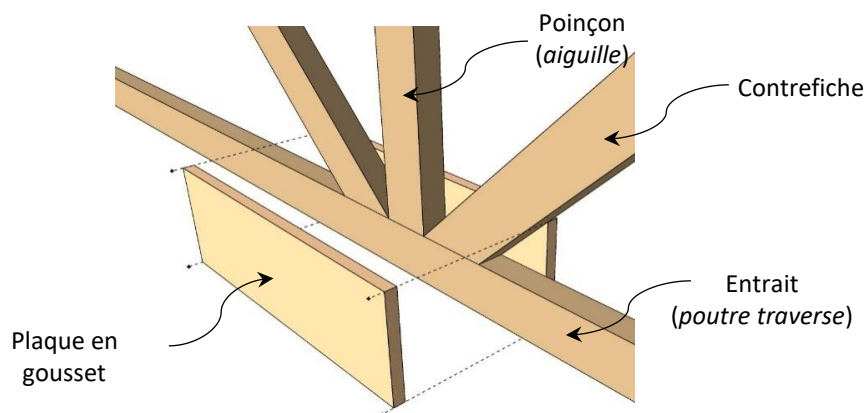


Figure 6.5.11.4.4- 2_Schéma d'assemblage du poinçon et de l'entrait par plaques en gousset

6.4.7.3.8. Assemblage des contrefiches avec les arbalétriers

Les contrefiches sont assemblées en partie basse sur l'entrait (voir solutions techniques précédentes), et en partie haute sur les arbalétriers.

La fixation des contrefiches sur les arbalétriers peut se faire par un assemblage juxtaposé avec 2 plaques en gousset, avec au moins 5 clous 2,5" (8d) sur la contrefiche et 4 clous 2,5" (8d) sur l'arbalétrier

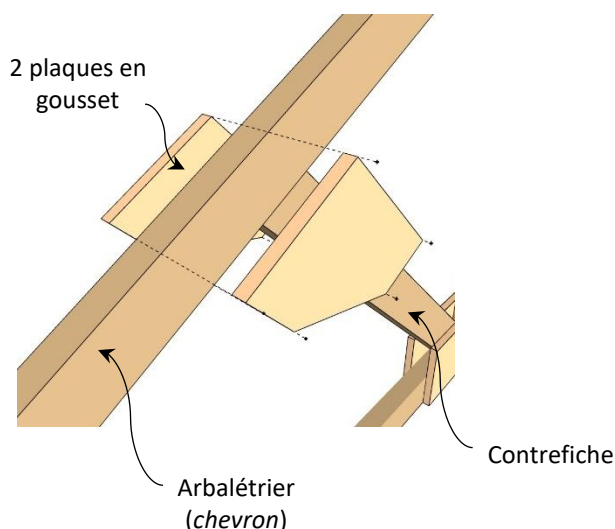


Figure 6.5.11.4.5- 1_Schéma d'assemblage des contrefiches

6.4.7.3.9. Assemblage des coyaux sur les arbalétriers et l'entrait

Les coyaux sont fixés en partie haute sur les arbalétriers, avec au moins 1 clou 3,5" (16d). Ils sont fixés en partie basse sur l'entrait, en enserrant la planche de protection du débord de toiture, avec au moins 1 clou 3,5" (16d).

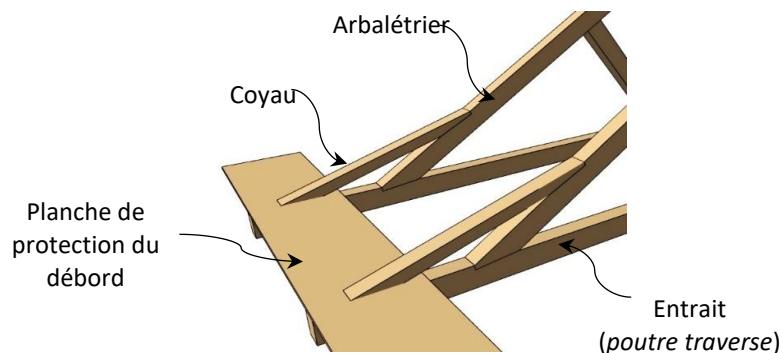


Figure 6.5.11.4.6- 1_Schéma d'assemblage des coyaux

6.5.11.5. Spécificités des toitures à 4 pans

Pour les toitures à 4 pans dits « en croupe », les extrémités du toit sont encadrées par des arêtiers et des chevrons de croupe formant les extrémités de croupe du toit. Le reste de la charpente est semblable à un toit à deux pans.

Les toitures à 4 pans offrent une meilleure résistance globale face aux vents forts, car les arêtiers permettent de contreventer les extrémités de la charpente.

Les solutions techniques développées dans ce chapitre concerne les toitures à 4 pans dont les fermes courantes ont une portée maximale entre murs de 4,5m. Pour les portées supérieures, des éléments complémentaires sont disponibles au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.²⁵

6.5.11.5.1. Dimensionnement des éléments de la partie en croupe

La ferme de soutien de la partie en croupe (dernière ferme courante) joue un rôle prépondérant dans la stabilité de la toiture à 4 pans. Elle doit être réalisée selon les préconisations développées pour les fermes « Lourdes ». (voir chapitre 6.5.11.3_Dimensionnement des éléments des fermes de charpente)

Les sections des arêtiers sont établies en fonction de la zone de pression de vent considérée. Le tableau ci-après indique les sections minimales recommandées pour les arêtiers, en fonction de la catégorie de pression du vent²⁶.

Tableau 6.5.11.5.1- 1_Dimensionnement des arêtiers

	Sections minimales des arêtiers en bois de catégorie D pour les toitures à 4 pans		
	P1	P2	P3
Catégories de pression du vent → ↓ Portée max des fermes courantes			
Jusqu'à 3,7m	Double 2 x 4" ou 4 x 4" ou 2 x 6"	Double 2 x 6"	Double 2 x 6"
De 3,7m à 4,5m	Double 2 x 6"	Double 2 x 8"	Double 2 x 8"

Les éléments doublés doivent être correctement assemblés entre eux pour fournir une résistance homogène sur toute leur longueur (voir chapitre 6.4.7.3.4_Types d'assemblages de charpente)

6.5.11.5.2. Assemblage des éléments de la partie en croupe

L'assemblage des éléments de la croupe nécessite une grande précision dans la préparation des pièces de bois. Les extrémités hautes des arêtiers et des chevrons de croupe doivent être coupés en biais pour s'ajuster au plus près de la ferme de soutien de la croupe.

²⁵ Code National du Bâtiment Haïtien, partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logements en maçonnerie », 1.5.6.9.11_Chevrons d'arêtier ou arêtier

²⁶ Voir chapitre 6.5.11.3_Dimensionnement des éléments des fermes de charpente

Des recommandations et détails d'assemblage des éléments de la croupe avec des feuillards métalliques sont décrites au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment : 1.5.6.9.11 Toiture en croupe.

6.5.11.6. Spécificités des toitures à 2 pans

Dans le cas des toitures à 2 pans, les frontons triangulaires situés en partie haute des façades sont fortement soumis aux contraintes dynamiques. Ils doivent donc être réalisés de manière à ne pas représenter de danger.

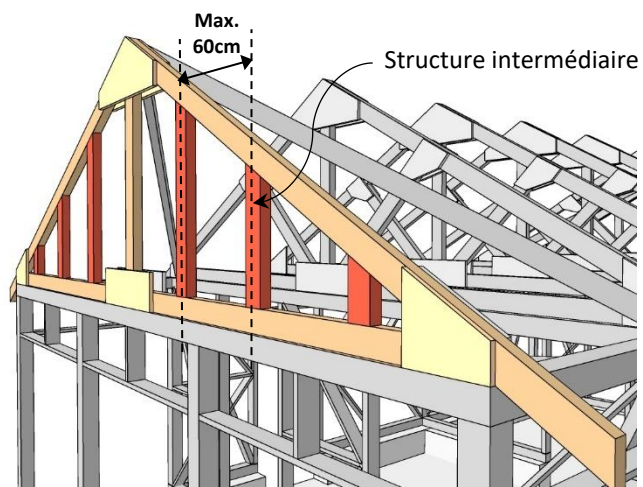
Pour la réalisation du fronton, la ferme située à l'extrémité est modifiée pour accueillir une structure intermédiaire composée d'éléments de bois de section 2"x 4" minimum :

- Des éléments verticaux, fixés à 60 cm maximum à l'entraxe, ou 70 cm maximum à l'entraxe pour la fenêtre du *galata* ;
- Le cas échéant, un faux-entrait (pièce horizontale) servant de linteau à la fenêtre du *galata*. Dans ce cas, le poinçon de la ferme est supprimé.

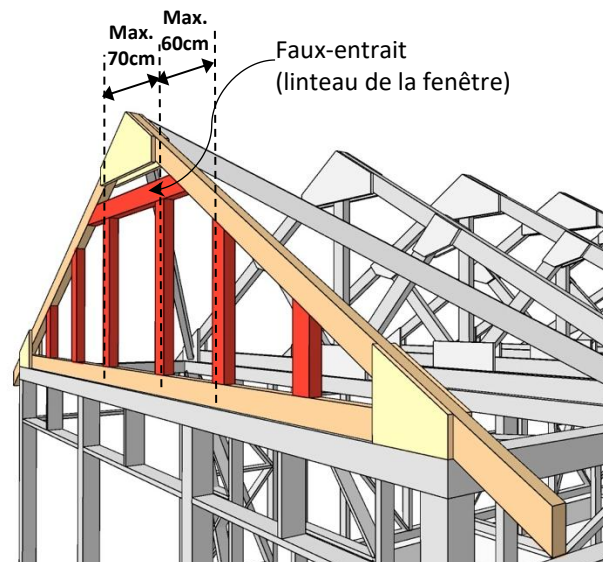
Les éléments sont fixés à chaque extrémité par au moins 2 clous 3,5" (16d) plantés en diagonale sur les éléments de la ferme. Dans le cas d'un remplissage en clissage (*klisad*), les éléments de la structure intermédiaire peuvent être fixés en applique sur la ferme, côté intérieur, pour permettre le remplissage dans l'épaisseur.

La fermeture du fronton doit être réalisée avec des matériaux et des techniques de remplissage ou d'habillage qui n'empêchent pas la réaction ductile de l'ossature, et dont la dégradation progressive (fusible) ne représente pas de danger. Plusieurs solutions de fermeture du fronton sont couramment utilisées :

- L'habillage en planches de bois fixées au nu extérieur de la ferme et de la structure intermédiaire ;
- Le remplissage par un clissage avec torchis ;
- Le remplissage par une maçonnerie de pierre étranglée (planches fixées à l'intérieur) ;
- Le tressage serré de fibres (bananier, latanier, etc.).



Fronton sans fenêtre



Fronton avec fenêtre

Figure 6.5.11.6- 1_Principe de réalisation de la structure intermédiaire du fronton : détails 3D

Frontons triangulaires des toitures à 2 pans : photos



Figure 6.5.11.6- 2_Frontons triangulaires des toitures à 2 pans : photos

6.5.11.7. Spécificités des toitures à pan unique

La toiture à pan unique des pièces ajoutées au bâtiment principal est constituée de chevrons fixés :

- En partie haute, sur la lisse haute du bâtiment principal ;
- En partie basse, sur la lisse haute de la partie ajoutée.

L'assemblage des chevrons sur les lisses hautes se fait avec des feuillards vissés ou cloués. Une entaille du chevron est recommandée pour faciliter la pose et renforcer la stabilité de l'assemblage. (Cf 0 _ [Ancrage de la charpente sur la lisse haute](#))

La toiture à pan unique doit respecter une inclinaison minimum de 15°. Il faut noter que cette faible inclinaison ne convient pas pour la mise en œuvre d'une couverture en fibres.

Lors de l'ajout d'une pièce sur le côté d'un bâtiment existant, il peut être nécessaire de réaliser une différence de niveau du sol intérieur entre les deux parties du bâtiment, afin de conserver une hauteur suffisante en bas de pente de la partie ajoutée. Ce problème peut être anticipé lors de la construction de la première partie du bâtiment, en augmentant la hauteur sous la lisse haute.

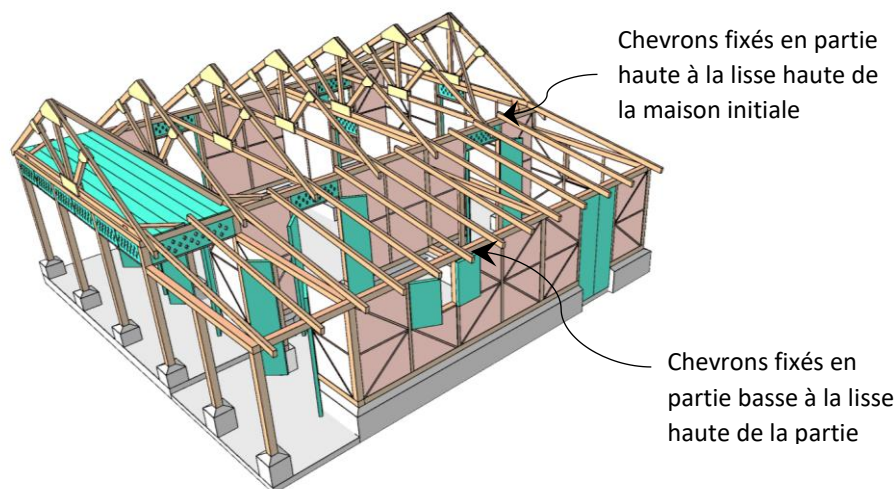


Figure 6.5.11.7- 1_Principe de mise en œuvre de la toiture à pan unique : maquette 3D

Pour les portées libres de murs de 2,50m maximum, les chevrons en bois de catégorie D peuvent être réalisés avec des éléments de section 2x4 minimum, avec un espacement maximum entre eux de 60cm.

Ces données sont valables uniquement dans le cas où des éléments de protection des débords de toiture sont correctement mis en œuvre (sous-faces et rives chantournées²⁷). Pour d'autres configurations (portées plus importantes, sous-face des débords non-protégées, etc.), des éléments de détermination des sections et espacements sont consultables au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien²⁸.

²⁷ voir chapitres 6.5.11.12 et 6.5.11.13

²⁸ Code National du Bâtiment Haïtien 2025, partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logements en maçonnerie », 1.5.6.9.6 Chevrons

6.5.11.8. Ancrage de la charpente sur la lisse haute

L'ancrage de la toiture à la lisse haute est un élément déterminant pour réduire les risques de déformation et de soulèvement de la toiture sous la pression des vents forts.

Ce chapitre présente plusieurs techniques couramment utilisées pour l'ancrage de la charpente sur la lisse haute, avec des assemblages juxtaposés ou à entaille fixés par des feuillards métalliques de gauge 16 minimum.

D'autres techniques d'ancrage et d'autres matériaux de connexion peuvent être mise en œuvre, notamment des connecteurs métalliques préfabriqués, sous réserve que ces solutions offrent une résistance suffisante en fonction de la zone sismique et cyclonique considérée.

Les éléments de charpente présentent généralement une largeur de 2". Pour permettre aux assemblages de reprendre les efforts avec une quantité de clous raisonnable, il est recommandé d'utiliser des clous 16d de longueur 3,5" de préférence, ou à défaut des clous 8d de longueur 2,5" ou 10d de longueur 3".²⁹ Il peut être nécessaire de rajouter ponctuellement une chute de bois de 2" pour avoir une épaisseur suffisante de fixation.

La réalisation d'assemblage avec une très grande quantité de clous risque d'endommager la pièce de bois, et ainsi de réduire considérablement ses capacités de résistance mécanique.

6.5.11.8.1 Ancrage des fermes sur la lisse haute

Ancrage de la charpente avec débords en queue de vache

Dans le cas d'une ferme avec débords de toiture en queue de vache, l'entrait est fixé sur la lisse haute par au moins 2 clous 3,5" (16d) plantés en diagonale dans les deux pièces de bois.

Pour améliorer la stabilité et la résistance de l'assemblage, il est recommandé de réaliser une entaille à tiers-bois de l'entrait, uniquement si le bois utilisé est de catégorie C ou supérieure.

Deux feuillards de gauge 16 minimum sont entrecroisés au plus proche autour de l'entrait et de la lisse haute, et fixés par au moins 9 clous 3,5" (16d) répartis comme suit :

- 4 clous sur la face supérieure de l'entrait
- 5 clous 3,5" (16d) répartis sur les faces de la lisse haute

Les clous sont à répartir équitablement sur les deux feuillards.

Dans le cas où la ferme de charpente est fixée au droit d'un poteau de l'ossature des murs, les straps d'ancrage sont enroulés à lisse haute de part et d'autre du poteau.

²⁹ Une méthode d'ajustement du nombre de clous en fonction du calibre utilisé est proposée au chapitre 6.4.11.4_Clous et vis

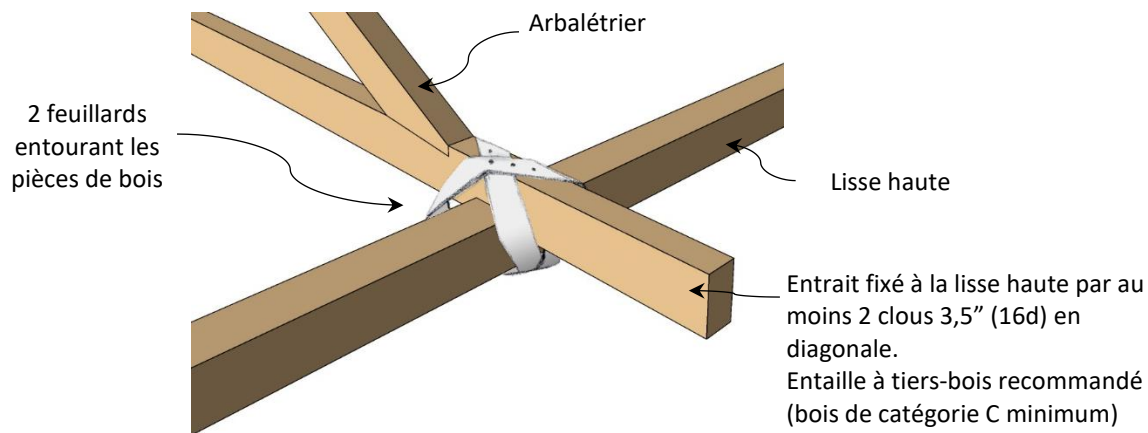


Figure 6.5.11.8.1- 1_Principe d'assemblage de l'entrait sur la lisse haute, entrait avec entaille à tiers-bois : détails 3D

Ancrage de la charpente avec débords en prolongement de la pente de toiture

Dans le cas d'une ferme avec débords dans le prolongement de la pente de toiture, l'entrait de la ferme est placé sur la lisse haute de manière à laisser dépasser l'arbalétrier.

Pour améliorer la stabilité et la résistance de l'assemblage, il est recommandé de réaliser une entaille en bec d'oiseau sur l'arbalétrier, de manière à avoir un appui stable sur la lisse haute. L'entaille doit avoir une profondeur maximum équivalente à $1/4$ de la section de l'arbalétrier.

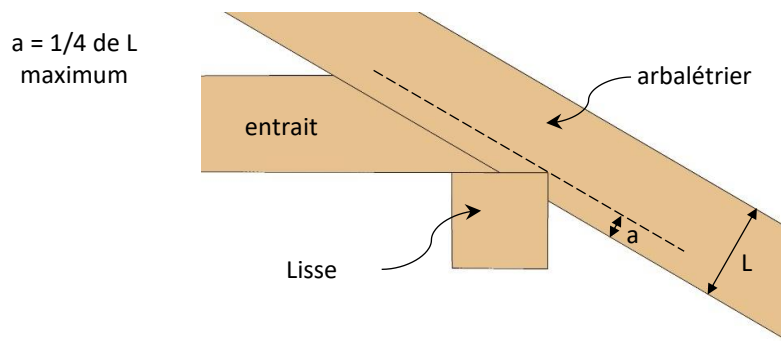


Figure 6.5.11.8.1- 2_Principe de réalisation de l'entaille en bec d'oiseau sur l'arbalétrier : détail en coupe

Deux feuilards de gauge 16 minimum sont entrecroisés au plus proche autour de la ferme et de la lisse haute, et fixés par au moins 9 clous 3,5" (16d) répartis comme suit :

- 4 clous sur la face supérieure de l'arbalétrier
- 5 clous 3,5" (16d) répartis sur les faces de la lisse haute

Les clous sont à répartir équitablement sur les deux feuilards.

Dans le cas où la ferme de charpente est fixée au droit d'un poteau de l'ossature des murs, les straps d'ancrage sont enroulés à lisse haute de part et d'autre du poteau.

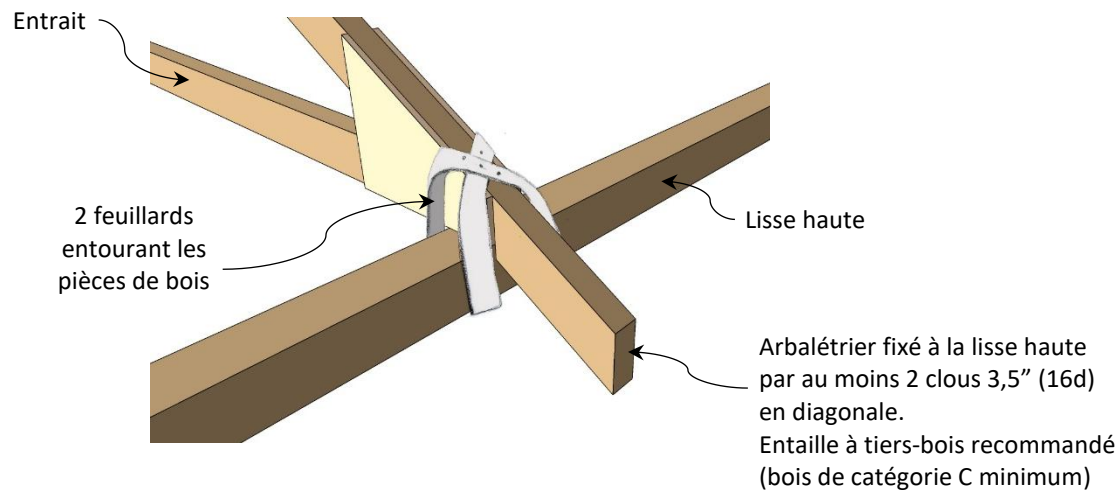


Figure 6.5.11.8.1- 3_Principe d'assemblage de la ferme sur la lisse haute : détails 3D

6.5.11.8.2 Ancrage des chevrons seuls sur la lisse haute

Chaque extrémité du chevron est fixée sur la lisse haute par au moins 2 clous 3,5" (16d) plantés en diagonale. Pour améliorer la stabilité et la résistance de l'assemblage, il est recommandé de réaliser une entaille en bec d'oiseau à chaque extrémité, équivalente à 1/4 de la section du chevron.

Deux feuilards de gauge 16 minimum sont entrecroisés au plus proche autour du chevron et de la lisse haute, et fixés par au moins 9 clous 3,5" (16d) répartis comme suit :

- 4 clous sur la face supérieure du chevron
- 5 clous 3,5" (16d) répartis sur les faces de la lisse haute

Les clous sont à répartir équitablement sur les deux feuilards.

Dans le cas où le chevron est fixé au droit d'un poteau de l'ossature des murs, les straps d'ancrage sont enroulés à lisse haute de part et d'autre du poteau.

Ce type de fixation convient également pour l'ancrage des arêtières (ou chevrons d'arêtier) de la toiture à 4 pans sur la lisse haute.

6.5.11.9. Contreventement de la charpente en bois

Le contreventement de la toiture est nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage face à la poussée du vent et aux mouvements latéraux de manière générale.

Il est généralement réalisé par la mise en œuvre d'éléments de triangulation entre fermes, mais la pose de plafonds en planches ou en panneaux rigides peut être une alternative pertinente.

Les toitures à 4 pans présentent un contreventement dans leur forme propre, assuré par les arêtiers.

Pour les toitures à 2 pans, le contreventement par triangulation doit être présent aux minimums aux extrémités de la charpente. Il peut être réalisé soit :

- Par deux diagonales fixées entre le point haut de la première ferme et les extrémités basses de la deuxième ferme, de chaque côté de la toiture. Les diagonales doivent être de section 2 x 4" minimum ;
- Par des croix de Saint-André réalisées avec des éléments de de 1 x 4" minimum et fixées en rampant entre les deux premières fermes, de chaque côté de la toiture.

Pour les toitures à pan unique, le contreventement par triangulation est recommandé dans le cas d'un espacement des chevrons supérieur ou égal à 60 cm.

Dans tous les cas, un contreventement complémentaire avec des croix verticales entre les fermes courantes est recommandé dans les zones sismiques C et D et en zone cyclonique IV, ainsi que dans le cas des toitures avec pente égale ou supérieure à 40°.

Les éléments de contreventement doivent être fixés aux pièces de la charpente par au moins 4 clous 2,5"(8d) à chacune de leurs extrémités.

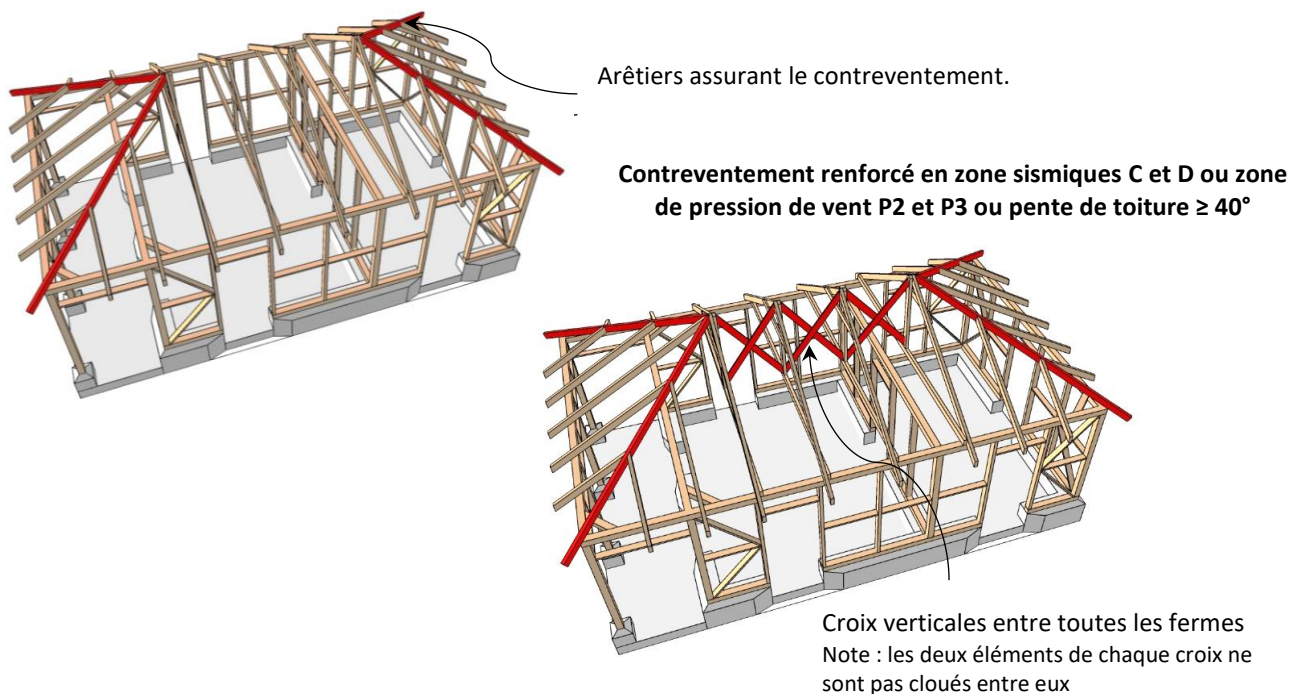


Figure 6.5.11.9- 1_Principe de contreventement des toitures à 4 pans : maquettes 3D

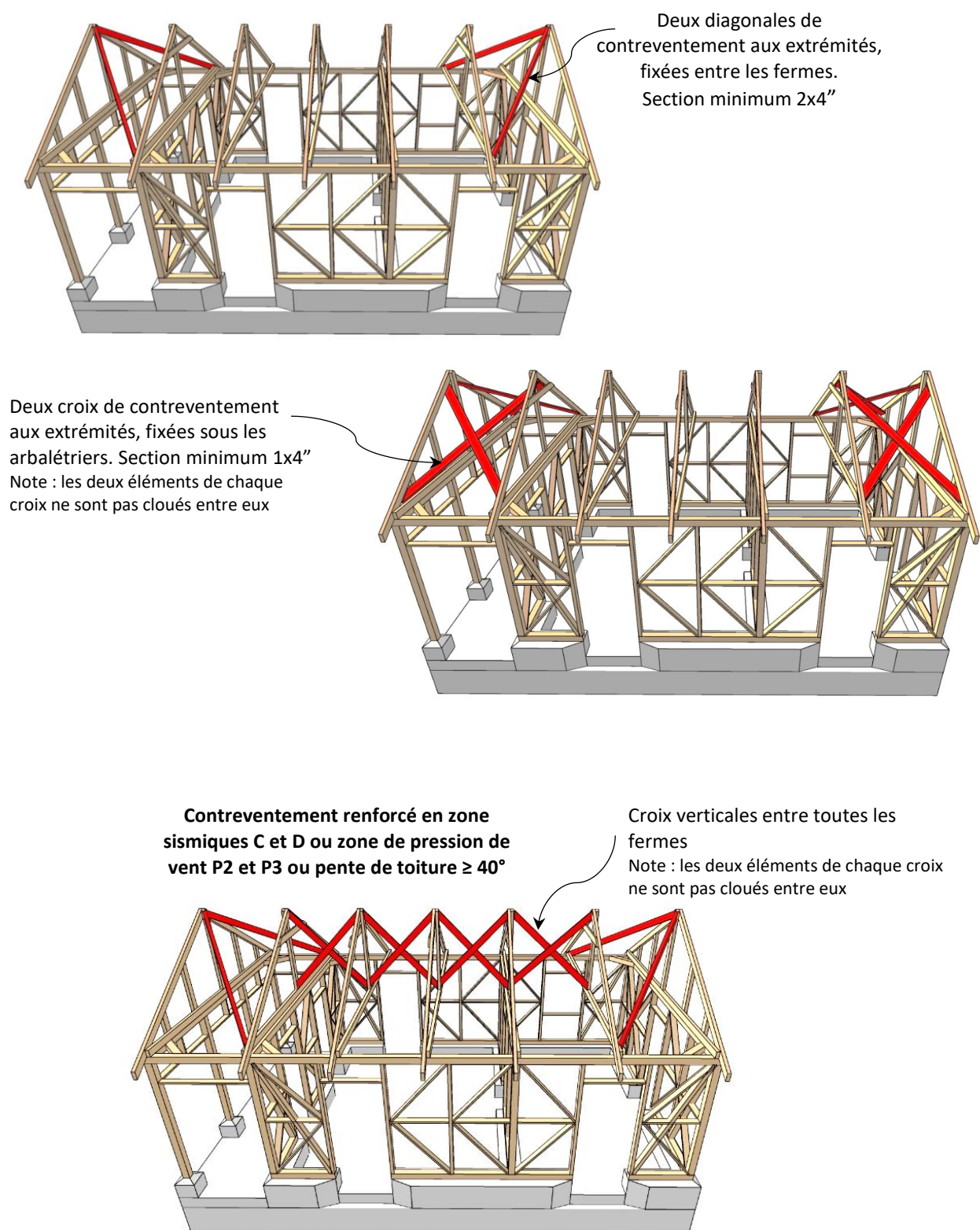


Figure 6.5.11.9- 2_Principes de contreventement minimum des toitures à 2 pans : maquettes 3D

6.5.11.10. Mise en œuvre des liteaux

Les liteaux (*lattes*) permettent la fixation des éléments de couverture. Ils sont fixés sur les arbalétriers (toiture à 4 pans ou 2 pans) ou sur les chevrons (toiture à pan unique).

Dans le cas d'une façade à 2 pans « dos cheval », les liteaux sont laissés en dépassement en façades pignons pour former le débord de toiture, qui doit impérativement être protégé par des planches en sous-face et des rives. (Cf chapitre 6.5.11.11_Sous-faces des débords de toiture)

Un dernier liteau doit impérativement être fixé en bas de chaque pan de la toiture, afin de pouvoir fixer l'extrémité des éléments de couverture et les rives.

Dans le cas des toitures à 4 pans, des liteaux inclinés dans le sens de la pente doivent être fixés de part et d'autre des arêtiers pour permettre la fixation des éléments de couverture sur les arêtes.

Liteaux laissés en dépassement
pour former le débord de
toiture

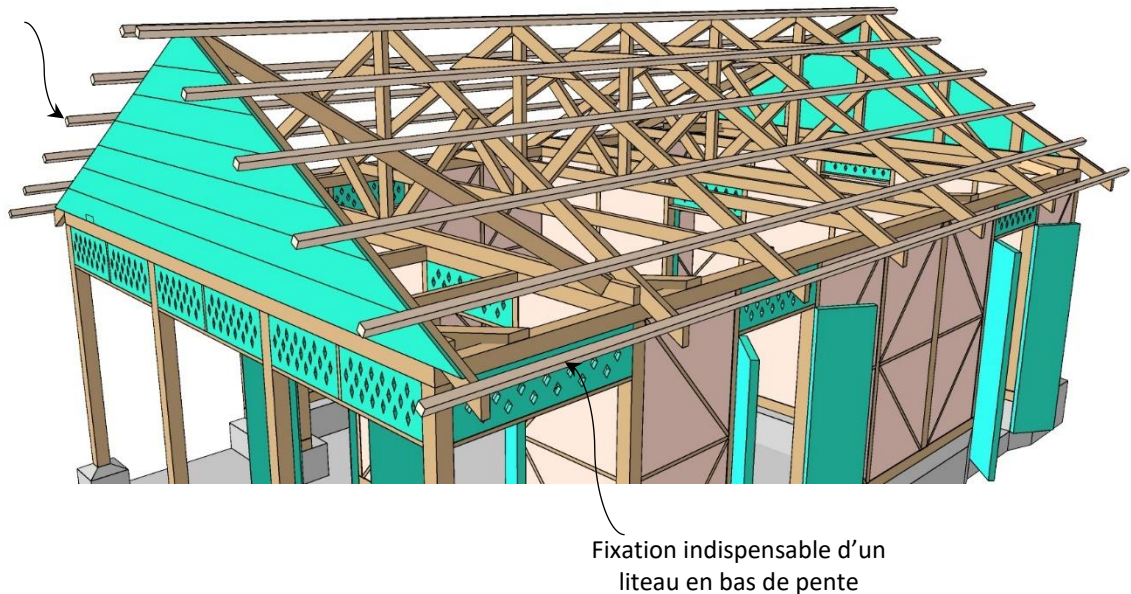


Figure 6.5.11.10- 1_Principe de mise en œuvre des liteaux (lattes) sur toiture 2 pans : maquette 3D

6.5.11.10.1 Dimensionnement des liteaux (*lattes*)

La section des liteaux (*lattes*) et leur espacement entre eux dépend du matériau de couverture choisi, de l'espacement des fermes et des chevrons, de la zone d'emplacement dans la toiture.

Pour les petits bâtiments en rez-de-chaussée dont les portées entre fermes ou chevrons ne dépassent pas 90cm, les liteaux en bois de catégorie D doivent être de section 2 x 2" minimum. Pour d'autres types

de toitures, de plus amples données et méthodes de détermination des sections des liteaux sont disponibles dans le chapitre 1 de la partie 2 du Code National du bâtiment haïtien³⁰.

Dans le cas de liteaux de section 2 x 2" fixés sur les fermes ou des chevrons espacés de 90 cm minimum, il est recommandé de respecter les espacements suivants :

- 60 cm pour les parties courantes de la toiture
- 40 cm pour les débords en bas de pente (débords droits ou en « queue de vache »)
- Au faîtage, un premier liteau doit être placé au plus près de la ligne de faîtage. L'espacement avec le second liteau doit être de 40 cm maximum.

Ces espacements sont valables uniquement dans le cas où des éléments de protection des débords de toiture sont correctement mis en œuvre (sous-faces et rives chantournées³¹). En l'absence de ces éléments, il convient de se référer aux éléments de détermination définis au chapitre 1 de la partie 2 du Code National du Bâtiment Haïtien.

De plus, l'espacement des liteaux doit être modulé en fonction du matériau de couverture choisi. Pour les petits éléments (nattes végétales, tuiles, etc.), les indications du fabricant doivent être impérativement respectées.

6.5.11.10.2 Fixation des liteaux (lattes)

Les liteaux (lattes) de section 2x2" sont fixés aux arbalétriers ou aux chevrons par au moins 2 clous 3,5" (16d). Pour des sections plus importantes, le type et le nombre de clous est à moduler pour obtenir une fixation équivalente.

Afin d'améliorer la résistance de la fixation des liteaux dans les catégories de pression P2 et P3³², il est recommandé de compléter l'assemblage par un feuillard de gauge 16 minimum, ou par l'enroulement de fils à ligature gauge 16 minimum.

6.5.11.11. Sous-faces des débords de toiture

Les débords de toiture présentent de nombreux avantages mais sont fortement soumis à l'arrachement. Leur conception doit donc inclure des stratégies de protection et de renforcement des éléments en débord, avec en particulier la fixation de planches en sous-face qui permettent :

- D'améliorer fortement la résistance au vent, en réduisant les risques de pénétration du vent et de soulèvement du bas de la toiture ;
- De contreventer latéralement les débords de toiture, et d'améliorer la stabilité globale de la charpente ;
- De protéger la charpente des éclaboussures causées par la pluie poussée par le vent ;
- D'améliorer le confort thermique en limitant le transfert de chaleur vers les combles et vers l'espace intérieur.

³⁰ Code National du Bâtiment Haïtien 2025 – Partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logements en maçonnerie », 1.5.6.9.5_ Lattes et raccords de lattes

³¹ voir chapitres 6.5.11.12 et 6.5.11.13

³² Voir chapitre 6.5.11.3. Dimensionnement des éléments des fermes de charpente

6.5.11.11.1. *Débords en façade pignon (toiture à 2 pans ou à pan unique)*

Dans le cas d'une toiture à 2 pans ou à pan unique, les débords de toiture aux extrémités sont formés grâce au dépassement des liteaux (lattes). Des planches de protection, en bois de catégorie C minimum, sont fixées sous chaque liteau avec au moins 2 clous 2,5" (8d) par largeur de planche

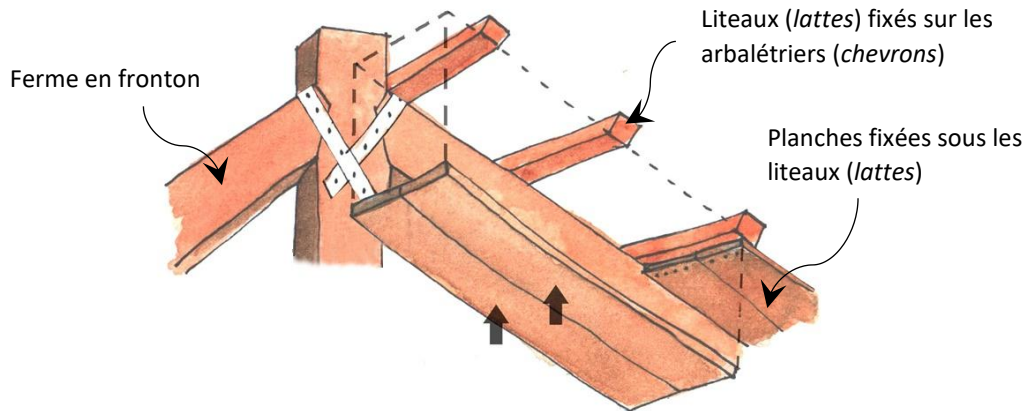


Figure 6.5.11.11.1- 1_Principe de mise en œuvre des planches sous les débords de la façade à pignon (toiture à 2 pans) : schéma 3D

6.5.11.11.2. *Débords latéraux dans le sens de la pente*

Pour les débords de toiture latéraux, les planches en sous-face peuvent être fixées sous les dépassements des arbalétriers ou des chevrons. Dans ce cas, la sous-face a la même inclinaison que la toiture.

Les planches sont fixées à chaque arbalétrier ou chevron par au moins 2 clous 2,5" (8d) par largeur de planche. L'appareillage en quinconce des planches offre une meilleure résistance globale à la sous-face.

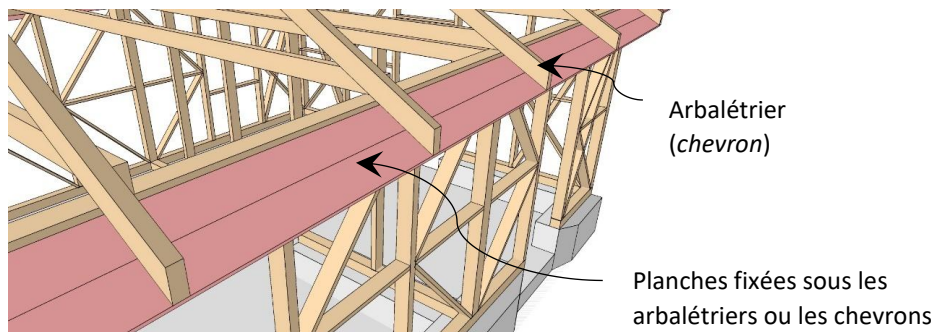


Figure 6.5.11.11.2- 1_Principe de mise en œuvre des planches en sous-face des débords latéraux, dans le sens de la pente : détail 3D

6.5.11.11.3. Débords latéraux en « queue de vache »

Les débords en queue de vache permettent de réaliser une cassure en bas de pente de la toiture, et ainsi de diminuer les forces exercées par le vent. Ce type de débord permet, avec une même distance horizontale depuis le nu du mur extérieur, d'éloigner plus efficacement l'eau de pluie.

L'entrait est fixé sur la lisse haute avec un dépassement suffisant pour former le débord. Les coyaux sont fixés sur l'entrait et sur les arbalétriers, avec une inclinaison minimum de 15°.

Les planches de sous-face sont fixées horizontalement sous l'entrait par au moins 2 clous 2,5" (8d) par largeur de planche. L'appareillage en quinconce des planches offre une meilleure résistance globale à la sous-face.

Verticalement, les interstices entre la lisse haute et les entrails des fermes sont fermés par des planches de finition fixées en applique sur la lisse haute.

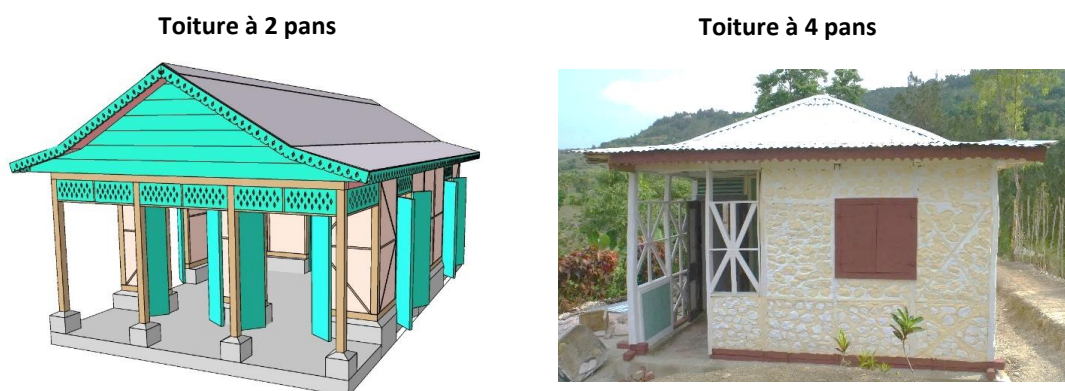


Figure 6.5.11.11.3- 1_Débords de toiture en « queue de vache » : maquette 3D et photo

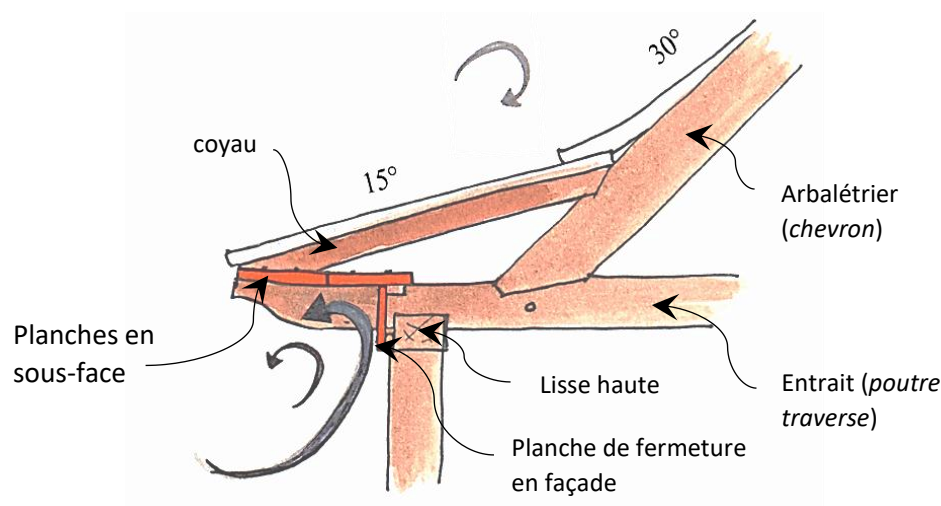


Figure 6.5.11.11.3- 2_Principe de mise en œuvre des débords en « queue de vache » : schéma en coupe

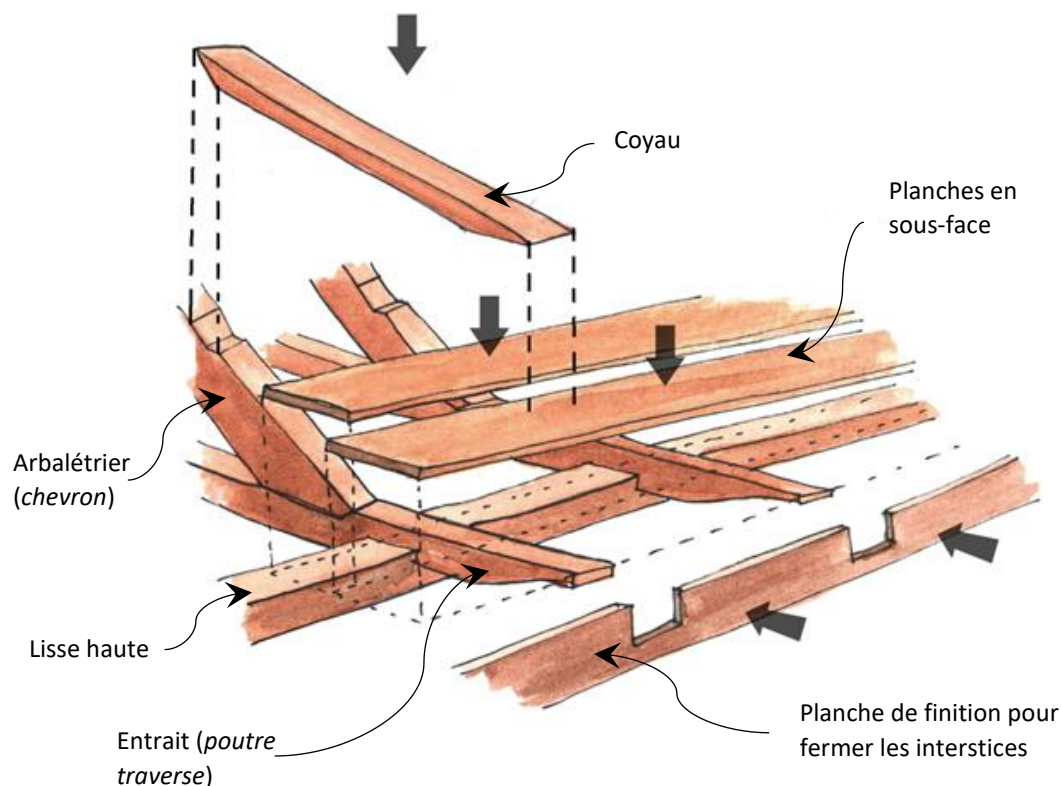


Figure 6.5.11.11.3- 3_Principe de mise en œuvre des débords en « queue de vache » : schéma en 3D

6.5.11.12. Rives et flèches chantournées

Les rives chantournées (ou « découpées »), fréquemment observées dans les maisons vernaculaires, ont une fonction esthétique et technique : les découpes permettent en effet de diminuer la pression du vent aux extrémités des débords de toiture. L'efficacité de ces éléments augmente lorsque les découpes sont variées et nombreuses.

Les rives sont généralement réalisées :

- Avec des planches de bois (catégorie C minimum) fixées sous les matériaux de couverture ;
- Avec des feuilles de tôle plate, dirigée vers le haut et fixées en appui contre le matériau de couverture.

Pour les façades latérales, les rives sont fixées aux extrémités des éléments formant le débord de toiture (arbalétrier, entrait ou chevrons), en ménageant un léger débordement du matériau de couverture pour permettre l'écoulement des eaux pluviales.

Pour les façades pignons (2 pans, pan unique), un liteau doit être fixé sur l'extrémité des liteaux (*lattes*) de la couverture, de manière à créer un support de fixation pour l'élément en rive. Les rives en pignon sont fixées de manière à limiter l'intrusion du vent sous les matériaux de couverture.

Pour les toitures à 2 pans, la fixation d'une flèche chantournée en bois ou en tôle au point haut de l'extrémité de la toiture permet de réduire la force d'arrachement exercée par le vent sur les éléments de couverture de la ligne de faîtage.

Rives, flèche et imposte en bois



Rives et flèche en métal



Figure 6.5.11.12- 1_Rives et flèches chantournées : photos

6.5.12. Charpente de la galerie

6.5.12.1. Plafonnement de la galerie sous la toiture principale

Le plafonnement de la galerie est indispensable lorsque celle-ci est aménagée sous la toiture principale. Cette solution, très courante dans l'architecture vernaculaire, offre une meilleure résistance aux vents que la galerie en casquette.

Le plafond de la galerie est réalisé par la fixation transversale de solives (petites poutres), dimensionnées et espacées de manière à pouvoir supporter le poids du stockage dans le *galata*.

Il est recommandé d'utiliser des solives de section 2x3" (bois de catégorie A et B) ou 2x4" (bois de catégorie C et D), espacées de 90cm maximum.

Les solives peuvent être fixées sur la lisse haute par :

- Par un assemblage à tiers-bois : les solives sont placées sur les lisses hautes et fixées par au moins 2 clous 3,5" (16d) à chaque extrémité
- Par un assemblage juxtaposé : les solives sont placées entre les lisses hautes et fixées par au moins 2 clous 3,5" (16d) en oblique à chaque extrémité

Le plafond est fermé par des planches en bois d'épaisseur 1" minimum, fixés en quinconce sur les solives. D'autres matériaux peuvent être utilisés pour le plafonnement (contreplaqué, panneaux rigides agglomérés, etc.), sous réserve qu'ils puissent supporter la charge de stockage du *galata*.



Figure 6.5.12.1- 1_Plafonnement de la galerie sous la toiture principale : photo

6.5.12.2. Galerie en casquette avec charpente détachée de la toiture principale

6.5.12.2.1. Charpente de la galerie en casquette

La charpente de la galerie « en casquette », détachée de la charpente de la toiture principale, doit avoir une pente de 15° minimum. Elle est constituée de :

- Une poutre en haut de pente, de section 2"x3" (bois de catégorie A et B) ou 2"x4" (bois de catégorie C et D). Des cales triangulaires sont fixées aux poteaux de façade et servent de support à la poutre. Les cales sont fixées sur chaque poteau de façade par au moins 2 clous 3,5"(16d). La poutre haute de la galerie est placée sur les cales, et fixées à celles-ci par au moins 2 clous 3,5"(16d) plantés en diagonale.
Un feuillard de gauge 16 minimum assure la fixation de l'ensemble avec au moins :
 - 3 clous 3,5"(16d) sur la poutre
 - 2 clous 3,5"(16d) sur la cale
 - 3 clous 3,5"(16d) sur le poteau de façade
- Une poutre en bas de pente, 3"x3" (bois de catégorie A et B) ou 4"x4" (bois de catégorie C et D). La poutre basse est fixée sur chaque poteau de la galerie par un feuillard gauge 16 minimum, avec moins 2 clous 3,5"(16d) sur la face horizontale de la poutre, et au moins 3 clous 3,5" (16d) sur chacune des faces du poteau.
- Des chevrons de section 2"x3" (bois de catégorie A et B) ou 2"x4" (bois de catégorie C et D), fixés aux poutres haute et basse selon les mêmes dispositions techniques que pour les toitures à pan unique. (Cf chapitre 6.5.11.5_Ancrage des chevrons sur la lisse haute)
- Des liteaux (lattes) permettant la fixation des éléments de couverture, et fixés sur les chevrons. Les recommandations de section, d'espacement et de pose des liteaux sont spécifiées au chapitre 6.5.11.10_Mise en œuvre des liteaux.

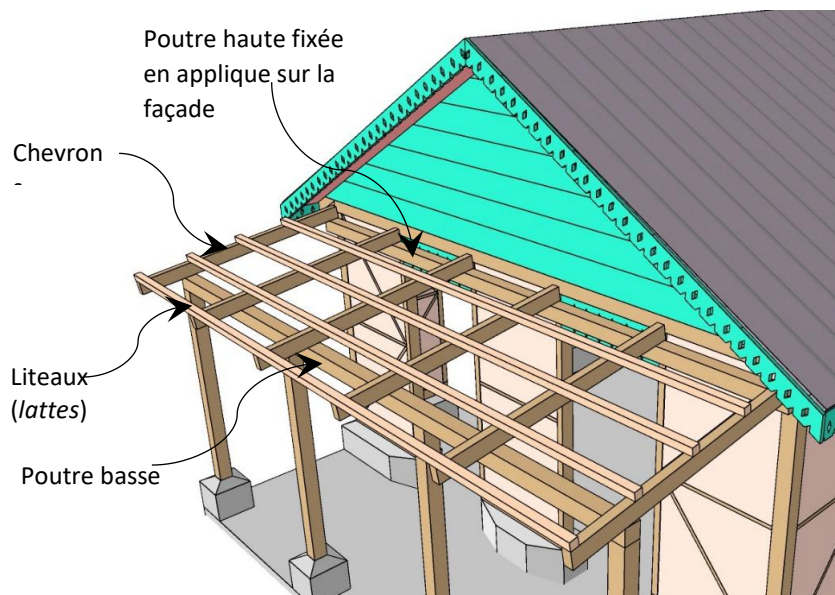


Figure 6.5.12.2.1- 1_Principe de mise en œuvre de la charpente de la galerie en casquette : maquette 3D

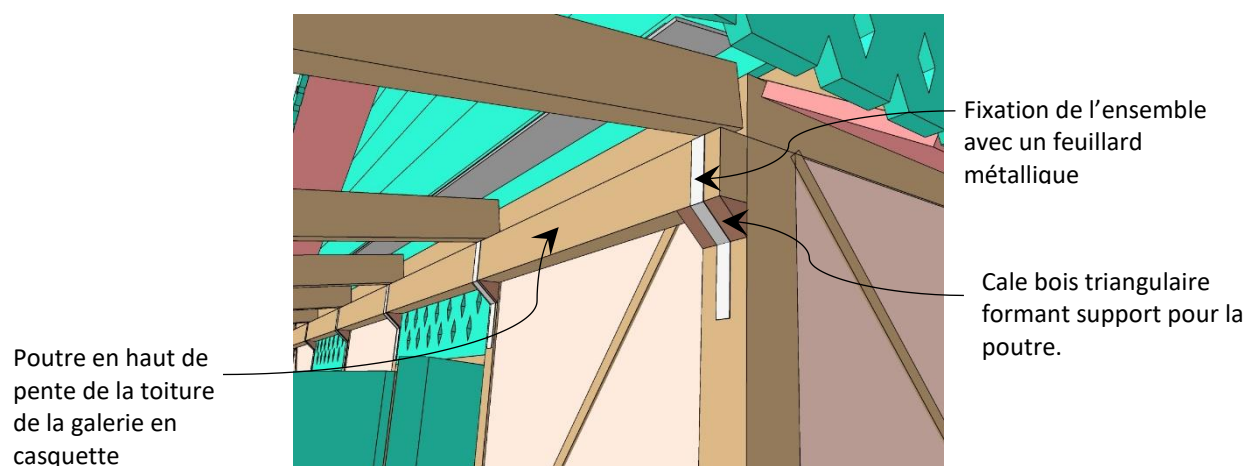


Figure 6.5.12.2.1- 2_Mise en œuvre de la poutre haut support de la galerie en casquette : détail 3D

6.5.12.2.2. *Éléments de protection de la galerie en casquette*

La galerie en casquette est très fragile vis-à-vis des vents forts. En cas de cyclone, l'arrachement de la couverture de la galerie représente un grand danger pour le bâtiment, l'environnement et les vies humaines, en particulier dans le cas d'une toiture en feuilles de tôle propulsée à grande vitesse par le vent. Par conséquent, la construction d'une galerie en caquette doit obligatoirement intégrer des solutions de protection pour limiter la prise au vent. Plusieurs solutions sont envisageables et combinables :

- Préférer une couverture en petits éléments plus lourds que la tôle et moins sensibles à l'arrachement (tuiles), ou non dangereux en cas d'arrachement (chaume de fibres) ;
- Réaliser un plafonnement en planches ou en contreplaqué, fixé sous les chevrons ;
- Fixer des rives chantournées sur les côtés et en bas de pente.

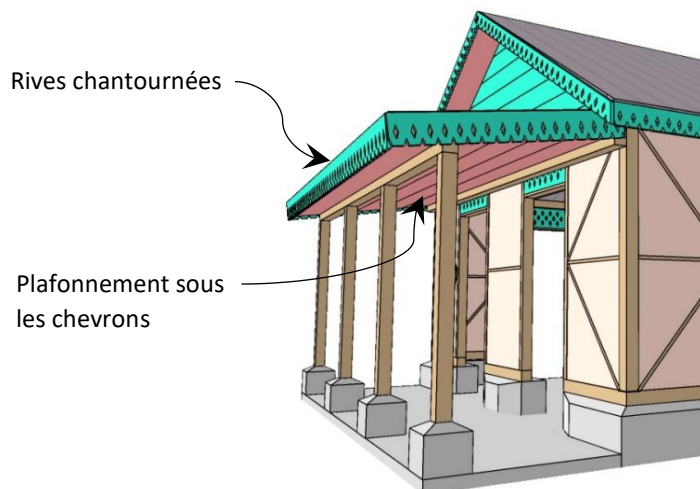


Figure 6.5.12.2.2- 1_Solutions de protection contre l'arrachement de galerie en casquette : maquette 3D

6.5.12.2.3. Mise en œuvre d'un larmier

La jonction de la galerie en casquette sur la façade du bâtiment doit être traitée de manière à éviter les infiltrations et la stagnation d'eau. L'application d'un joint d'étanchéité est recommandée, et doit être renouvelée chaque année.

La mise en œuvre d'un larmier fixé en haut de pente permet de diriger efficacement l'eau de pluie du fronton triangulaire vers la couverture de la galerie. Le larmier doit être réalisé avec un matériau étanche et pliable.

Il est recommandé de réaliser un larmier avec une feuille de tôle plate galvanisée de gauge 24 minimum. La feuille de tôle du larmier est pliée selon l'angle d'inclinaison de la toiture de la galerie.

La partie verticale, d'une hauteur de 10 cm minimum, est fixée sur chaque élément de la structure du fronton (le cas échéant, par-dessus les planches d'habillage) avec au moins 2 clous 2,5" (8d).

La distance de recouvrement du larmier sur la couverture de la galerie doit être de 5 cm minimum. Dans le cas d'une couverture de la galerie en tôle, il est recommandé de fixer la partie inclinée du larmier par-dessus la tôle, sur le premier liteau (*latte*), avec un point de fixation tous les 50 cm.

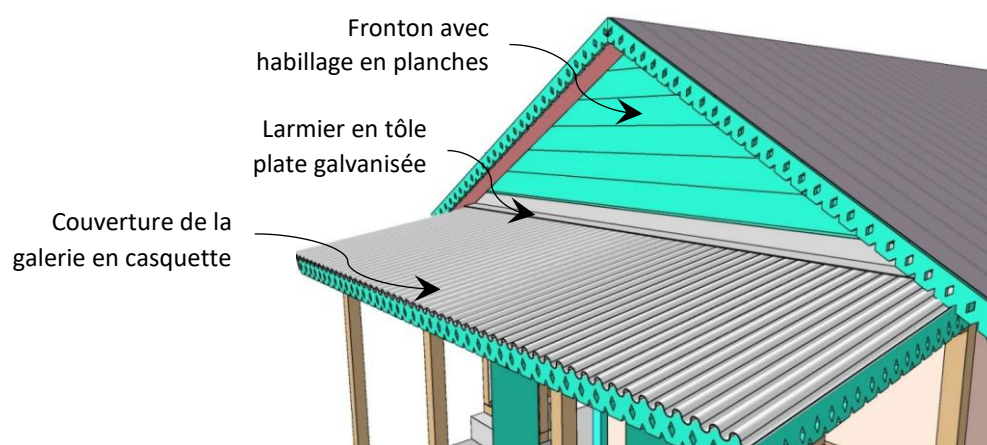


Figure 6.5.12.2.3- 1_Principe de mise en œuvre d'un larmier en haut de pente de la galerie en casquette : maquette 3D

6.5.12.3. Frises d'impôtes chantournées

Dans la construction vernaculaire, les parties hautes des galeries présentent des frises d'impôtes chantournées, dont les motifs plus ou moins ouvragés démontrent la grande attention esthétique apportée à la façade d'accueil. Ces éléments contribuent à contreventer la partie haute de la galerie, et à réduire la force du vent qui s'engouffre dans cet espace.



Figure 6.5.12.3- 1_Frises d'imposte de la galerie : photos

6.5.13. Couverture

La couverture désigne l'agencement de matériaux recouvrant un bâtiment pour le protéger des intempéries. La couverture permet de protéger l'intérieur du bâtiment des éléments extérieurs (vents, pluies, froid, chaud, poussière, bruits, etc.) et, grâce aux débords de toiture, de protéger les murs extérieurs et la périphérie du bâtiment de la pluie.

Les principales propriétés recherchées pour la couverture sont l'étanchéité, l'esthétique, la légèreté, la résistance mécanique (à l'arrachement principalement) et la capacité à faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

En zone cyclonique, la charpente et la couverture sont soumises à des contraintes d'arrachement et de déplacement importantes. Par ailleurs, la couverture est soumise à des contraintes de surcharge, d'impacts ponctuels et à l'usure naturelle. La qualité de la fixation des éléments de couverture est déterminante pour assurer l'étanchéité et la résistance mécanique.

En Haïti, les couvertures des toitures en pente les plus courantes sont :

- Les couvertures en fibres végétales, solution la plus économique utilisant des ressources locales renouvelables ;
- Les couvertures en tôle ondulée ou en bac acier galvanisé (*tôle trapèze*), qui ont progressivement remplacé les couvertures en fibres végétales. Il faut noter la qualité décroissante des tôles et bacs aciers disponibles sur le marché haïtien ;
- Les couvertures en tuiles de terre cuite ou de mortier de ciment.

D'autres matériaux de couverture peuvent être mis en œuvre (plaques de bitume, polycarbonate, etc.), sous réserve qu'ils fournissent répondent aux critères qualitatifs et aux exigences de résistance et de durabilité.

Les couvertures en petits éléments (fibres, tuiles) sont recommandées pour les toitures présentant une forte prise au vent, comme les toitures des galeries détachées ou pour les bâtiments construits proches de la mer. En cas de cyclone, les petits éléments dissipent efficacement l'énergie par frottements, et ils peuvent être endommagés ou arrachés progressivement, sans causer de dommages à la structure porteuse du bâtiment, et sans représenter de danger pour les habitant.es et les alentours.

Post-catastrophe, les éléments endommagés de la couverture sont réparables rapidement avec peu de moyens.

6.5.13.1. Couverture en panneaux métalliques

La majorité des couvertures des toitures en pente est aujourd'hui réalisé avec des panneaux métalliques proposés sous deux formes :

- Des feuilles de tôles ondulées galvanisées, forme la plus courante sur le marché haïtien ;
- Des bacs acier galvanisés, appelés « tôles trapèzes », présentant un profil trapézoïdal.

L'épaisseur et la qualité de la galvanisation sont des facteurs essentiels de la durabilité des couvertures en panneaux métalliques. Au fil des années, les tôles ondulées et trapèzes disponibles sur le marché haïtien perdent en qualité. Une grande vigilance est nécessaire lors de la sélection des panneaux de couverture.

Contrairement aux couvertures en petits éléments (fibres, tuiles), les couvertures en tôles doivent être mises en œuvre et entretenues de manière à éviter absolument l'arrachement et le déchirement. En cas de vent fort ou de cyclone, la projection à grande vitesse d'un élément en tôle représente un grand danger pour les vies humaines, pour les bâtiments, et pour les alentours.

Les panneaux métalliques de couverture doivent être de gauge 24 minimum (soit une épaisseur minimale de 0,614 mm). Les panneaux d'épaisseurs inférieures sont peu durables, et non recommandées pour les contextes ultramarins (embruns et corrosion) et en zone sismique et cyclonique.

La toiture principale du bâtiment doit avoir une inclinaison comprise entre 25° et 30° (46% à 57%). L'inclinaison peut être réduite jusqu'à 15° (26%) pour les toitures secondaires des agrandissements, pour les galeries en casquette et pour les débords de toiture en « queue de vache ».

Les panneaux sont fixés sur les liteaux (*lattes*), dont les spécificités de dimensionnement et d'espacement sont indiquées au chapitre 6.5.11.10_Mise en œuvre des liteaux.

Les panneaux sont fixés à partir du bas de pente en direction du faîtage, superposées dans le sens opposé à la direction des vents dominants. Il est recommandé d'éviter d'utiliser des petites chutes de tôles et de préférer autant que possible la pose de panneaux complets.

Les distances de recouvrement recommandées entre les panneaux sont :

- Au moins 20 cm dans le sens de la pente ;
- Au moins 15 cm dans le sens horizontal (deux ondes complètes pour les tôles ondulées).

Pour la fixation, il est recommandé d'utiliser :

- Des clous pour tôle 8d minimum (longueur de 2,5", diamètre minimum de 0,128", diamètre minimum de tête de 0,375"), ou vis pour tôle équivalentes, pour une fixation sur des liteaux d'épaisseur 2" et plus ;
- Des vis pour tôle de diamètre 0,128" minimum pour la fixation sur des liteaux d'épaisseur comprise entre 1" et 2" ;

La fixation des panneaux métalliques de couverture se fait sur l'onde convexe (partie la plus haute), au moins :

- Toutes les ondes au niveau du faîtage, en bas de pente, sur les débords de toiture, dans les angles, chaque recouvrement horizontal et pour l'ensemble de la toiture dans le cas de liteaux de section 1"x4" ;
- Toutes les deux ondes pour le reste de la couverture dans le cas de liteaux de section 2"x2" et supérieur ;

De plus amples recommandations et spécificités concernant la fixation des panneaux métalliques de couverture sont disponible au chapitre 1 de la partie 2 du Code Nationale du Bâtiment Haïtien.³³

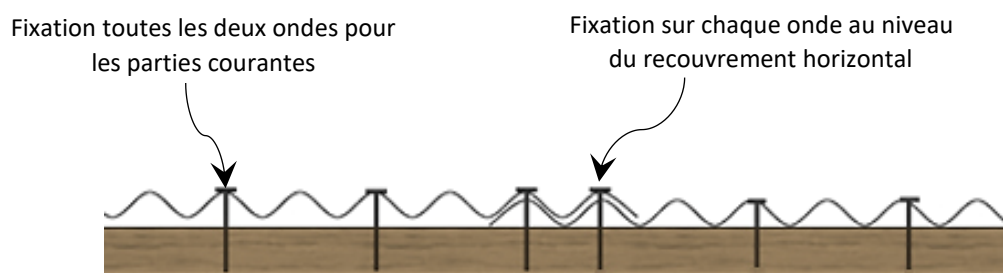


Figure 6.5.13.1- 1_Principe de fixation des tôles ondulées : schéma en coupe

6.5.13.2. Couverture en fibres végétales

Les couvertures en fibres végétales permettent de valoriser les fibres présentes localement, dans un souci d'économie et de facilité d'accès à la ressource.

Selon les localités, ces toitures sont réalisées en feuilles de palmier, de latanier, de bananier, en chaume de vétiver, etc. La technique de mise en œuvre des nappes (ou bottes) est spécifique au matériau utilisé, et bien connue des artisans locaux.

Pour permettre un écoulement efficace de l'eau de pluie, la toiture avec couverture en fibres végétales doit avoir une pente égale ou supérieure à 40° (83%). La charpente doit être correctement contreventée en conséquence. (Cf chapitre 6.5.11.9_Contreventement de la charpente en bois)

La qualité des fibres et de la réalisation des nappes de tressage est un facteur essentiel pour la durabilité de la couverture. Pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie et éviter les infiltrations d'eau, les nappes sont fixées à partir du bas de pente en lits successifs serrés, de manière à constituer un complexe de petits sillons continus qui dirigent l'eau vers l'extérieur. Les arêtiers des toitures à 4 pans doivent être réalisés avec la plus grande attention.

En fonction de la longueur des fibres et de l'épaisseur des nattes, les liteaux (lattes) sont espacés tous les 20 à 60 cm. Les nappes sont à fixées sur les liteaux soit avec des cordes végétales solides, soit avec du fil à ligaturer de gauge 16 minimum.

³³ Partie 2, chapitre 1 « Nouveaux logements en maçonnerie », 1.5.6.9.3_ Panneaux de toiture ondulés (CGI)

Il est possible de protéger de l'arrachement les éléments sensibles de la couverture (débords de toiture, etc.) en fixant des mailles souples ou filets. Cette solution peut aussi être mise en œuvre temporairement en cas d'annonce de cyclone.

Pose des nappes en chaume de vétiver



Détail d'accroche des nappes en feuilles de latanier



Figure 6.5.13.2- 1_Mise en œuvre des couvertures en fibres végétales : photos

6.5.13.3. Couverture en tuiles

Les couvertures en tuiles présentent plusieurs avantages en zone cyclonique :

- Les tuiles étant de petits éléments superposés pour former l'étanchéité de la couverture, elles dissipent efficacement l'énergie dynamique par la multitude de frottements ;
- L'emboîtement des tuiles, induit par leur forme, permet de limiter les risques d'arrachement ;
- L'endommagement ou l'arrachement d'une ou plusieurs tuiles ne représente pas un danger important pour le bâtiment et les personnes ;
- Le remplacement des tuiles endommagées est facilement réalisable. Lors de l'achat des tuiles, il est recommandé de prévoir une marge d'au moins une dizaine de tuiles de remplacement pour faciliter l'entretien de la couverture.

La couverture en tuiles étant plus lourde qu'une couverture en panneaux métalliques, il est nécessaire de s'assurer que la charpente est suffisamment dimensionnée pour supporter le poids de ce type de couverture³⁴. Les fermes de la charpente doivent respecter un espacement maximum de 90cm à l'entraxe.

Les tuiles aujourd'hui disponibles sur le marché haïtien sont majoritairement à emboîtement. Dans le sens horizontal, les tuiles s'emboîtent les unes aux autres avec une largeur de recouvrement propre à leur forme. Les tuiles courantes sont posées en colonnes rectilignes et complètes dans le sens de la pente, en partant du bas de pente vers le faîtage.

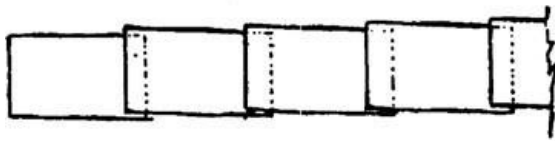
³⁴ Les solutions techniques et dimensionnements développés aux chapitres 6.5.11_Charpente de la toiture et **Erreur ! Source du r envoi introuvable.**_ Charpente de la galerie sont adaptés au poids des toitures en tuiles de terre cuite et de mortier de ciment vibré.

L'espacement des liteaux (*lattes*) dépend des dimensions des tuiles utilisées et du recouvrement recommandé par le fabricant. De manière générale, la longueur de recouvrement dans le sens de la pente entre deux tuiles courantes est de 10 cm minimum.

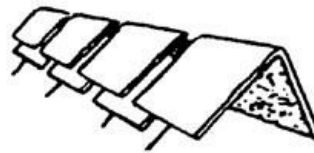
Les tuiles faîtières et d'arêtières sont posées en chevauchement progressif ou double, avec un recouvrement minimum de 5 cm.

Les tuiles sont fixées aux liteaux en fonction de leur forme et destination :

- Pour les tuiles courantes avec tenon de fixation, utiliser un fil à ligaturer de gauge 16 minimum pour fixer chaque tuile. Le fil à ligature est inséré dans le trou du tenon, enroulé autour du liteau, puis fixé par torsion des brins sur une longueur de 5 cm minimum.
- Pour les tuiles avec trous de fixation pré-perçés en partie haute, utiliser des vis adaptées au diamètre du trou et à l'épaisseur du liteau (diamètre 0,128" minimum).
- Pour les tuiles faîtières et les tuiles d'arêtières, la fixation se fait par un lit de mortier en ciment.



Pose en chevauchement progressif



Pose en chevauchement double

Figure 6.5.13.3- 1_Principe de pose des tuiles faîtières : détails

Couverture en tuiles de mortier de ciment vibré (TMV)



©Entrepreneurs du Monde

Couverture en tuiles de terre cuite



©ATProCoM

Figure 6.5.13.3- 2_Exemples de couvertures en tuiles : photos

6.5.13.4. Gouttières

Pour faciliter l'accès à l'eau, il est recommandé de mettre systématiquement en place des gouttières sur chaque toiture, et un système de récupération des eaux pluviales (citerne, contenant externe type « château d'eau », etc.).

Les éléments des gouttières peuvent être réalisées :

- Avec des éléments préfabriqués en aluminium assemblés selon les recommandations du fabricant ;
- Avec des éléments en PVC épais de type SCH 40 minimum, assemblés avec de la colle PVC et du mastic silicone adapté ;
- Avec des éléments fabriqués artisanalement en tôle galvanisée et assemblés par rivetage et soudure à l'étain.

Les gouttières peuvent avoir différents profils : demi-cercle, carré, trapèze ou corniche. Dans tous les cas, la largeur et la profondeur de la gouttière doit être suffisante pour collecter et évacuer rapidement le volume d'eau arrivant de la toiture. Il est recommandé une largeur et une profondeur de 10 cm minimum.

La pente en direction des conduits de descente doit être de 1cm par mètre (1%) minimum.

Les toitures doivent comporter :

- Au moins une descente par pan pour les toitures à 2 pans et à pan unique
- Au moins 2 descentes pour les toitures à 4 pans.

Les gouttières sont fixées en bas de la pente de toiture au moyen d'étriers ou de crochets en aluminium ou en acier galvanisé, adaptés à la forme de gouttière choisie. Les accroches sont fixées aux extrémités des fermes et chevrons de la charpente, et sur le dernier liteau (*latte*) en bas de pente, en avant des rives chantournées. Les accroches sont espacées de 50 cm maximum.

6.6. Entretien des bâtiments en ossature bois

Les recommandations suivantes présentent des règles minimales d'entretien de petits bâtiments en ossature bois à usage résidentiel, tertiaire, privé ou public, neuf ou existant. Ces règles permettent d'assurer la durabilité (allongement de la durée de vie utile), la sécurité, la salubrité, la tenue au feu (à aborder de manière spécifique), la performance structurelle et environnementale des bâtiments.

6.6.1. Principes généraux

L'entretien des petits bâtiments à ossature bois s'anticipe dès la conception de ceux-ci, avec le moins d'exposition possible des éléments structurels en bois aux intempéries, à la pluie battante et à l'humidité stagnante. L'entretien est également facilité par le choix raisonné d'essences de bois selon la classe d'emploi et leur positionnement approprié dans les différentes parties de la construction. Selon les cas, un traitement additionnel de préservation des éléments en bois peut être réalisé.

Afin de permettre un entretien régulier, l'architecture doit permettre d'observer visuellement l'évolution des pièces de bois, et d'envisager le cas échéant leur remplacement sans altérer l'intégrité de l'ossature.³⁵

6.6.2. Responsabilité d'entretien

Il est de la responsabilité du maître d'œuvre d'éditer un manuel d'usage (mode d'emploi, carnet d'entretien) à destination des utilisateurs du bâtiment, indiquant les mesures appropriées en termes de mesures quotidiennes et ponctuelles.

La responsabilité de l'entretien incombe aux propriétaires, qui doivent veiller à l'application des mesures d'entretien préconisées, à intervalles réguliers et prédéfinis.

Il est recommandé de tenir à jour le carnet d'entretien afin de consigner les veilles et actions réalisées, ainsi que les dates auxquelles elles ont eu lieu et les échéances à prévoir.

6.6.3. Qualité de la ventilation du bâtiment

Le bâtiment doit être équipé d'ouvertures suffisantes pour ventiler et aérer quotidiennement de manière naturelle afin d'éliminer l'humidité et conserver une bonne qualité de l'air intérieur

En cas d'installation d'une ventilation mécanique ou d'une climatisation, s'assurer que ces équipements ne génèrent pas des points ou lieu de condensation permettant à l'eau ou à l'humidité de s'accumuler au pieds des éléments de structures ou derrière les parois en bois. Ces équipements sont à inspecter de manière annuelle.

Si bouches d'aération installées, elles doivent être nettoyées tous les 6 mois.

³⁵ Ces sujets sont développés en détail au chapitre 6.4.8_ Bois d'œuvre

6.6.4. Entretien du bâtiment

6.6.4.1. Inspection périodique de la structure

Une veille quotidienne doit être réalisée par les occupant.es du bâtiment, et toute détérioration doit être signalée sans délai et faire l'objet d'un diagnostic par un.e professionnel.le qualifié.e en construction en ossature bois (contremaître, chef-fe de chantier, ingénieur-e ou architecte)

Une inspection visuelle de l'ossature doit être réalisée par un.e professionnel.le **au moins tous les 2 ans**. Toute déformation, fissure, attaque biologique (insectes, champignons) ou infiltration doit être notée et traitée sans délai.

Dans les zones à forte humidité ou à fort risque de prolifération des termites, des inspections chaque 6 mois doivent être réalisées. La désinfection des sols et des abords du bâtiment doit être réalisée au moins une fois par an.

Les fixations (clous, vis, feuillards et connecteurs métalliques, fil à ligaturer, etc.) doivent être contrôlées au minimum tous les 3 ans, et remplacées si oxydées.

6.6.4.2. Entretien des éléments structurels

Les éléments structurels exposés à la pluie et à l'humidité peuvent être protégés par :

- Des dispositions architecturales (couverture, débords de toiture, soubassement, etc.) ;
- Des habillages (bardage en planches, etc.) ;
- Des traitements additionnels de préservation ;
- Des traitements de surface hydrofuges et perspirants (laits de chaux, lasures et peintures adaptées).

Ces dispositifs de protection doivent faire l'objet d'une veille fréquente et être correctement entretenus.

Dans le cas où l'inspection révèle un endommagement important des éléments de bois, ceux-ci doivent être remplacés sans délai.

Pour le remplacement des éléments porteurs des murs (poteaux, lisses, etc.), un étiayage temporaire doit être réalisé. Pour le remplacement d'éléments de charpente, les éléments de couvertures doivent être retirés et remplacés après travaux.

Les éléments de bois limitrophes des parties remplacées doivent systématiquement faire l'objet d'un traitement additionnel de préservation.

6.6.4.3. Renouvellement des traitements additionnels

Lorsqu'il est nécessaire, le traitement additionnel de préservation des éléments en bois doit être renouvelé selon les préconisations habituelles.

L'utilisation de produits et recettes traditionnelles non nocives pour la santé et l'environnement sont à utiliser en priorité, et à renouveler au minimum chaque année en période sèche.

Le traitement insecticide et fongicide par produits chimiques tels que le Zincomat doit être renouvelé tous les **5 à 10 ans**, selon les classes d'emploi (cf. norme EN 335).

Pour rappel, seuls les produits certifiés et ayant prouvé leur efficacité sont recommandés.

6.6.4.4. Entretien des habillages et enduits des murs

Les habillages en planches de bois (bardages) doivent être entretenus tous les 3 à 7 ans, selon l'exposition et le type de traitement de surface appliqué.

Les enduits appliqués en finition extérieure des murs doivent être contrôlés annuellement. Toute fissuration doit être réparée sans délai, en utilisant les matériaux et techniques similaires à l'enduit initial.

Les laits de chaux appliqués sur les murs doivent être renouvelés chaque année en période sèche.

6.6.4.5. Entretien de la toiture

Les matériaux de couverture doivent faire l'objet d'une veille au moins deux fois par an, et doivent être inspectés après chaque événement important (tempête, cyclone, séisme, etc.). Les éléments affaiblis par la corrosion ou présentant des infiltrations doivent être remplacés sans délai.

Les gouttières, entonnoirs et conduits d'évacuation doivent être dégagés au moins deux fois par an.

6.6.5. Traitement des abords du bâtiment

Le traitement des abords extérieur d'un bâtiment a pour objectif de :

- Renforcer la protection du bas des murs et des fondations contre les éventuelles infiltrations d'eau qui, à long terme, peuvent altérer la structure du mur et fragiliser la construction ;
- Canaliser et évacuer les eaux de pluie du toit et des abords le plus loin possible du bâtiment.

A proximité du bâtiment, les surfaces extérieures doivent être traitées contre la stagnation de l'eau et les infiltrations vers le soubassement et les fondations.

Les abords extérieurs du soubassement doivent comporter un talus (terre tassée avec forme de pente) formant une masse d'usure. Le talus devra être renouvelé régulièrement, pour assurer son rôle de protection des murs et de drainage des eaux de pluies et de ruissellement. Un lit de gravier peut être disposé sur le pourtour du bâtiment pour améliorer le drainage. La pente du talus conduit l'eau de ruissellement loin du bâtiment, et vers la rigole de canalisation le cas échéant.

Pour un meilleur écoulement, un pavement (ou dallage) peut être réalisé sur le talus avec un matériau de protection (pierres, galets, terre cuite, etc.). Ces petits éléments juxtaposés permettent d'obtenir une surface de propreté autour du bâtiment, tout en permettant l'évaporation de l'humidité par les joints.

Il est recommandé de réaliser une rigole de canalisation à environ 1m des murs du bâtiment. Elle doit présenter une pente d'au moins 1% et une largeur suffisante pour évacuer rapidement l'eau le plus loin possible du bâtiment. La rigole peut être réalisée avec les mêmes matériaux que le pavement.

L'aménagement des abords du bâtiment doit être entretenu régulièrement, idéalement en période sèche.

6.6.6. Prévention contre l'incendie et entretien des dispositifs de protection spécifiques

La prévention au feu est fondamentale dans l'entretien des petits bâtiments à ossature bois car elle touche directement à la sécurité des personnes et à la pérennité de la structure. Il est donc nécessaire de mettre en place des stratégies de prévention, des inspections régulières et des actions correctives le cas échéant.

6.6.6.1. Vérification des dispositifs de sécurité incendie

Tous les dispositifs passifs et actifs de protection contre l'incendie doivent faire l'objet d'un **contrôle annuel minimum**. Cela inclut :

- les détecteurs de fumée (test de fonctionnement tous les 6 mois),
- les extincteurs portatifs (vérification annuelle par un professionnel),
- les pare-feu (trappes, clapets, joints coupe-feu, etc.),
- les matériaux ignifugés (revêtements, panneaux de cloisonnement, etc.).

6.6.6.2. Entretien des éléments de structure sensibles au feu

Toute **modification ou réparation** de l'ossature en bois doit respecter les exigences de **résistance au feu (REI)** prévues lors de la conception.

Les parements intérieurs servant de pare-feu (plaques de plâtre, panneaux résistants au feu) ne doivent pas être percés, dégradés ou retirés sans remplacement équivalent.

6.6.6.3. Évacuation et accès pompiers

Les issues de secours doivent rester dégagées et fonctionnelles. En particulier, l'accès au tableau électrique doit rester dégagé à tout moment.

Une voie large d'au moins 3m doit permettre l'accès des véhicules de secours au plus près du bâtiment.

Pour les bâtiments collectifs, les plans d'évacuation doivent être affichés, visibles et à jour.

6.6.6.4. Risques particuliers liés à l'environnement

Le débroussaillage doit être assuré **au moins deux fois par an** dans un périmètre de **50 mètres** autour du bâtiment en zone boisée ou sèche.

Les stockages de bois, gaz ou carburants doivent être **éloignés du bâtiment (minimum 10 mètres)** et protégés.

Dans les zones rurales ou mal desservies, une réserve d'eau doit être conservée à tout moment.

6.6.6.5. Formation et sensibilisation

Une sensibilisation des usagers aux gestes de prévention incendie est recommandée au moins tous les 2 ans, notamment dans les bâtiments scolaires, touristiques ou recevant du public. Un registre doit consigner ces formations et vérifications.

Code National du Bâtiment d'Haïti

2025

ANNEXES



Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Table des matières

ANNEXE 1 : ACRONYMES ET SYMBOLES

ANNEXE 2 : TABLEAUX DE CONVERSION

ANNEXE 3 : CALCUL DU POURCENTAGE DE SURFACE DE MURS ET EXEMPLES

ANNEXE 4 : MAÇONNERIE ARMÉE

ANNEXE 5 : TABLEAUX ET DIAGRAMMES SUPPLÉMENTAIRES POUR LES TOITURES LÉGÈRES

ANNEXE 6 : ÉLÉMENTS DE FIXATION

ANNEXE 7 : RÉFÉRENCES

ANNEXE 8 : CARTES DES RISQUES ET DES SOLS

A.8.1 Cartes des risques liés au vent

A.8.2 Cartes des risques sismiques pour les nouvelles constructions

A.8.3 Cartes des risques sismiques pour les nouvelles constructions (commentaire)

A.8.4 Cartes de risques sismiques pour l'évaluation et la modernisation (ASCE 41-17)

A.8.5 Cartes des risques d'inondation

A.8.6 Cartes des sols

ANNEXE 9 : OSSATURES BOIS - CARACTÉRISATION ET ESSAIS SISMQUES

A.9.1 : Thèse de doctorat "Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage : essais expérimentaux" - modélisation numérique - calculs parasismiques"

A.9.2 : Essais sismiques sur Table vibrante - Rapport

A.9.3 : Analyse expérimentale d'un essai sur table vibrante sur une structures à ossature bois avec remplissage en pierre et en terre.

A.9.4 :Cadre d'analyse structurelle et de conception pour une maison typique à ossature bois de plain-pied avec remplissage en pierres et en terre.

ANNEXE 1 : ACRONYMES ET SYMBOLES

ACI = American Concrete Institute
AISC = American Institute of Steel Construction
ASCE = American Society of Civil Engineers
ASCE 7 = Standard for Minimum Design Loads
ASTM = American Society for Testing and Materials
AWC = American Wood Council
BC = International Building Code
CDRI = Coalition for Disaster Resilient Infrastructure
CNBH = Code National du Bâtiment d'Haïti
CNBC = Code National du Bâtiment du Canada
CNIAH = Collège National des Ingénieurs et Architectes Haïtiens
CSA = Canadian Standards Association
DAC = Document d'Application du Code
GFI = Ground Fault Interrupter
HP = Haute Pression
IBC = International Building Code
ICDA = Interrupteur de Circuit sur Défaut d'Arc
ICC = International Code Council
INFP = Institut National de la Formation Professionnelle
IRC = International Residential Code
LNBTP = Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
MICT = Ministère de l'Intérieur et des Collectivités Territoriales
MTPTC = Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications
NDS = National Design Specification
NEHRP = National Earthquake Hazards Reduction Program
NFPA = National Fire Protection Association
PGA = Peak Ground Acceleration
UL = Underwriters Laboratories Inc.
USGS = United States Geological Survey
WP = Water Proof (à l'épreuve des intempéries)

Amv = net shear area, in.2 (mm²)
CL = charge combinée (combined load)
D = Charge permanente.
Di = Poids de la glace conformément au chapitre 10 de l'ASCE 7.
DL = charge permanente (dead load)
E = Effet combiné des forces sismiques horizontales et verticales, comme défini dans la section 12.4 de l'ASCE 7.
E = module d'élasticité (modulus of elasticity)
Emin = module d'élasticité minimal
F = Charge due aux fluides
Fa = Charge de crue
Fb = résistance en flexion (bending strength)
FC = résistance du béton (compressive strength)
f'c = résistance caractéristique du béton (concrete compressive strength)
f'm = specified compressive strength of clay masonry or concrete masonry
Ft = résistance en traction (tension strength)
Fv = résistance en cisaillement (shear strength)
fy = limite d'élasticité de l'acier (yield strength)
G = module de cisaillement
H = Charge due aux pressions latérales des terres, aux eaux souterraines ou matériaux en vrac
HP = Haute Pression
L = charge d'exploitation
LL = charge d'exploitation (live load)
Lr = charge utile appliquée au toit
LS = life safety
LWR = lightweight roof

MFI = microfinance institution
 R = Charge due à la pluie
 RL = charge de pluie (rain load)
 RR = risk reduction
 S = Charge de neige
 SL = charge de neige (snow load)
 T = Effets des forces d'autodéformation
 V = Vitesses de vent de conception de base
 V_{asd} = Vitesse de vent de conception admissible
 VE = vertical expansion
 W = Charge due à la pression du vent
 W_i = Vent sur glace
 WL = charge de vent (wind load)

°C = degré Celsius
 ° = degré (angle)
 @ = espacement / à (at spacing)
 ± = plus ou moins
 c/c = centre à centre (center to center)
 Δ = variation / déplacement
 eq. = équation
 est. = estimé
 max. = maximum
 min. = minimum
 No. = numéro
 Ø = diamètre
 po (in.) = pouce (inch)
 psi = livre par pouce carré (pounds per square inch)
 psf = livre par pied carré (pounds per square foot)
 ref. = référence
 req. = requis
 typ. = typique (typical)
 mph = mille par heure (miles per hour)
 in. = inch
 ft = pied (foot)
 m = mètre
 cm = centimètre
 mm = millimètre
 m² = mètre carré
 m³ = mètre cube
 kg = kilogramme
 g = gramme
 N = newton
 kN = kilonewton
 Pa = pascal
 kPa = kilopascal
 MPa = mégapascal
 lb = livre (pound)
 Ø = diamètre (diamètre conservé dans les symboles)

ANNEXE 2 : TABLEAUX DE CONVERSION

LONGUEUR		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
mm [millimètre]	cm	0.1
	m	0.001
	in	0.03937
	ft	0.003281
cm [centimètre]	mm	10
	m	0.01
	in	0.3937
	ft	0.032808
m [mètre]	mm	1000
	cm	100
	km	0.001
	in	39.37
	ft	3.28083
	yd	1.0936
km [kilomètre]	m	1000
	ft	3280.83
	mile	0.6214
	yd	1093.61
in [inch, pouce]	mm	25.4
	cm	2.54
	m	0.0254
	ft	0.08333
ft [foot, pied]	cm	30.48
	m	0.3048
	in	12
	yd	0.33333
yd [yard]	cm	91.44
	m	0.9144
	in	36
	ft	3
mile	m	1609.344
	km	1.6093
	in	63360
	ft	5280
	yd	1760

SURFACE		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
mm2 [millimètre carré]	cm2	0.01
	m2	0.000001
	in2	0.00155
	sq ft	0.000010764
cm2 [centimètre carré]	mm2	100
	m2	0.0001
	in2	0.155
	sq ft	0.0010764
m2 [mètre carré]	mm2	1000000
	cm2	10000
	in2	1550
	sq ft	10.76391
	km2	0.000001
	yd2	1.196
km2 [kilomètre carré]	m2	1000000
	ha	100
	mile2	0.3861
	carreau	77.52
	acre	247.1054
ha [hectare]	m2	10000
	km2	0.01
	carreau	0.7752
	acre	2.471054
	yd2	11959.90046
acre	m2	4046.8564
	km2	0.00406856
	sq ft	43560
	yd2	4840
	carreau	0.3137
in2 [square inch, pouce au carré]	mm2	645.16
	cm2	6.4516
	m2	0.0006451
	sq ft	0.006944
sq ft [square feet, pied au carré]	cm2	929.0304
	m2	0.092903
	in2	144
yd2 [square yard, yard au carré]	cm2	8361.2736
	m2	0.83612736
	in2	1296
	sq ft	9
mi2 [square mile, mile au carré]	km2	2.59
	acre	640
	carreau	3097600.00
carreau	m2	12900
	km2	0.0129
	acre	3.19
	ha	1.29

VOLUME		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
cm ³ [centimètre cube]	dm ³	0.001
	ml	1
	cl	0.1
	l	0.001
	in ³	0.061024
	US fl oz	0.033814
	fl oz	0.035195
dm ³ [décimètre cube]	cm ³	1000
	m ³	0.001
	ml	1000
	cl	100
	l	1
	in ³	61.0238
	US fl oz	33.814
	US pt	2.1134
	fl oz	35.195
	pt	1.7598
m ³ [mètre cube]	dm ³	1000
	hl	10
	l	1000
	in ³	61023.759
	ft ³	35.31466
	US fl oz	33814.0222
	US pt	2113.3763
	US gal	264.172037
	fl oz	35195.0085
	pt	1759.7504
	gal	219.9688
cl [centilitre]	cm ³	10
	dm ³	0.01
	ml	10
	l	0.01
	in ³	0.610238
	US fl oz	0.33814
	fl oz	0.35195
l [litre]	cm ³	1000
	dm ³	1
	m ³	0.001
	cl	100
	in ³	61.0238
	ft ³	0.35315
	US fl oz	33.81402
	US pt	2.11338
	US gal	0.26417
	fl oz	35.19501
	pt	1.75975
	gal	0.21997

VOLUME		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
hl [hectolitre]	m3	0.1
	l	100
	in3	6102.376
	ft3	35.31466
	US fl oz	3381.402
	US pt	211.338
	US gal	26.417
	fl oz	3519.501
	pt	175.975
	gal	21.997
in3 [cu inch]	cm3	16.38706
	cl	1.638706
	l	0.016387
	ft3	0.000579
	US fl oz	0.554112
	US pt	0.034632
	fl oz	0.576743
	pt	0.028837
ft3 [cu foot]	m3	0.028317
	l	28.31685
	hl	0.283169
	in3	1728.0006
	US fl oz	957.5066
	US pt	59.84416
	US gal	7.48052
	fl oz	996.6118
	pt	49.83059
	gal	6.2288
US fl oz [fluid ounce] [USA]	cm3	29.5735
	cl	2.95735
	l	0.02957
	in3	1.80469
	ft3	0.00104
	US pt	0.0625
	fl oz	1.04084
	pt	0.05204
fl oz [imperial fluid ounce]	cm3	28.41312
	l	0.028413
	in3	1.7339
	ft3	0.001003
	US fl oz	0.96076
	US pt	0.060048
	pt	0.05
	gal	0.00625

VOLUME		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
US pt [pinte] [USA]	cm3	473.1765
	l	0.4731765
	in3	28.875
	ft3	0.01671
	US fl oz	16
	US gal	0.125
	fl oz	16.65345
	pt	0.832673
	gal	0.104084
pt [imperial pinte]	cm3	568.2624
	l	0.5682624
	in3	34.6775
	ft3	0.020068
	US fl oz	19.21524
	US pt	1.20095
	US gal	0.15012
	fl oz	20
	gal	0.125
US gal [gallon] [USA]	cm3	3785.412
	l	3.785412
	in3	231
	ft3	0.13368
	US fl oz	128
	US pt	8
	fl oz	133.2276
	pt	6.6614
	gal	0.83267
gal [imperial gallon]	cm3	4546.1
	l	4.5461
	in3	277.42
	ft3	0.16054
	US fl oz	153.722
	US pt	9.6076
	US gal	1.201
	fl oz	160
	pt	8

MASSE		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
mg [milligramme]	g	0.001
g [gramme]	mg	1000
	kg	0.001
	oz	0.0353
	lb	0.0022
kg [kilogramme]	g	1000
	t	0.001
	oz	35.2734
	lb	2.2046
	st	0.1575
t [tonne]	kg	1000
	lb	2204.62
	st	157.473
oz [ounce, once]	mg	28350
	g	28.35
	kg	0.02835
	lb	0.0625
lb [pound, livre]	g	453.59
	kg	0.4536
	oz	16
s [stone]	kg	6.3503
	oz	224
	lb	14

TEMPERATURE		
Egale		
-20 deg C	-3.99	deg F
-15 deg C	5.00	deg F
-10 deg C	14.00	deg F
-5 deg C	23.00	deg F
0 deg C	32.00	deg F
+5 deg C	41.00	deg F
+10 deg C	50.00	deg F
+15 deg C	59.00	deg F
+20 deg C	68.00	deg F
+25 deg C	77.00	deg F
+30 deg C	86.00	deg F
+35 deg C	95.00	deg F
+40 deg C	104.00	deg F
+50 deg C	122.00	deg F
+100 deg C	212.00	deg F
-10 deg F	-23.32	deg C
-5 deg F	-20.54	deg C
0 deg F	-17.77	deg C
+5 deg F	-14.99	deg C
+10 deg F	-12.21	deg C
+20 deg F	-6.66	deg C
+40 deg F	+4.45	deg C
+60 deg F	+15.56	deg C
+80 deg F	+26.67	deg C
+100 deg F	+37.78	deg C
+120 deg F	+48.89	deg C
+140 deg F	+60.00	deg C
+160 deg F	+71.11	deg C
+ 180 deg F	+82.22	deg C
+200 deg F	93.33	deg C

PRESSION		
Pour convertir ...		
De...	En...	Multiplier par ...
atm [atmosphère]	bar	1.01325
	kg/cm2	1.0332
	PSI	14.696
	MPa	0.101325
	KPa	101.325
bar	atm	0.98692
	kg/cm2	1.01971
	PSI	14.504
	MPa	0.1
	KPa	100
kg/cm2 [kilogramme par centimètre carré]	atm	0.96784
	bar	0.98067
	PSI	14.223
	MPa	0.098067
	KPa	98.0665
Mpa [méga pascal]	atm	9.869232
	bar	10
	kg/cm2	10.1971
	PSI	145.04
	KPa	1000
Kpa [kilo pascal]	atm	0.009869
	bar	0.01
	kg/cm2	0.010197
	PSI	0.145037
	MPa	0.001
PSI [pound per square inch]	atm	0.068046
	bar	0.068947
	kg/cm2	0.070307
	Mpa	0.0068948
	KPa	6.89475

ANNEXE 3 : MÉTHODE DU POURCENTAGE DE LA SURFACE DE MURS (PSM)

Section A.3.1 Introduction

Section A.3.2 Contexte

Historique, utilisation dans le CNBH 2012 et le manuel de renforcement.
Conseils sur l'encombrement pour l'augmentation du PSM fourni.

Section A.3.3 PSM requis pour 2025 CNBH

Déterminer les valeurs de PSM requis pour 2025 CNBH.
Exemple de valeurs PSM requises spécifiques à un projet.

A.3.1 Introduction

De nombreux codes nationaux de construction pour la maçonnerie chaînée utilisent le pourcentage de surface de mur (PSM) comme mesure de la résistance latérale fournie dans un niveau de bâtiment donné dans une direction horizontale donnée. Ce pourcentage est généralement exprimé comme la surface totale des murs admissibles dans un niveau et une direction (A_w), divisée par la surface brute du bâtiment (A_b), ou $PSM = A_w/A_b$.

La surface totale des murs, A_w , est la surface nominale des murs dans une direction pour un niveau, et inclut donc (ce qui peut prêter à confusion) la surface des cavités à l'intérieur des unités. Les murs qualifiés doivent répondre à des exigences minimales en matière d'éléments de délimitation, d'ouvertures, de renforcement, de soutien latéral et vertical, etc.

L'acceptabilité est jugée en fonction du fait que le PAT fourni dans le bâtiment dépasse ou non certaines valeurs requises calculées à l'avance. Ces valeurs varient en fonction du nombre d' niveaux, de la sismicité, de la classe du site, etc.

Des ajustements sont apportés au CAP fourni pour tenir compte des différences entre les murs fournis et un mur standard ou "de référence" constitué d'éléments de maçonnerie typiques de 15 cm et d'une résistance typique. Les différences concernent l'épaisseur des blocs, la surface nette, la résistance à la compression de la maçonnerie f_m , etc. Cela permet de comparer l'efficacité des différents murs par rapport au mur de référence.

Des valeurs PSM plus faibles sont généralement associées à des coûts de construction un peu moins élevés et à une disposition plus "ouverte", c'est-à-dire à un moindre encombrement des murs. Cependant, il existe une limite inférieure naturelle pour les plans d' niveau des habitations typiques, puisque les murs doivent être espacés de moins de 4,5 m et qu'il est nécessaire d'avoir des murs extérieurs et des cloisons intérieures.

Inversement, il existe une limite supérieure de l'espacement des murs au-delà de laquelle l'espacement des murs devient irréaliste et les portes/fenêtres ne peuvent pas être raisonnablement installées. Le passage à des unités plus grandes ou à une maçonnerie plus solide peut aider, mais seulement jusqu'à un certain point.

Les bâtiments qui répondent aux critères de la méthode PSM sont résumés dans la section 1.4.1. En général, il s'agit de bâtiments d'un à trois niveaux, avec un plan d' niveau constant (pas de retrait) et une racine en béton armé lourd ou en maçonnerie légère. Les formes rectangulaires jusqu'aux dimensions spécifiées sont autorisées avec des dimensions restreintes pour les découpes et les patios.

La présente annexe développe la partie II, section 1.5.4. Plus précisément, la procédure décrite à la section 1.5.4.3 est destinée aux personnes familiarisées avec la méthode PSM. La présente annexe fournit un contexte, une dérivation, une explication, une méthode détaillée et un exemple.

A.3.2 Contexte

En Haïti, la méthode PSM a été appliquée dans deux documents antérieurs du MTPTC :

A.3.2.1 Méthode PSM dans le CNBH 2012

Code national de construction d'Haïti (CNBH 2012), Ministère des travaux publics, des transports et des communications (MTPTC) 2012, édition de janvier 2013

Le tableau 1.8.3.5 du CNBH 2012 (fourni ci-dessous) fixe les valeurs minimales de PSM requises pour les bâtiments d'un et deux niveaux sur des sites présentant différentes rigidités du sol. Les valeurs apparaissent également dans le Guide de bonnes pratiques pour la construction de bâtiments en maçonnerie confinés en Haïti, publié en 2010.

Tableau A.3.2.1-1 Tableau 1.8.3.5 du CNBH 2012

Sol	1 niveau	2 niveaux
Dur	1.5%	3.0%
Intermédiaire	2.0%	4.0%
Souple	2.5%	5.0%

Notez que les valeurs CNBH 2012 augmentent avec la flexibilité du site. Cela implique que les accélérations sur courte période augmentent avec la flexibilité du site, ce qui est vrai pour les tremblements de terre de faible à modéré. Cependant, pour les grands tremblements de terre, comme prévu en Haïti, les demandes d'accélération sur courte période (et les PSM nécessaires) ont tendance à être constantes, ou à diminuer légèrement, avec l'augmentation de la flexibilité du site. Ceci est illustré par les facteurs d'amplification du site à courte période (F_a) de l'ASCE 7-16, tableau 11.4-1 reproduit ci-dessous, figure A.3.2.1-1.

Les valeurs 2012 de le CNBH ne concernent que le rez-de-chaussée. Elles ne varient pas non plus en fonction de l'accélération du tremblement de terre (par exemple S_d s), et sont donc les mêmes dans toutes les régions d'Haïti. Les valeurs pour deux niveaux sont simplement le double des valeurs pour un seul niveau, et il n'y a pas de différence entre les bâtiments avec un toit lourd en béton armé et ceux avec un toit léger en bois+CGI.

TABLE 1613.2.3(1)
VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_a ^a

CLASSE DE SITE	RISQUE CARTOGRAPHIÉ CIBLÉ SÉISME MAXIMAL CONSIDÉRÉ (MCE_{R}) RÉPONSE SPECTRALE PARAMÈTRE D'ACCÉLÉRATION À COURTE PÉRIODE					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	Note b	Note b	Note b
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à courte période, S_s .

b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.8 de l'ASCE 7.

Figure A.3.2.1-1 Facteurs d'amplification du site à courte période ASCE 7-16 (F_a), 2021 IBC
Tableau 1613.2.3(1)

A.3.2.2 Méthode PSM dans le 2 Guide de renforcement 2012

Le Guide de renforcement parasismique et paracyclonique des bâtiments comprend une procédure PSM plus complexe qui a été adaptée à partir du manuel d'évaluation sismique et de modernisation et du compagnon développé par Build Change et Degenkolb Engineers de 2010 à 2013 :

- Seismic Evaluation and Retrofit Manual, MTPTC Training, April & May 2011, Build Change and Degenkolb Engineers, révisé le 26 juin 2012.
- Seismic Evaluation and Retrofit Companion, Examples and Documentation, Build Change and Degenkolb Engineers, 21 août 2011.

La méthode PSM du 2012 Retrofit Guide et des documents de référence a servi de point de départ à la méthode PSM développée pour le CNBH 2025 présentée ici.

Le processus PSM du guide de réaménagement est basé sur les hypothèses suivantes :

1. La procédure d'évaluation et de modernisation s'applique à la maçonnerie chaînée, à la maçonnerie intercalaire et à la maçonnerie non armée. La maçonnerie chaînée et la maçonnerie intercalaire sont traitées de la même manière. La maçonnerie non armée est prise en compte par le biais de facteurs de ductilité réduits (facteurs m) et d'autres restrictions. Dans les dispositions de la partie 2 de le CNBH de 2025, seules la maçonnerie chaînée et la maçonnerie armée sont autorisées pour les nouvelles constructions.
2. On suppose que la maçonnerie est présente sur toute la longueur de chaque mur de maçonnerie confiné, de sorte que l'augmentation de la résistance au cisaillement des colonnes verticales en béton armé qui peuvent être présentes à l'intérieur ou aux extrémités du mur est négligée (conservateur). Les joints de mortier verticaux sont

également exclus de la zone de cisaillement. Les modifications de la résistance au cisaillement dues à la charge axiale sont également ignorées.

3. La procédure de modernisation est basée sur des éléments de maçonnerie en béton de 15 cm d'épaisseur avec un rapport surface nette/surface brute (facteur C_B) de 0,55. Un processus d'ajustement est prévu pour tenir compte des différentes épaisseurs de murs et du facteur C_B .
Les murs sont tous supposés être contrôlés en cisaillement. La déformation en flexion est inhibée par les éléments en béton armé de confinement aux extrémités du mur (colonnes) et au-dessus et au-dessous (poutres). Les ouvertures sont également chaînées.
4. Une analyse de la rigidité relative n'est pas effectuée. Tous les murs sont supposés développer pleinement leur limite d'élasticité en cisaillement et leur limite ultime au même déplacement latéral. Un facteur unique de 1,5 est utilisé pour tenir compte de l'augmentation de la demande de déformation des murs due à l'amplification de la torsion. Ce facteur est considéré comme conservateur car 1,5 est souvent la limite supérieure admissible utilisée dans de nombreuses exigences de régularité des codes de construction. Par exemple, ASCE 7-16 utilise un facteur de 1,2 comme déclencheur d'irrégularité de torsion, et de 1,4 pour une irrégularité de torsion extrême (tableau 12.3-1 Irrégularités structurelles horizontales).
5. La vérification PSM est effectuée à chaque niveau et dans chaque direction. Cependant, les niveaux faibles ne sont pas spécifiquement interdits. Il est reconnu que la maçonnerie chaînée tend intrinsèquement à former un mécanisme de déformation sismique d'un seul niveau, généralement le rez-de-chaussée.
6. Le poids sismique typique d'un niveau est supposé être de 150psf (7,18 kPa) lorsque le plancher est un plancher haïtien typique en béton armé nervuré. Cette hypothèse est quelque peu conservatrice, mais elle tient également compte des dalles plates en béton armé. Il est plus conservateur pour les bâtiments d'un seul niveau et au niveau supérieur des bâtiments de deux et trois niveaux, puisque ceux-ci ne devraient avoir qu'un poids de mur tributaire d'une demi-hauteur d'un niveau.
7. Les niveaux de toiture légers typiques (charpente en bois et toiture CGI) sont supposés peser 50 psf (2,39 kPa), soit un tiers du poids du plancher lourd. Cette hypothèse est prudente, d'autant plus que ces niveaux n'ont qu'un poids de mur tributaire d'une demi-hauteur d'un niveau. Dans la pratique, pour les bâtiments dotés d'une toiture légère, le PSM minimum requis s'applique aux niveaux supportant une toiture légère, de sorte que le conservatisme n'a pas lieu d'être. Une certaine prudence est de mise dans le cas des bâtiments de deux ou trois niveaux avec des toits légers, car la procédure ne tient pas explicitement compte de l'amplification dynamique accrue qui résultera de l'existence d'un niveau supérieur relativement flexible au-dessus d'un ou de deux niveaux inférieurs beaucoup plus rigides.

8. Les normes ASCE-31 et ASCE-41 utilisent des facteurs de réduction de la force des composants (facteurs m). Ces facteurs sont similaires aux facteurs R utilisés dans de nombreux codes de construction nationaux, mais ils s'appliquent au niveau d'un composant plutôt qu'au niveau d'un système.

Le facteur m utilisé dans le Manual for Unreinforced Masonry est $m=1,25$. La valeur de l'ASCE-31 est $m=1,5$, qui doit être réduite de 0,75 pour des raisons de cohérence avec l'ASCE-41 (aucune valeur n'est indiquée directement dans l'ASCE-41). Cela donne $m=1,13$, approximativement la même valeur que celle utilisée dans le manuel.

Le facteur m utilisé dans le manuel pour la maçonnerie chaînée/remblayée est $m=2,5$. La valeur de l'ASCE-31 pour la maçonnerie renforcée est $m=4$, qui doit être réduit de 0,75 pour être cohérent avec l'ASCE-41. Cela donne $m=2,25$, alors que la valeur parallèle de l'ASCE-41 est de $m=3$. Ces valeurs sont approximativement les mêmes que celles utilisées dans le manuel.

Il est approprié et habituel que les "facteurs R " pour les nouvelles constructions soient un peu plus élevés que ceux utilisés dans l'évaluation sismique ou la conception de la modernisation. Cela s'explique par le fait que les nouvelles constructions utilisent des résistances nominales des matériaux et des facteurs de réduction de la résistance, tandis que l'évaluation ASCE 31/41 et la conception des renforcements utilisent des résistances attendues des matériaux et des facteurs de réduction de la résistance fixés à l'unité. Elle tient également compte des améliorations supposées dans les détails de construction et de la diminution des incertitudes.

Les facteurs m utilisés dans le CNBH 2025 pour la construction des réhabilitations seront examinés pour vérifier leur cohérence avec les exigences de l'ASCE 7-22, mais aucun changement n'est prévu.

9. La résistance au cisaillement attendue des murs en maçonnerie de béton non armé est de 0,430 MPa (62,4 psi) sur la surface nette du mur en maçonnerie pour $f'_m = 4,83$ MPa (700 psi). Un processus d'ajustement est prévu pour différentes valeurs de $f'_{(m)}$. La résistance au cisaillement attendue a été calculée à partir d'essais sur des murs en grandeur réelle.

Elle est similaire à la valeur utilisée dans les vérifications de niveau 1 de l'ASCE-31 pour la maçonnerie non armée (URM) - 483 kPa (70psi) sur la surface nette du mur en maçonnerie. Si nous utilisons les exigences de niveau 1 de l'ASCE-31 comme pourcentage de surface de mur requis au départ, nous pouvons obtenir la formule suivante :

$$Aw / Ab = (1,4 * (150 \text{ psf} / 12^2) * 1g) / (70 \text{ psi} * 0,55)$$

Le facteur de 1,4 s'applique à un bâtiment d'un niveau. Les valeurs différentes pour les bâtiments plus hauts sont prises en compte dans le facteur $C_{(L)}$.

$$A_w / A_b = 3,8\%$$

Cela indique que la procédure de modernisation est conservatrice par rapport à la norme ASCE-31 car elle inclut un facteur de torsion de 1,5, ce qui donnerait un PSM de départ de 5,7 %.

Elle est également conservatrice par rapport à la norme ASCE-31 car le facteur m de l'URM utilisé ici est de 1,25 et non de 1,5. La prise en compte de cette différence est comparable à une valeur PSM de départ de 6,8 %, très proche de nos 6,4 %.

10. Les normes ASCE 31 et 41 sont basées sur la déformation, de sorte que les forces latérales appliquées sont amplifiées pour produire les déformations sismiques attendues. Le déplacement non linéaire attendu des bâtiments à courte période est plus élevé que le déplacement élastique linéaire, de sorte que les forces appliquées sont amplifiées à l'aide d'un facteur C . Ce facteur est tiré du tableau 3-4 de la section 3.5 de l'ASCE 31, pour les bâtiments à murs de cisaillement. Un processus similaire se produit dans l'ASCE 41 via le facteur $C_{(1)}$.

Table 3-4. Modification Factor, C

Building Type ¹	Number of Stories			
	1	2	3	≥4
Wood (W1, W1A, W2) Moment Frame (S1, S3, C1, PC2A)	1.3	1.1	1.0	1.0
Shear Wall (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RM2, URMA) Braced Frame (S2)	1.4	1.2	1.1	1.0
Unreinforced Masonry (URM) Flexible Diaphragms (S1A, S2A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

¹ Defined in Table 2-2.

11. Pour calculer la PSM requise à chaque niveau du bâtiment, une distribution de la force d'inertie verticale est nécessaire. Dans les dispositions relatives à la modernisation, cette répartition est réalisée au moyen des facteurs $C_{(L)}$. Il s'agit de facteurs de distribution du cisaillement de l niveau basés sur la distribution de la force d'inertie dans la procédure ASCE 31 Tier 2, qui est la même que celle de l'ASCE 7-16.

Il convient de noter que la procédure de modernisation a d'abord été développée pour les bâtiments avec un toit en béton armé lourd, de sorte que le poids total du bâtiment peut simplement être exprimé comme N fois le poids typique du plancher. Les bâtiments à toiture légère ont été ajoutés plus tard, simplement en faisant varier les facteurs $C_{(L)}$. Cela introduit une autre source de conservatisme pour les bâtiments à toits légers, puisque le poids total implicite du bâtiment est effectivement le même que pour les bâtiments à toits lourds - seule la distribution varie.

A.3.2.3 Congestion

De nombreux immeubles d'habitation en Haïti, en particulier à Port-au-Prince, sont construits jusqu'à la façade de la rue et les limites de propriété adjacentes. Cela signifie que les murs parallèles à la rue ont tendance à être plus ouverts que ceux perpendiculaires à la rue. En tenant compte de ce point, de l'exemple ci-dessus et de l'expérience de divers programmes de construction en Haïti, le tableau suivant fournit quelques estimations qualitatives du degré d'encombrement des murs intérieurs pour différentes valeurs PSM. Les limites de le CNBH 2012 sont également incluses.

Tableau A3.2.4-1 : Description qualitative de l'encombrement pour des valeurs PSM croissantes Fourni
(bloc de 15 cm sauf indication contraire)

Pourcentage de surface de mur (PSM%)	Murs parallèles à la façade (plus d'ouvertures requises)	Murs perpendiculaires à la façade (murs de délimitation en grande partie pleins)
<=1.1%	Très ouvert, les longueurs minimales des murs sont déterminantes	Les exigences relatives aux murs d'enceinte/extérieurs s'appliquent
1.5%	Ouvert, limite inférieure pour les zones A et B	Les exigences relatives aux limites et aux murs extérieurs s'appliquent
1,5 % à 4,0 %.	Grandes pièces / ouvertures Facile à raisonnable	Grandes pièces / ouvertures. Facile
1.5%	PSM minimum proposé par CNBH en 2025 pour les nouvelles constructions dans les zones A et B (y compris Port Au Prince). 2012 CNBH minimum pour les bâtiments de plain-pied pour les nouvelles constructions sur les sols durs.	
2.0%	Minimum CNBH 2012 pour les bâtiments à un niveau sur les sols intermédiaires.	
2.5%	Minimum CNBH 2012 pour les bâtiments d'un niveau sur les sites à sol meuble.	
3.0%	Minimum CNBH 2012 pour les bâtiments de deux niveaux sur les sols durs	
4.0%	Minimum CNBH 2012 pour les bâtiments à deux niveaux sur les sites à sol intermédiaire	
5.0%	Minimum CNBH 2012 pour les bâtiments de deux niveaux sur les sites à sol mou	
4 % à 6	Diminution de la taille des pièces ou des ouvertures dans les murs	Généralement raisonnable
7.0%	Petites pièces à moins d'utiliser des blocs de 20 cm	Deux murs continus de 15 cm espacés de 4,5 m (6,7 %)
9.0%	Impraticable sans blocs de 20 cm ou plus résistants	Deux murs continus de 20 cm espacés de 4,5 m (8,9 %)
>10%	Impraticable en l'absence de murs en blocs de 20 cm ou de blocs plus résistants.	Deux murs continus de 15 cm espacés de 3,0 m (10 %) Deux murs continus de 20 cm espacés de 3,0 m (13,3 %)

A.3.3 Méthode PSM en 2025 CNBH

A.3.3.1 Changements par rapport à la méthode de mise à niveau de 2012

La procédure de calcul du pourcentage de surface de mur dans les nouvelles constructions en maçonnerie chaînée suit une méthodologie similaire à celle utilisée pour les projets de renforcement et incluse dans le guide de renforcement 2012 du MTPTC. Les principaux changements sont les suivants :

- Normes de référence : La principale norme de référence pour les nouvelles constructions est l'IBC 2021 et l'ASCE 7-16, plutôt que l'ASCE 41-17 (ou les anciennes ASCE 31 et ASCE 41 utilisées pour le Guide de renforcement 2012).
- Propriétés des matériaux :
 - Résistance des blocs : Minimum requis $f'_m = 6,9$ MPa (1000 psi) pour les bâtiments à un et deux niveaux et 10 MPa pour les bâtiments à trois niveaux.
 - Résistance au cisaillement de la maçonnerie (f'_m) : Calculée à 493 MPa, d'après l'équation 9-20 du TMS 402 (référéncée par l'IBC 2021 pour les calculs de résistance de la maçonnerie). Voir A.3.3.2.
- Facteurs pour les systèmes de résistance aux forces sismiques ASCE 7-16 :
 - Facteur de réduction de la force $R=3$ choisi comme approprié sur la base d'une comparaison des valeurs R pour les murs de cisaillement (porteurs) en maçonnerie renforcée et d'un examen des valeurs utilisées dans d'autres codes nationaux.

Système structurel ASCE 7-16	R	Ω_0	C_d	ASCE 7-16
Murs de refend RM ordinaires (porteurs) Section 14.4	2	2.25	1.75	
Murs de cisaillement RM intermédiaires (porteurs) Section 14.4	3.5	2.5	2.25	
Murs porteurs en maçonnerie chaînée, (MMC) en 2025 CNBH	3	2.5	2.5	

Noter que les valeurs Ω_0 et C_d ne sont pas utilisées dans les dispositions de la partie II.
Voir la section 0.7.2.3 Autres paramètres de calcul sismique et le document d'application du Code.

A.3.3.2 Dérivation du PSM requise pour le CNBH de 2025

Le processus suivant a été utilisé pour générer les valeurs PSM fournies dans le tableau 1.5.4.3.2-1 Surface de mur pour cent requise, qui est reproduit à la fin de cette section à titre de référence. Ce processus peut être utilisé si des valeurs spécifiques au projet doivent être générées avec des hypothèses différentes, etc. Un exemple est inclus dans la section A.3.4.

Étapes de dérivation :

1. Les valeurs requises par le PSM (tableau A.3.3.2-1 ci-dessous) sont toutes exprimées en termes d'une paroi standard ou de référence.
2. Toutes les parois du bâtiment sont converties en parois de référence équivalentes et leur surface combinée est utilisée pour déterminer la PSM fournie, qui doit être égale ou supérieure à la PSM requise. Ce processus est répété pour chaque niveau du bâtiment (1/2/3) et dans les deux directions horizontales (longitudinale/transversale). Voir les sections 1.5.4.3.3 et A.3.3.4 pour la détermination du PAT fourni.

PSM fournie $\geq$ PSM requise, pour chaque niveau et chaque direction

En outre, les murs doivent être suffisamment bien répartis en plan pour répondre à l'hypothèse de torsion formulée au point 7 ci-dessous ($C_T=1,5$). Ces exigences sont décrites au point 17 ci-dessous et à la section 1.5.4.3.3.

3. Le mur de maçonnerie de référence a les propriétés suivantes :
 - a. 15 cm d'épaisseur nominale, 14 cm d'épaisseur réelle.
 - b. Longueur nominale de 40 cm, longueur réelle de 39 cm
 - c. Rapport de surface nette $R_N = 0,438$. Ce rapport est le même pour les éléments à 2 cellules et à 3 cellules, car l'une des âmes ne se chevauche pas pour les éléments à 3 cellules avec une liaison courante à un tiers de chevauchement.
 - d. Résistance minimale à la compression de la maçonnerie = 6,9 MPa (1001 psi).
 - e. Le mur est situé dans un bâtiment d'un niveau, la contrainte axiale est donc faible.
 - f. La hauteur est de 2,9 m, et peut aller jusqu'à 3,2 m.
La profondeur du soubassement supérieur est d'environ 0,2 m.
 - g. Il y a une bande sismique requise au niveau de l'appui (environ 1,25 m), composée de 2 barres de $\frac{1}{2}"\varnothing$.
 - h. Examinez également les murs de résistance maximale pour la délimitation (ci-dessous).
 - i. Épaisseur de 20 cm, $f'_m = 10$ MPa et $R_N = 0,63$ maximum autorisé, avec coulis.
 - ii. Épaisseur de 20 cm, $f'_m = 14$ MPa et $R_{(N)} = 0,473$ max Tableau 1.5.4.1.1-2 sans coulis.

9.3.4.1.2 Nominal shear strength —

Nominal shear strength, V_n , shall be calculated using Equation 9-17, and shall not be taken greater than the limits given by 9.3.4.1.2 (a) through (c).

$$V_n = (V_{nm} + V_{ns})\gamma_g \quad (\text{Equation 9-17})$$

(a) Where $M_u/(V_u d_v) \leq 0.25$:

$$V_n \leq (6A_{nv}\sqrt{f'_m})\gamma_g \quad (\text{Equation 9-18})$$

(b) Where $M_u/(V_u d_v) \geq 1.0$

$$V_n \leq (4A_{nv}\sqrt{f'_m})\gamma_g \quad (\text{Equation 9-19})$$

$\gamma_g = 0.75$ for partially grouted shear walls and 1.0 otherwise.

(c) The maximum value of V_n for $M_u/(V_u d_v)$ between 0.25 and 1.0 shall be permitted to be linearly interpolated.

9.3.4.1.2.1 Nominal masonry shear

strength — Shear strength provided by the masonry, V_{nm} , shall be calculated using Equation 9-20:

$$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_{nv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u \geq 0 \quad (\text{Equation 9-20})$$

$M_u/(V_u d_v)$ shall be taken as a positive number and need not be taken greater than 1.0. P_u shall be considered positive for net compressive axial loads and negative for net tensile axial loads.

9.3.4.1.2.2 Nominal shear strength

provided by reinforcement — Nominal shear strength provided by shear reinforcement, V_{ns} , shall be calculated as follows:

$$V_{ns} = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (\text{Equation 9-21})$$

Figure A.3.3.2-1 Équations de résistance au cisaillement des murs en maçonnerie renforcée
TMS 402

4. Résistance du mur de référence

La contrainte de cisaillement maximale autorisée dans les murs est déterminée à l'aide de la section 9.3.4.1.2 du TMS 402, Résistance nominale au cisaillement pour les murs en maçonnerie armée, figure A.3.3.2-1 ci-dessous. Les dispositions relatives à la maçonnerie armée sont utilisées car les murs sont renforcés principalement en flexion (éléments limitrophes), mais aussi en cisaillement (poutres en anneau et bande sismique).

Les résistances au cisaillement inférieures de la maçonnerie non armée sont supposées ne pas s'appliquer car le renforcement en flexion des éléments de délimitation permet à des contraintes de cisaillement plus élevées de se développer.

- a. Le terme $M_u / (V_u \times d_v)$, qui est approximativement égal au rapport d'aspect du mur (h/L), est fixé à la valeur maximale de 1,0. Cette valeur est prudente pour les murs longs (trapus). Cette valeur peut être prise en compte pour chaque mur si on le souhaite.
- b. Il reste donc $V_{nm} = 2,25 \times \sqrt{f'_m} \times A_{nv} + 0,25 \times P_u > 0$ pour f'_m (psi) et A_{nv} (in²). En système métrique, le 2,25 devient 0,1875 pour f'_m (MPa) et A_{nv} (m²).
- c. Si l'on ne tient pas compte de la contribution de la charge axiale (ce qui sera fait plus tard), cela donne :
Résistance au cisaillement de la maçonnerie du mur de référence
 $v_m = 0,1875 \times \sqrt{6,9 \text{ MPa}} = 0,493 \text{ MPa} = 493 \text{ kPa}$
 $v_m = 2,25 \times \sqrt{1001 \text{ psi}} = 71,2 \text{ psi}$
 $\Phi = 0,8$ pour le cisaillement, de sorte que $\Phi \times v_m = 394 \text{ kPa}$ apparaît également dans certains calculs.
À titre de comparaison, le manuel de renforcement de 2012 se base sur 62,4 psi, mais ce chiffre provient d'essais et correspond à une résistance prévue de la maçonnerie de 4,8 MPa.
- d. Résistance de la maçonnerie du mur de référence
 $\Phi \times V_{nm} = 0,8 \times 493 \text{ kPa} \times 0,15 \text{ m d'épaisseur} \times 0,438 \text{ rapport de surface nette} = 25,9 \text{ kN/m}$
- e. Résistance de la maçonnerie des deux murs de résistance maximale
 $\Phi \times V_{nm} = 0,8 \times 0,1875 \times \sqrt{10 \text{ MPa}} \times 0,2 \text{ m d'épaisseur} \times 0,63 \text{ rapport de surface nette}$
 $\Phi \times V_{nm} = 59,8 \text{ kN/m (régit)}$
 $\Phi \times V_{nm} = 0,8 \times 0,1875 \times \sqrt{14 \text{ MPa}} \times 0,2 \text{ m d'épaisseur} \times 0,473 \text{ rapport de surface nette}$
 $\Phi \times V_{nm} = 53,1 \text{ kN/m}$

- f. Résistance supplémentaire de la bande sismique

$$\Phi \times V_m = \Phi \times 0,5 \times (A_v / s) \times F_y \times d_v$$

$$F_y = 40\,000 \text{ psi (276 MPa)}$$

$$2 \times \frac{1}{2}'' \varnothing \text{ barres, } A_v = 253 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maximum } s = 3,2\text{m} - 1,25\text{m} - 0,2\text{m} = 1,75\text{m}$$

$$\Phi \times V_m = \Phi \times 0,5 \times (A_v / s) \times F_y \times d_v$$

$$\Phi \times V_m = 0,8 \times 0,5 \times (253 \text{ mm}^2 / 1750 \text{ mm}) \times 276 \text{ MPa} \times 1 \text{ m de longueur}$$

$$\Phi \times V_m = 16,0 \text{ kN/m}$$

Cela augmente la résistance du mur de 62 % (16,0 kN/m / 25,9 kN/m).

Ou 27 % de la résistance maximale du mur (16,0 kN/m / 59,8 kN/m)

Fixer la contribution de l'acier à 33% de la résistance de la maçonnerie du mur de référence

Définir le facteur de bande $C_{band} = 1,33$.

Il s'agit d'une mesure conservatrice, car cette augmentation apparaît dans les valeurs exigées par le PSM, et non dans les valeurs fournies par le PSM. Elle aura donc pour effet de diminuer les valeurs requises par l'EEE. Cela permet également d'éviter que la capacité de cisaillement totale de la paroi ne dépasse les limites du TMS 402, vérifiées ci-dessous.

- g. Il serait plus propre de prendre en compte la capacité de la bande sismique dans les calculs fournis par le PSM, mais cela rendrait les valeurs requises par le PSM sans signification.

Si vous effectuez des calculs détaillés, recommandez de prendre en compte la capacité de la bande sismique dans la résistance du mur du côté de la capacité. Il est également recommandé de plafonner la résistance de la bande à moins que des essais ou d'autres informations ne justifient la valeur totale.

Le renforcement des joints de maçonnerie permettrait également d'augmenter la résistance au cisaillement, mais il n'a pas été pris en compte ici. Le renforcement des joints n'est pas recommandé en combinaison avec des valeurs f'_m ou R_N élevées, car la résistance au cisaillement du mur peut facilement dépasser la capacité de flexion.

- h. Pour les murs courts près des fenêtres, par exemple ceux aux extrémités de la Figure A.3.3.2-1 ci-dessous, le mécanisme de cisaillement de la paroi ne se produira probablement que dans la moitié supérieure de la paroi. Cela signifie que la bande ne contribuera pas. Cependant, ces murs sont plus trapus (hauteur/longueur inférieure) qu'un mur de pleine hauteur de longueur égale, et auront donc tendance à être plus résistants en raison du terme $M_u / (V_u \times d_v)$ dans la capacité de cisaillement.

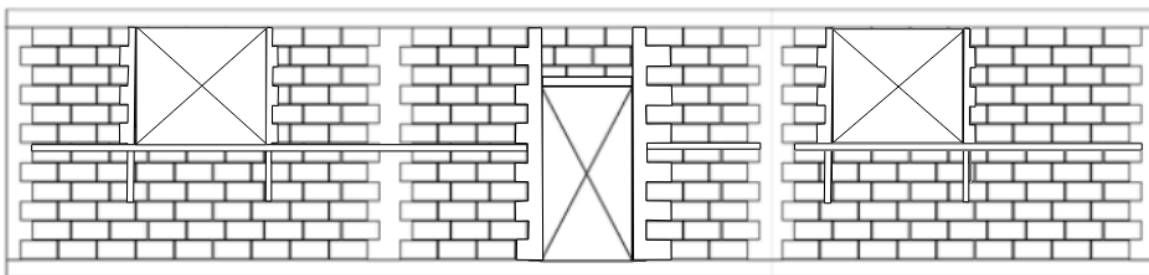


Figure A.3.3.2-1 Exemple de mur en maçonnerie confiné montrant des murs courts aux extrémités

- i. Les murs sont supposés être en maçonnerie sur toute leur longueur. L'augmentation de la résistance au cisaillement due au béton dans les éléments de délimitation n'est pas prise en compte. Il s'agit d'une approche conservatrice et d'une pratique courante dans les calculs PSM.
- j. Le TMS 402 inclut un facteur de réduction, γ_g , pour les murs en maçonnerie partiellement jointoyés.
 $\gamma_g = 0,75$ pour les murs partiellement jointoyés, et
 $\gamma_g = 1,0$ pour les murs entièrement jointoyés.

La section 9.3.4.1.2 du commentaire du TMS 402-16 explique la base de ce facteur :

"Les murs partiellement injectés peuvent produire des résistances inférieures à celles prédites par les équations de résistance au cisaillement en utilisant uniquement la réduction de la surface nette (Minaie et al. (2010) ; Nolph et ElGawady (2011) ; Schultz (1996b) ; Schultz (1996c) ; Schultz et Hutchinson (2001)). Le facteur de mur de cisaillement jointoyé est utilisé pour compenser cette résistance réduite jusqu'à ce que des méthodes puissent être développées pour prédire avec plus de précision la performance des murs de cisaillement partiellement jointoyés."

L'origine de γ_g se trouve dans l'étalonnage des premiers modèles de cisaillement, où les données d'essai ont montré que les murs entièrement jointoyés atteignaient une capacité de cisaillement supérieure d'environ 16 %, tandis que les murs partiellement jointoyés atteignaient une capacité inférieure d'environ 10 % par rapport aux prédictions nominales. Le rapport de ces deux facteurs d'ajustement, $0,90 \div 1,16 \approx 0,75$, a été adopté comme facteur de réduction simplifié pour les murs partiellement jointoyés.

Ces mécanismes ne s'appliquent pas directement à la maçonnerie chaînée, où le transfert de cisaillement est principalement régi par l'interaction du panneau de

maçonnerie avec des éléments de délimitation entièrement jointoyés et renforcés, même lorsque le panneau lui-même n'est pas jointoyé ou partiellement jointoyé. Les preuves expérimentales des systèmes de maçonnerie chaînée montrent que la capacité de cisaillement n'est pas significativement réduite par l'injection partielle de coulis dans les cellules intérieures, car le mécanisme prédominant de résistance au cisaillement est la compression diagonale du panneau confiné.

Par conséquent, le CNBH adopte $\gamma_g = 1,0$ pour les murs en maçonnerie chaînée.

- k. Contribution de la charge axiale à la capacité de cisaillement.
La contribution de la charge axiale à la capacité de cisaillement des murs est prise en compte dans l'équation 9-20 du TMS 402 par le terme $0,25 \times P_u$. Cela revient à supposer un coefficient de frottement de 0,25

Les contraintes axiales des murs étant généralement faibles, la charge axiale due à la charge permanente sismique P_d est substituée à P_u . Ceci est raisonnable puisque la réponse moyenne pour l'niveau/la direction est évaluée.

Les contraintes des murs sous charge permanente ont été estimées à l'aide des charges permanentes et des facteurs C_{wi} présentés ci-dessus, et des valeurs PSM représentatives fournies à chaque niveau sous une toiture légère et une toiture lourde. PSM a fourni des valeurs qui incluaient une certaine provision pour surdimensionnement. Les résultats sont similaires pour les maisons à toit léger et à toit lourd

Pour des raisons de commodité, les contraintes moyennes de charge permanente $\times 0,25$ ont été converties sur le site en fonction des facteurs C_a qui augmentent la résistance au cisaillement de la maçonnerie afin d'obtenir le même résultat :

- i. Niveaux supérieurs (1 de 1, 2 de 2 ou 3 de 3) : 1.0
- ii. Un niveau au-dessus (1 de 2 ou 2 de 3) : 1.10
- iii. Deux niveaux au-dessus (1 de 3) : 1.14

Les facteurs C_a sont appliqués pour diminuer les valeurs requises par l'AMP, et non pour augmenter les valeurs fournies par l'AMP. Cela introduit une certaine imprécision mais rend les valeurs requises par le PSM plus raisonnables.

- l. Vérifier la limite maximale de résistance au cisaillement de la paroi TMS 402 :
 $V_{nm} = 2,25 \times \sqrt{f'_m} \times A_{nv} + 0,25 \times P_u > 0$ pour f'_m (psi) et A_{nv} (in²)
 Prise en compte de la bande sismique ($C_{band}=1,33$) et de la charge axiale via C_a (max 1,14) au lieu du terme $0,25 \times P_u$:
 $V_{nm} = 2,25 \times \sqrt{f'_m} \times A_{nv} \times C_{band} \times C_a$
 $V_{nm} = 2,25 \times \sqrt{f'_m} \times A_{nv} \times 1,33 \times 1,14$

$V_{nm} = 3,4 \times \sqrt{f'm} \times A_{nv} \leq 4 \times \sqrt{f'm} \times A_{nv}$ OK
 En métrique, le 4 devient 0,333 pour $f'm$ (MPa) et A_{nv} (m²).

5. Poids sismique, facteurs C_w .

La charge permanente sismique est celle qui est tributaire du plancher ou du toit considéré, c'est-à-dire qu'elle comprend la moitié de la masse des murs inférieurs et la moitié des murs supérieurs (le cas échéant).

Trois cas différents de charges permanentes sont pris en compte :

- a. **Plancher en dalles et murs au-dessus/en dessous** = **7,57 kPa (158 psf)** $C_{wi} = 1,0$
- b. **Toit de la dalle et murs en dessous** = **6,18 kPa (129 psf)** $C_{wi} = 0,82$
- c. **Toit léger et murs en dessous** = **2,73 kPa (57 psf)** $C_{wi} = 0,36$

Ces facteurs sont additionnés pour toutes les combinaisons de bâtiments d'un, deux ou trois niveaux avec des toits lourds ou légers pour obtenir les facteurs C_w des tableaux A.3.3.2-1 et 2 ci-dessous.

Il n'y a qu'un seul facteur C_w par bâtiment, toujours < 1 . Il représente le rapport entre le poids total du bâtiment et $N \times A_b \times 7,57$ kPa, en tant que mesure comparative du poids total du bâtiment.

Les poids sismiques sont nécessairement conservateurs. Par exemple, on a supposé des murs en blocs de 20 cm et un PSM modéré à élevé. Une évaluation de la charge permanente spécifique au projet peut permettre de réduire le PSM requis.

Si la variation de la charge permanente est uniforme à tous les niveaux, C_w peut être ajusté. Cependant, si le changement affecte différemment les valeurs de C_{wi} , la distribution de C_L doit être recalculée.

6. Distribution du cisaillement de l'niveau, facteurs C_L

Les facteurs C_{wi} sont combinés avec la distribution des forces d'inertie de l'ASCE 7-16 pour déterminer les facteurs de distribution du cisaillement de l'niveau C_L . Le facteur C_w pour le bâtiment

$C_{(L)} = 1.0$ au rez-de-chaussée, de sorte que le facteur C_L aux niveaux supérieurs représente la distribution du cisaillement de l'niveau par rapport au cisaillement de la base.

Les tableaux A.3.3.2-1 et 2 résument les facteurs $C_{(L)}$. Les facteurs C_L du Retrofit Manual 2012 sont également inclus à des fins de comparaison. Dans le Retrofit Manual de 2012, C_w a été combiné à C_L , donc $C_w \times C_L$ est utilisé pour la comparaison. En général, les valeurs de 2025 sont légèrement plus "lourdes" en raison de certains changements

dans les hypothèses de charge permanente du toit (taille des avant-toits, etc.).

7. Hypothèses d'analyse

Le paramètre clé qui sous-tend le processus PSM est la contrainte de cisaillement moyenne dans les murs de maçonnerie confinés pour un niveau et une direction donnés. D'un point de vue conceptuel, il s'agit simplement du cisaillement de l'niveau par rapport à la surface du mur.

Les diaphragmes sont supposés rigides pour les niveaux situés sous une dalle lourde et flexibles pour les niveaux situés sous une toiture légère.

A l'intérieur d'un niveau et d'une direction, les forces sont réparties sur les murs comme suit :

- a. Murs situés sous une dalle lourde :
Proportionnellement à la surface nette. Cela revient à dire que la rigidité des murs ne dépend que de la rigidité au cisaillement, ce qui ne peut se produire que si la rigidité à la flexion est très élevée (tous les murs sont très trapus). Il s'agit d'un bien meilleur prédicteur d'une distribution basée sur la résistance au cisaillement, ce qui est vrai dans le sens non linéaire puisque la résistance est proportionnelle à la surface du mur.
Ces murs subiront des forces dues à la torsion inhérente et à l'excentricité accidentelle de la masse.
- b. Murs situés sous une toiture légère
Proportionnellement à la surface du toit tributaire de chaque mur. Ceci est indépendant des propriétés des murs.
Ces murs ne subissent pas de forces dues à la torsion inhérente et à l'excentricité accidentelle de la masse.

Un facteur de réduction est appliqué pour tenir compte de l'augmentation de la contrainte sur les murs due à la torsion inhérente, à la torsion accidentelle, aux différences de rigidité des murs, au support, etc.

Facteur de réduction de la torsion, $C_t = 1,5$

C_t réduit la contrainte de cisaillement moyenne maximale autorisée dans la paroi. En d'autres termes, $C_t = 1,5$ signifie que la contrainte de cisaillement dans la paroi la plus lourdement chargée ne peut excéder 1,5 fois la contrainte moyenne dans toutes les parois de l'niveau/de la direction.

Les murs peuvent être évalués indépendamment dans chaque direction et à chaque niveau. Chaque mur est considéré isolément comme un mur cantilever à base fixe, d'un seul niveau, qui est entièrement indépendant de ceux qui se trouvent autour, au-dessus et au-dessous.

Certaines de ces hypothèses peuvent sembler discutables lorsqu'elles sont prises isolément, mais elles doivent être considérées conjointement avec d'autres hypothèses conservatrices formulées ici, et avec les dispositions connexes du code (par exemple, les exigences relatives aux éléments de délimitation et au soutien des murs). La plupart de ces hypothèses sont également couramment utilisées pour l'analyse de ces types de bâtiments.

Tableau A.3.3.2-1 Facteurs C_w et C_L pour les maisons à un, deux et trois niveaux avec des toits légers

Toits légers										
Type de maison	Niveau	Poids sismique relatif W_x	Hauteur de l'niveau $h_x(m)$	$W_x \times h_x$	Facteur de distribution de l'inertie, C_x	Facteur de distribution verticale, C_L	Facteur de poids du bâtiment, C_w	Facteur de réduction du moment de torsion, C_{tm}	$C_w \times C_L$ pour comparer avec la valeur C_L du renforcement	CNBH 2012 CL - Manuel de renforcement (inclut C_w)
Maison de 1 niveau	Rez-de-chaussée/premier niveau	0.36	3.2	1.15	1.000	1.000	0.360	0.000	0.360	0.330
2 niveaux	2ème niveau	0.36	6.1	2.20	0.407	0.407	0.680	0.000	0.277	0.200
	Rez-de-chaussée/premier niveau	1.00	3.2	3.20	0.593	1.000	0.680	0.314	0.680	0.670
	$\Sigma=$	1.36	-	5.40	1.000	-	-	-	-	-
3 niveaux	3ème niveau	0.36	9	3.24	0.258	0.258	0.787	0.000	0.203	0.140
	2ème niveau	1.00	6.1	6.10	0.486	0.745	0.787		0.586	0.430
	Rez-de-chaussée/premier niveau	1.00	3.2	3.20	0.255	1.000	0.787		0.787	0.650
	$\Sigma=$	2.36	-	12.54	1.000	-	-	-	-	-

Tableau A.3.3.2-2 Facteurs C_w et C_L pour les maisons à un, deux et trois niveaux avec des toits à dalles lourdes

Toits à dalles lourdes										
Type de maison	Niveau	Poids sismique relatif W_x	Hauteur de l'niveau $h_x(m)$	$W_x \times h_x$	Facteur de distribution de l'inertie, C_x	Facteur de distribution verticale, CL	Facteur de poids du bâtiment, C_w	Facteur de réduction du moment de torsion, C_{tm}	$C_w \times C_L$ pour comparer avec la valeur CL du renforcement	2012 CNBH CL - Manuel de renforcement
Maison de 1 niveau	Rez-de-chaussée/premier niveau	0.82	3.2	2.62	1.000	1.000	0.820	-	0.820	1.000
2 niveaux	2ème niveau	0.82	6.1	5.00	0.610	0.610	0.910	-	0.555	0.570
	Rez-de-chaussée/premier niveau	1.00	3.2	3.20	0.390	1.000	0.910	-	0.910	0.860
	$\Sigma=$	1.82	-	8.20	1.000	-	-	-	-	-
3 niveaux	3ème niveau	0.82	9	7.38	0.442	0.442	0.940	-	0.416	0.390
	2ème niveau	1.00	6.1	6.10	0.366	0.808	0.940	-	0.760	0.670
	Rez-de-chaussée/premier niveau	1.00	3.2	3.20	0.192	1.000	0.940	-	0.940	0.790
	$\Sigma=$	2.82	-	16.68	1.000	-	-	-	-	-

8. Dérivation requise par le PSM

a. Définir :

- N = Nombre de niveaux, 1, 2 ou 3.
w = Poids de référence de l'niveau (7,57 kPa, 158 psf)
Ab = Surface en plan du bâtiment, identique à chaque niveau.
R = Facteur de réduction de la force sismique = 3.
S_{DS} = Accélération spectrale de calcul de 0,2 seconde.
S_{DS} peut être la valeur du site ou de la zone sismique (conservateur).
C_L = Facteur de niveau (point 6 ci-dessus)
C_t = Facteur de torsion = 1,5
C_{band} = Facteur de bande = 1,33
R_{N_RW} = Rapport de surface nette du bloc R_N pour le mur de référence = 0,438
v_m = Résistance au cisaillement de la maçonnerie du mur de référence = 493 kPa

9. Poids sismique total, $W = w \cdot N \cdot C_w \cdot A_b$

10. Cisaillement de l'niveau, $V = W \cdot S_{ds} \cdot C_L / R$

11. Limite maximale de contrainte du mur de référence = $\phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a / C_t$

12. Surface nette requise du mur standard = $V / (\phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a / C_t)$

13. Surface nette requise = $V / [(\phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a / C_t) \cdot R_{n_rw}]$ Surface nominale du mur standard = $V / [(\phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a / C_t) \cdot R_{n_rw}]$

14. Diviser par l'empreinte du bâtiment pour obtenir :

$$\text{PSM requise} = V / [(\phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a / C_t) \cdot R_{n_rw} \cdot A_b]$$

15. Substitution et réarrangement :

$$\text{PSM nécessaire} = (w \cdot N \cdot C_w \cdot S_{ds} \cdot C_L \cdot C_t) / (R \cdot \phi \cdot v_m \cdot C_{band} \cdot C_a \cdot R_{n_rw})$$

Les résultats de la CAP requise sont présentés dans le tableau A.3.3.2-3 (duplication du tableau 1.5.4.3.2-1).

16. PSM minimale requise

Les valeurs calculées de PSM requis peuvent être assez basses pour les niveaux supérieurs. Pour éviter cela, une valeur minimale de PSM requise est définie. Celle-ci est principalement déclenchée aux niveaux des toitures légères, indiquées en vert dans le tableau A.3.3.2-3.

Min. PSM pour le type de toit et la zone = la plus grande valeur entre 0,75 % x S_{ds} et

1,0 %.

Tableau A.3.3.2-3 : Duplication du tableau 1.5.4.3.2-1 Pourcentage de surface de mur requis ⁽²⁾

Zone sismique		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Sds maximum (G)		0.99	1.40	1.80	2.24
PSM minimum (en vert ci-dessous)		1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
Toit léger					
Type de maison	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1 niveau	Niveau du sol	1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
2 niveaux	2e niveau	1.0%	1.3%	1.7%	2.1%
	Rez-de-chaussée	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
3 niveaux	3ème niveau	1.0%	1.4%	1.8%	2.3%
	2ème niveau	2.6%	3.7%	4.8%	5.9%
	Rez-de-chaussée	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
Toit lourd					
Type de maison	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1 niveau	Niveau du sol	1.3%	1.9%	2.4%	3.1%
2 niveaux	2e niveau	1.8%	2.6%	3.3%	4.1%
	Rez-de-chaussée	2.7%	3.8%	4.9%	6.2%
3 niveaux	3ème niveau	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
	2ème niveau	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
	Rez-de-chaussée	4.0%	5.7%	7.4%	9.2%
	Réglementations minimales de l'AMP (voir l'annexe 3 pour plus d'informations)				
	Dépasse 6%, peut être saturé sans mesures supplémentaires.				

Notes :

1. Les valeurs S_{DS} sont les valeurs maximales observées dans chaque zone. L'interpolation linéaire est autorisée pour les valeurs S_{DS} réelles du site, ou le PSM requis peut être recalculé à l'aide de l'annexe 3.
2. Les valeurs PSM concernent les bâtiments CMBW et ne s'appliquent pas aux RMBW.
3. Les PSM pour les bâtiments à trois niveaux nécessitent des blocs de maçonnerie de 10MPa, 20cm d'épaisseur avec 2 ou 3 cellules au niveau du sol (voir section 1.5.4). Des blocs de 6,9 MPa et de 15 cm d'épaisseur peuvent être utilisés aux deuxième et troisième niveaux, bien qu'il puisse être plus simple d'utiliser un seul type de bloc pour l'ensemble du bâtiment. Si des murs de 15 cm sont utilisés aux niveaux supérieurs, la surface extérieure de la façade doit être maintenue sur toute la hauteur du bâtiment.

17. Détermination du PSM requis par ligne de trame

Les règles prescriptives pour la distribution des murs sont fournies dans la section 1.5.4.3.3. Les valeurs PSM fournies pour chaque ligne de trame doivent respecter les limites établies en multipliant les pourcentages du tableau 1.5.4.3.3-1 par les valeurs PSM requises du tableau 1.5.4.3.2-1.

Ces règles visent à limiter la réponse à la torsion (due à la torsion inhérente plus l'excentricité accidentelle de la masse) à celle impliquée par $C_T = 1,5$ au point XX ci-dessus. Un exemple de conception utilisant la règle du tableau 1.5.4.3.2-1 pour un bâtiment de trois niveaux avec un rapport d'aspect en plan $= 4$ est fourni à la section A.3.6. La méthode d'analyse détaillée de la section A.3.5. est utilisée pour valider la conception.

A.3.3.3 Exemple de PSM spécifique au projet requis pour 2025 CNBH

Déterminer la PSM requise pour le rez-de-chaussée de l'exemple de bâtiment suivant.

L'exemple montre comment recalculer la PSM requise si les hypothèses par défaut ne sont pas satisfaites. Cet exemple peut également être utilisé pour déterminer des valeurs réduites de PSM requis dans de nombreux cas.

1. Bâtiment de trois niveaux en maçonnerie chaînée avec un toit en dalles lourdes.

Cependant, un calcul des charges permanentes a déterminé que les poids sismiques sont inférieurs de 15 % aux valeurs supposées, sauf au niveau du toit.

Il faut donc recalculer C_w et C_L .

$$C_{wi_roof} = 0,36 \text{ (inchangé)}$$

$$C_{wi_roof} = 0,85 \text{ (en baisse par rapport à 1,0)}$$

$$C_{wi_roof} = 0,85 \text{ (en baisse par rapport à 1,0)}$$

$$C_w = (0,36 + 0,85 + 0,85) / 3 = 0,69 \text{ au lieu de } 0,79 \text{ (**réduction de 13 \%**)}$$

Seul le C_w change, le poids de référence, $W = 7,57$ kPa, reste inchangé,

$C_L = 1,0$ pour le rez-de-chaussée. Il faudrait recalculer C_L pour les niveaux supérieurs.

Une réduction correspondante du facteur de charge axiale de $C_a = 1,14$ n'est pas nécessaire puisque la surface du mur du rez-de-chaussée sera également réduite.

2. Situé à Port au Prince dans la zone sismique B ($S_{DS} = 1.40g$).

Plutôt que d'utiliser la valeur par défaut de la zone sismique B pour S_{DS} , utiliser la valeur de Port-au-Prince basée sur $S_S = 1.57$ de l'annexe 8 tableau A.8.2-1.

En outre, un ingénieur géotechnicien (engagé en option par le propriétaire) a examiné le site, y compris les puits d'essai (qui montrent clairement la fondation rocheuse). En utilisant ces informations, ainsi que des sondages effectués sur des sites voisins et d'autres informations géotechniques disponibles, il a déterminé que le site pouvait être classé B. Cela correspondrait à un F_a moyen de 0,9, mais comme aucune mesure de la vitesse des ondes de cisaillement n'a été effectuée, un F_a de 1 est requis. Cette valeur est encore inférieure à l'hypothèse par défaut $F_a = 1,2$.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_S \times F_a$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1,57 \times 1,0 = 1,05g, \text{ contre } 1,4g \text{ pour la classe de site D et la zone sismique B.}$$

Réduction de 25 %. La réduction serait encore de 10 % sans le changement de classe de site.

3. En utilisant l'équation pour le PSM requis

$$\text{PSM nécessaire} = (w \times N \times C_w \times S_{ds} \times C_L \times C_t) / (R \times \phi \times v_m \times C_{band} \times C_a \times R_{n_rw})$$

$$\text{PSM nécessaire} = \frac{(7,57 \text{ kPa} \times 3 \times 0,69 \times 1,05g \times 1,0 \times 1,5)}{(3 \times 0,8 \times 493 \text{ kPa} \times 1,33 \times 1,14 \times 0,438)}$$

PSM requis = contre 3,1 % contre 4,8 % pour les valeurs par défaut
(réduction de 35 %)

A.3.3.4 Méthode PSM Provided en 2025 CNBH

Le processus de détermination de la PAT fournie est décrit dans la section 1.5.4.3.3 et n'est pas répété ici. Un exemple est fourni à la section A.3.6.

ANNEXE 04 : MAÇONNERIE ARMÉE

Introduction :

Ce chapitre a été reproduit à partir du CNBH 2012 sans aucune révision ni modification lors de la révision du CNBH 2025. En particulier, les dispositions de la Partie 2, Chapitre 1, Section 1.5.4 ne s'appliquent pas aux maçonneries armées. Les concepteurs doivent se référer à l'IBC 2021, à l'IRC 2021 et aux normes de référence (notamment la TMS 402) pour des informations complémentaires sur les maçonneries armées.

Article 1 Blocs de béton

Les recommandations des articles du chapitre 1.3 s'appliquent.

Article 2 Épaisseur des murs

Les murs porteurs d'un bâtiment d'un seul niveau doivent avoir une épaisseur minimale de 150 mm et celle des murs porteurs d'un bâtiment de deux niveaux doit être de 200 mm (figure 1.7.6).

L'épaisseur minimale des murs non-porteurs est de 100 mm sous réserve de l'application de l'article 9.

Article 3 Longueur des murs de cisaillement

Un mur de cisaillement doit posséder une longueur horizontale minimale, mesurée dans le sens du mur, de 1 800 mm, tel qu'illustré sur la figure 3a. Si le mur de cisaillement doit être constitué de deux portions de mur, la longueur horizontale minimale totale doit être augmentée à 2 400 mm et la longueur du mur le plus court ne doit pas être inférieure à 1 000 mm (figure 3b).

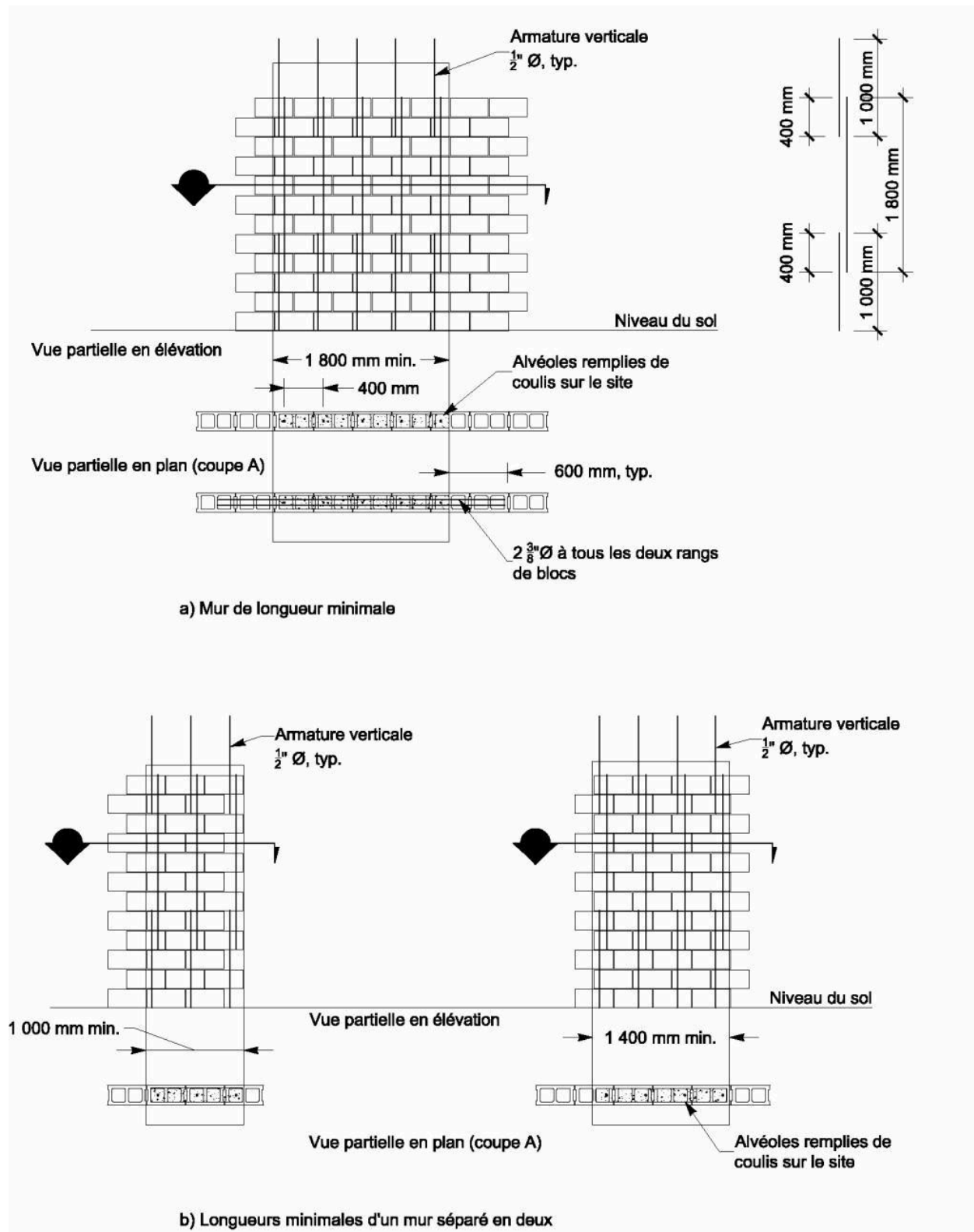


Figure 3 – Longueurs et armatures de murs de cisaillement

L'armature verticale devra être ancrée dans la dalle et/ou dans le bloc de fondation. Se référer aux détails des figures 1.7.6.3 et 11a.

Article 4 Armature verticale des murs de cisaillement

Les murs de cisaillement doivent être armés verticalement à l'aide de barres d'armature de $\frac{1}{2}$ po ϕ (12 mm) distantes de 400 mm c/c et placées au centre des alvéoles. Un mur de cisaillement de 1 800 mm de longueur doit comporter cinq barres d'armature verticales.

L'armature des murs doit être solidement ancrée à la fondation dans la partie inférieure du mur et à la poutre de ceinture dans la partie supérieure du mur. L'ancrage est réalisé en retournant les barres de 90 degrés sur une longueur minimale égale à 12 fois le diamètre de la barre (150 mm pour une barre de 12 mm de diamètre), tel que décrite dans le chapitre 1.

Article 5 Coulis

Les alvéoles situées sur toute la longueur des murs de cisaillement doivent être remplies d'un coulis de béton. Voir le Tableau 1.6.1.9 pour le dosage du coulis.

Le coulis doit être ajouté et compacté progressivement sur une hauteur ne dépassant pas deux rangs de blocs (figure 8).

La coulée du béton dans les alvéoles doit être arrêtée à 40 mm sous le niveau supérieur du bloc, de façon à permettre la création d'un adent entre les différentes coulées.

Article 6 Armature horizontale des murs de cisaillement

Les murs de cisaillement doivent être armés horizontalement à l'aide de barres d'armature de $\frac{3}{8}$ po ϕ (10 mm) toutes les deux rangées de blocs. Lorsque la géométrie du mur le permet, les barres doivent être prolongées de 600 mm en dehors du mur de cisaillement à chacune de leurs extrémités, tel qu'illustré sur la figure 3a.

Article 7 Armature verticale des murs armés

Pour armer un mur de blocs de béton, selon l'article 1.6.2.5, il faut fournir une barre d'armature $\frac{1}{2}$ po ϕ à une distance maximale de 1 200 mm le long du mur (figure 7a) et remplir l'alvéole de coulis selon la séquence montrée sur la figure 7b).

L'alvéole de coin et les deux alvéoles adjacentes, de même que l'alvéole situé à l'intersection de deux murs ainsi que les trois alvéoles adjacentes doivent être armées, tel qu'illustré sur la figure 7c.

L'ancrage à la fondation peut être du même type que celui décrit à l'article 4. Alternativement, la barre d'armature peut être insérée dans un trou de même diamètre que la barre, pratiqué dans la base de béton sur une profondeur minimale de 150 mm, puisque ces barres sont principalement sollicitées en cisaillement.

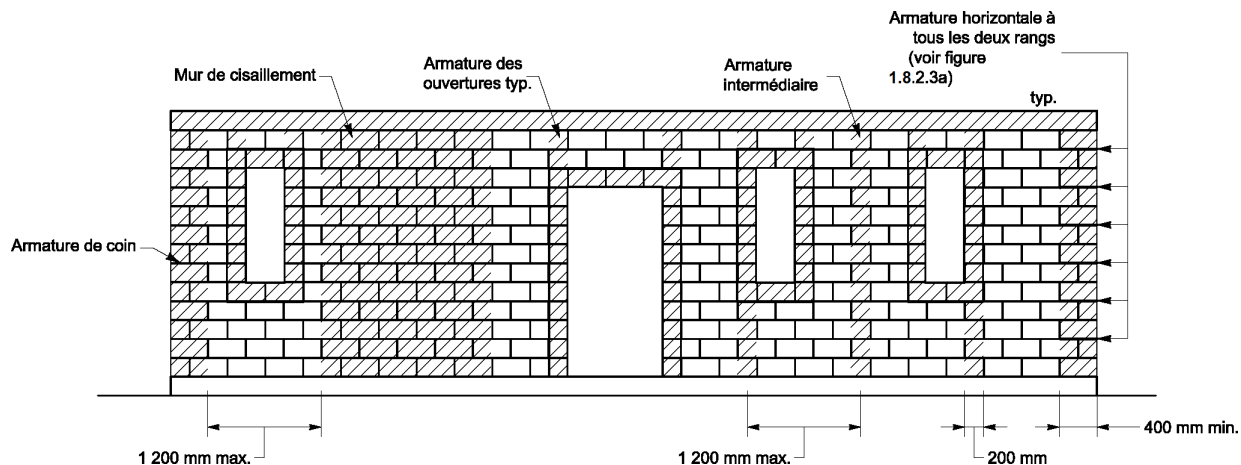


Figure 7.a - Armature verticale des murs de blocs armés

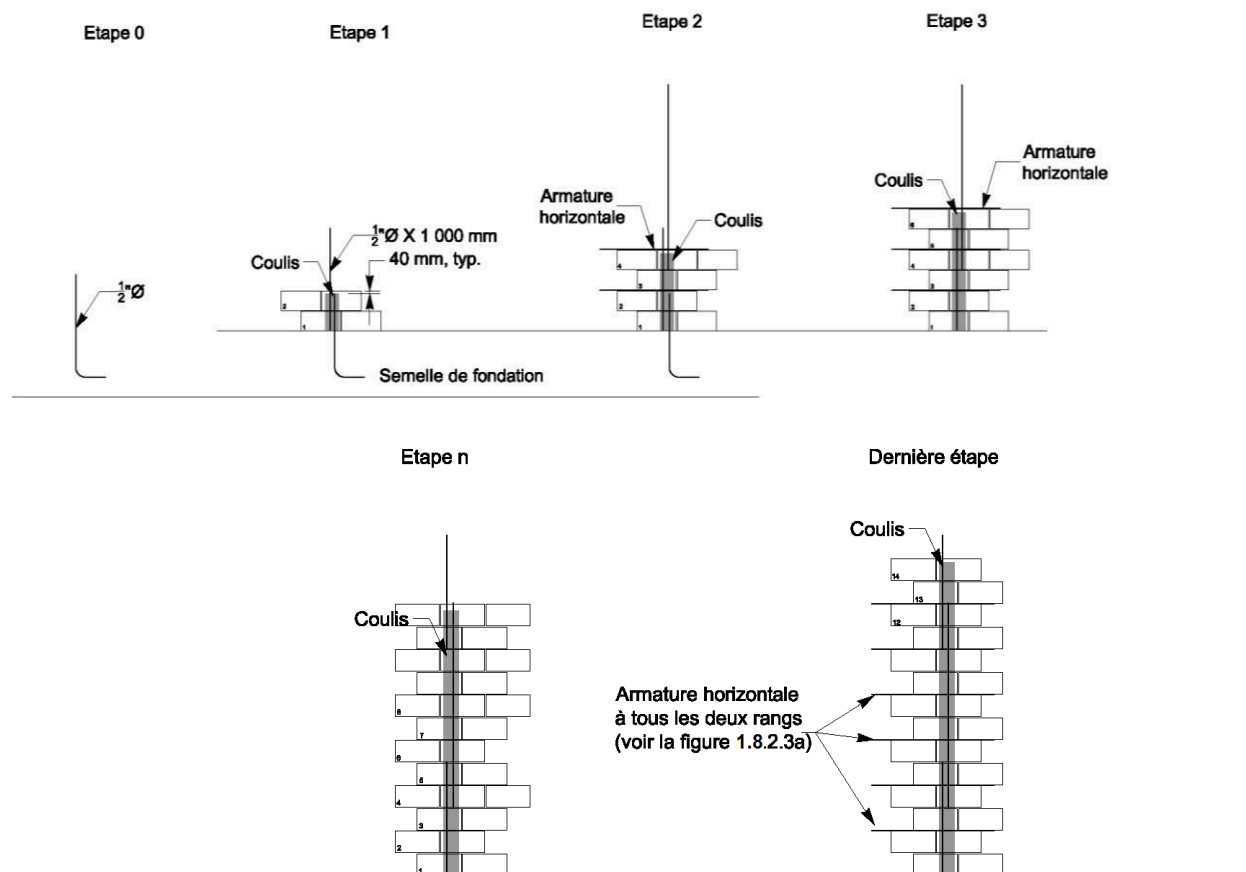
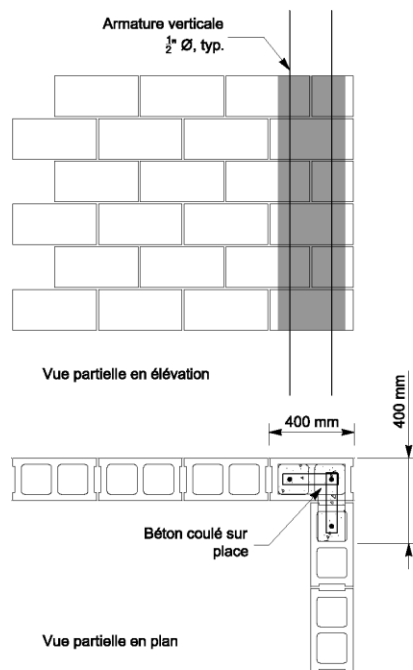
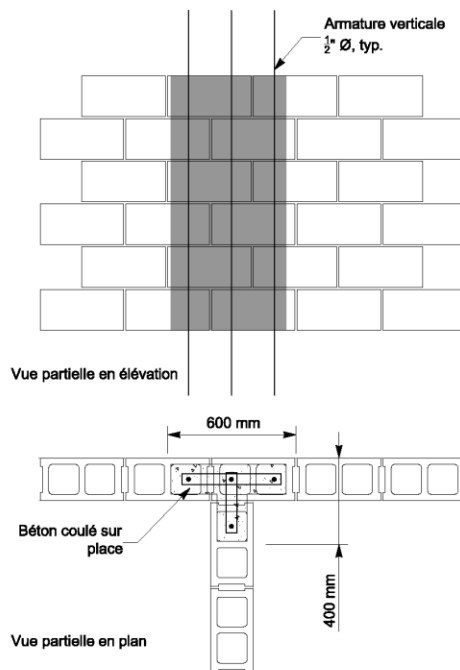


Figure 7.b - Construction d'un mur armé



Renforcement aux coins



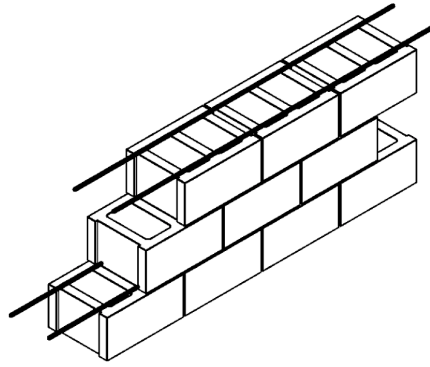
Renforcement aux intersections

Figure 7.c - Armature verticale des coins et intersections

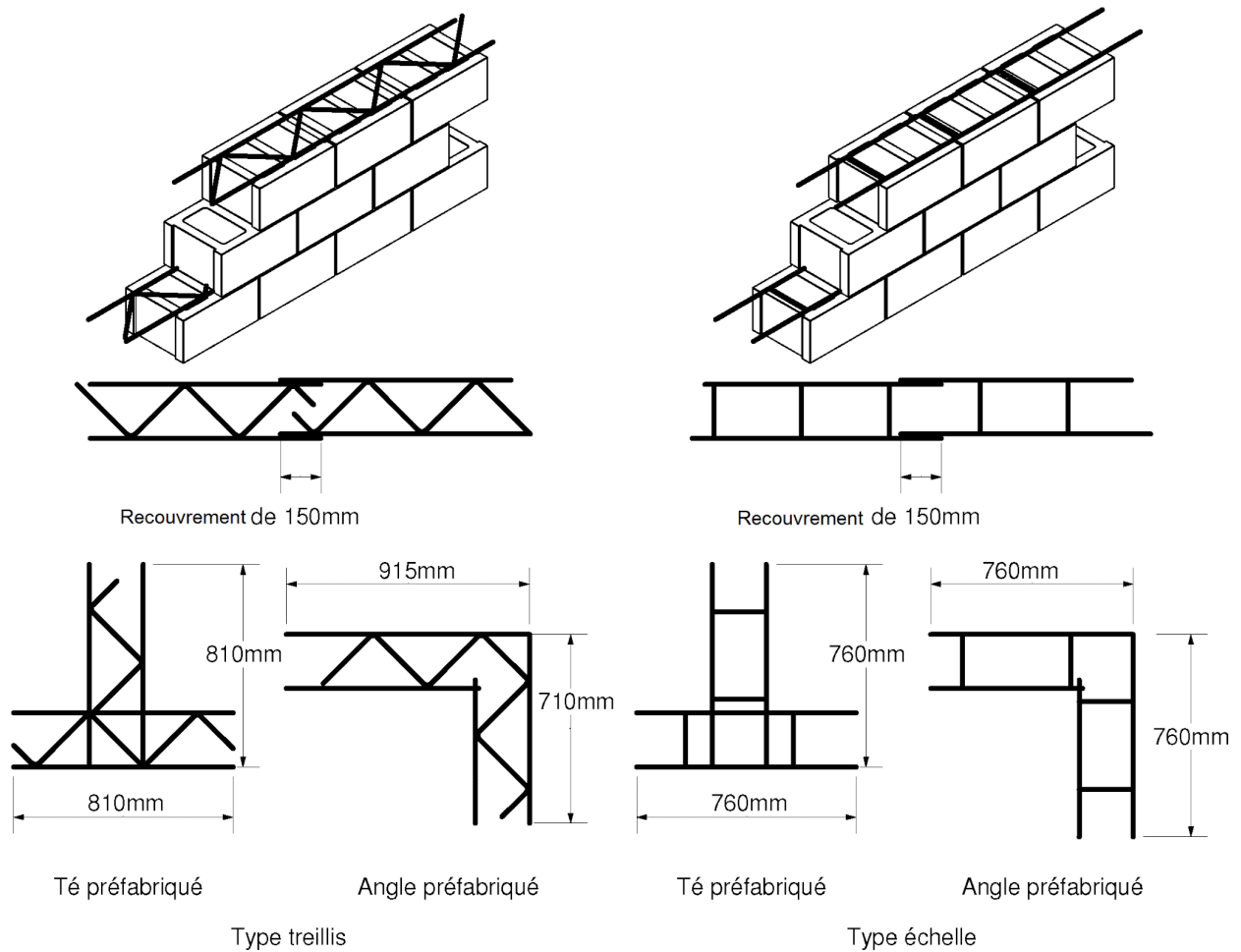
Article 8 Armature horizontale des murs armés

Les murs porteurs doivent être armés horizontalement toutes les deux rangées de blocs à l'aide de deux barres $\frac{1}{4}$ po ϕ (figure 8a) ou d'armature préfabriquée selon l'un ou l'autre des modèles montrés sur la figure 8b. Des Tés et des angles préfabriqués peuvent être utilisés aux intersections et aux coins de murs.

Les armatures doivent se recouvrir sur 150 mm aux raccords.



a) Barres d'armature 1/4"Ø à tous les deux rangs.



b) Armature préfabriquée à tous les deux rangs (tiges de 3,7mm, soit calibre 9).

Figure 8 – Armature horizontale des murs de blocs armés

Article 9 Armature verticale des murs non porteurs

Les murs non porteurs en blocs de béton de 100 mm d'épaisseur minimale (voir article 2) doivent être armés verticalement à tous les 1 200 mm, avec les mêmes types de

barres d'armature, d'ancrage, de recouvrement et de coulis que les murs porteurs (figure 9).

Seule l'alvéole de coin ou l'alvéole située à l'intersection de deux murs non porteurs doit être armée verticalement.

L'ancrage à la fondation peut être du même type que l'ancrage alternatif décrit à l'article 7, puisque ces barres sont principalement sollicitées en cisaillement.

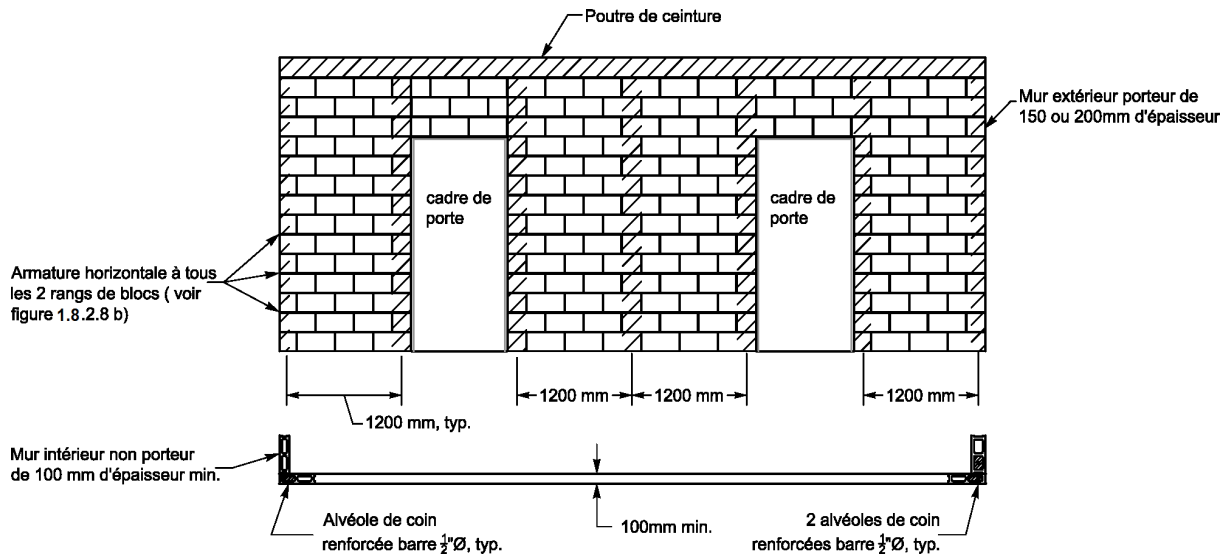


Figure 9 – Armature des murs non porteurs

Article 10 Armature horizontale des murs non porteurs

Dans les zones de forte intensité sismique, les murs non porteurs doivent être armés horizontalement à toutes les deux rangées à l'aide d'armature préfabriquée de type treillis ou en échelle (figure 9).

Article 11 Poutre de ceinture

Tous les murs doivent être ancrés à leur partie supérieure à une poutre de ceinture dont la largeur est égale à celle des blocs et dont la profondeur est de 200 mm ou plus (figure 11a).

L'armature minimale des poutres de ceinture, tel qu'illustré sur la figure 11b, consiste en quatre barres longitudinales de $\frac{1}{2} \phi$ et d'étriers $\frac{3}{8} \phi @ 300 \text{ mm c/c}$. Les étriers sont retournés à 135 degrés en alternance sur les barres longitudinales sur toute la longueur de la poutre.

Les détails des renforcements aux intersections et aux coins des poutres de ceinture sont illustrés sur la figure 11b.

Les poutres de ceinture reposent sur une rangée de blocs préalablement colmatée à l'aide de béton ou de mortier (figure 11a).

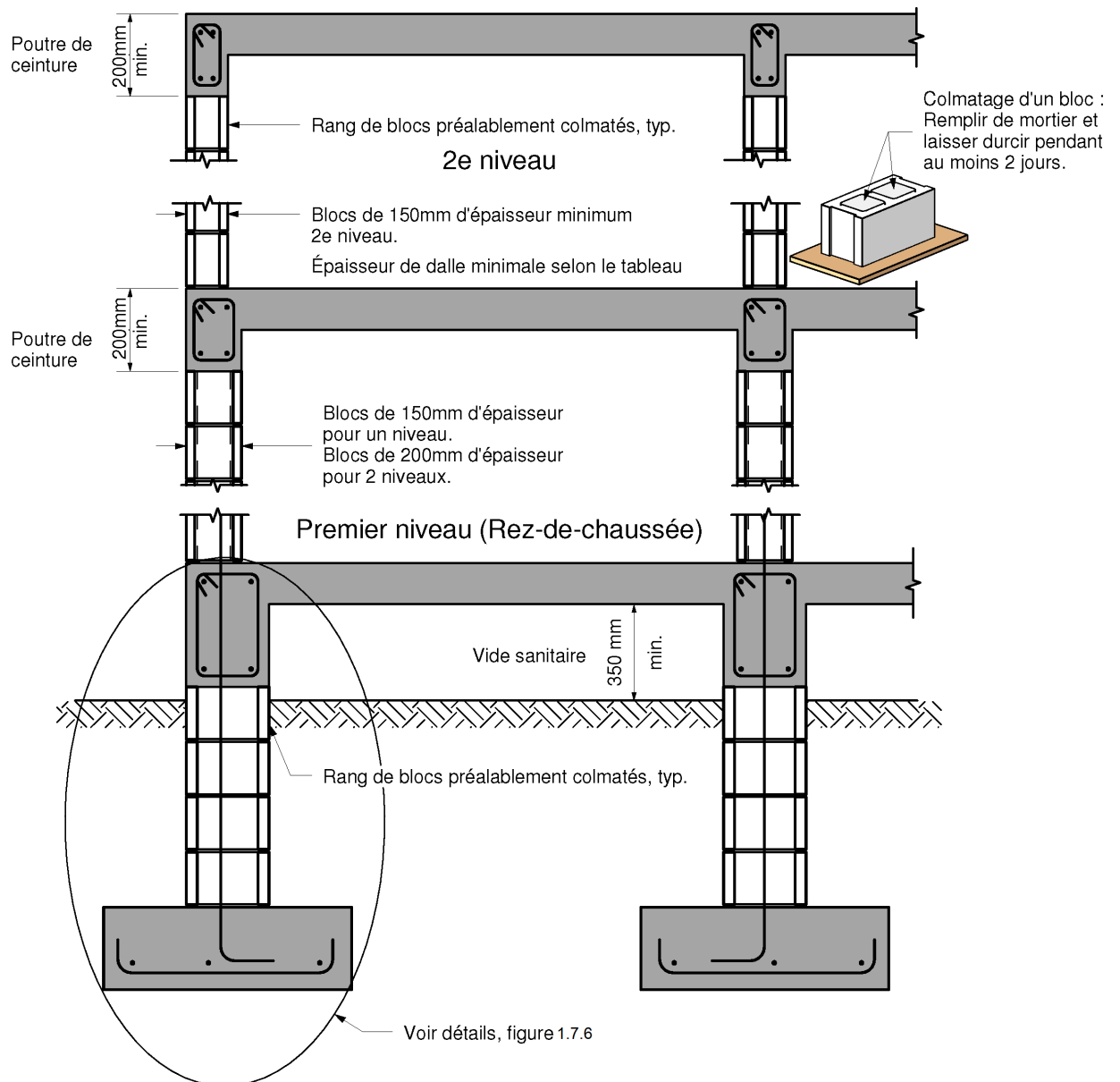


Figure 11.a - Emplacement des poutres de ceinture

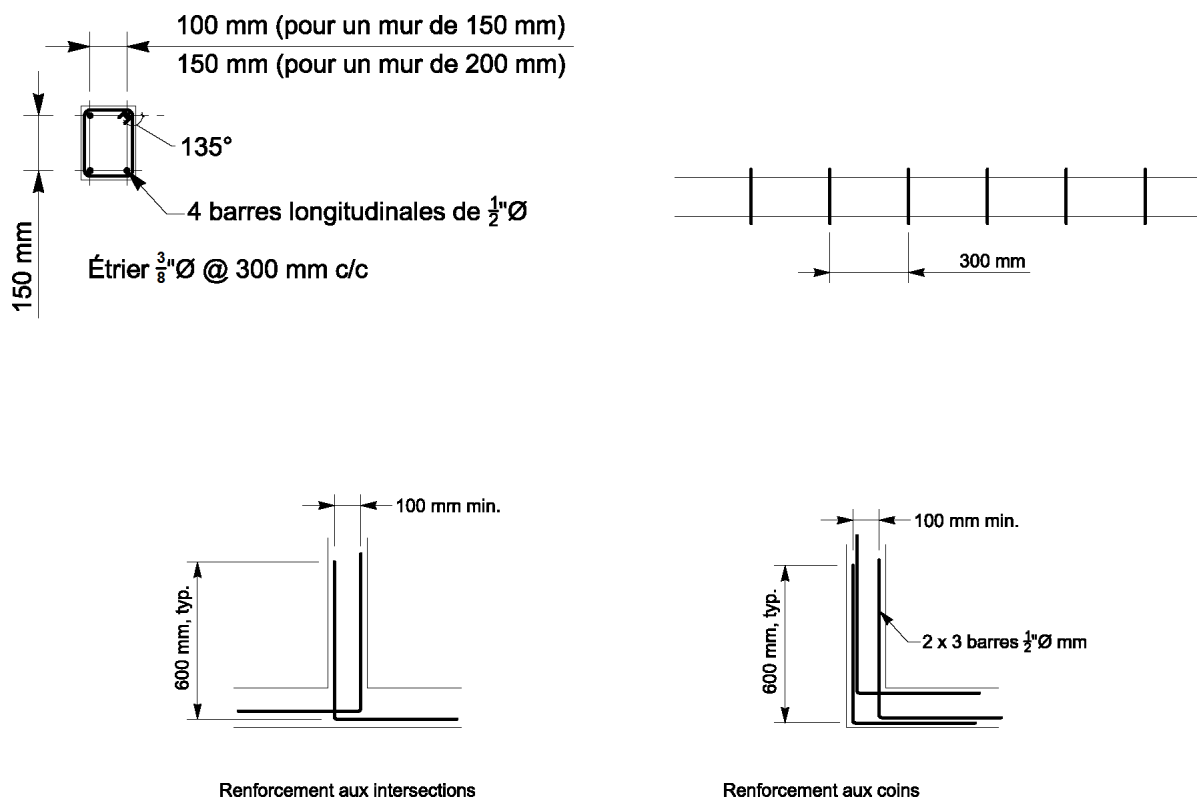


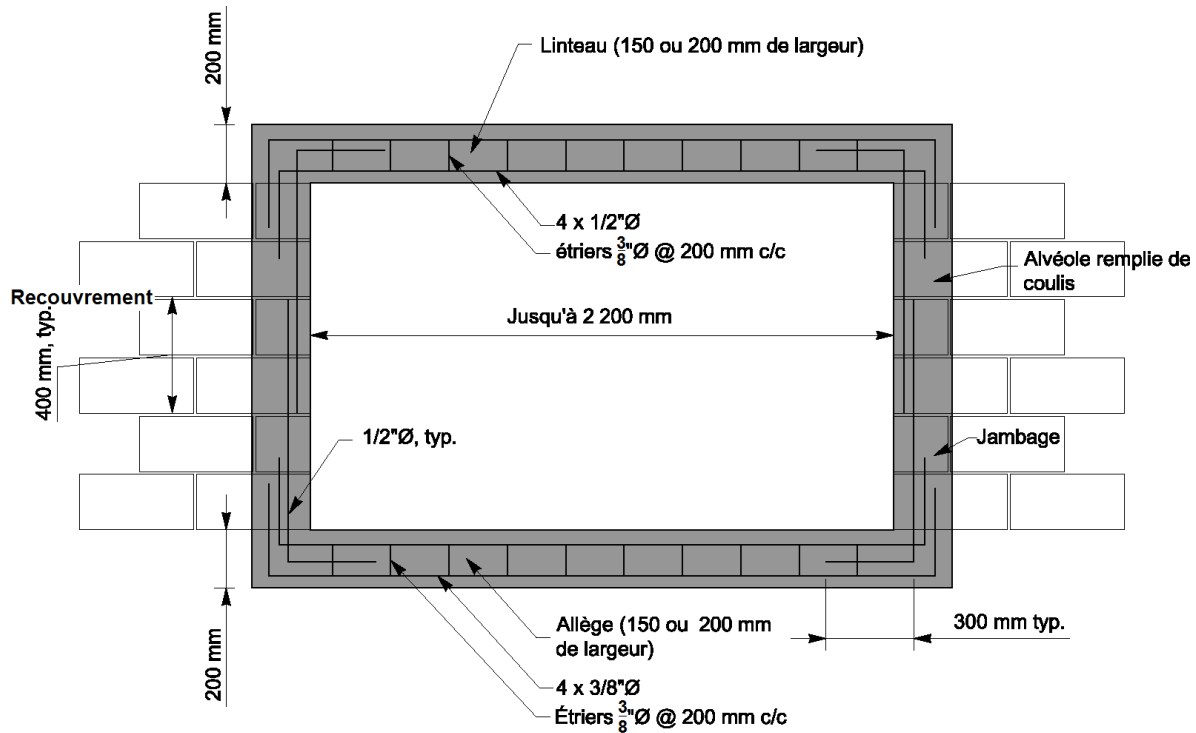
Figure 11.b - Armature des poutres de ceinture

Article 12 Armature des fenêtres

Toutes les fenêtres doivent être armées sur leurs contours.

Le détail de l'armature des fenêtres est illustré sur la figure 12. Les jambages doivent être armés sur la hauteur des fenêtres, tel que montré sur la figure 12, ou sur toute la hauteur du bâtiment (figure 9).

Pour simplifier la fabrication, les allèges et linteaux doivent avoir une hauteur de 200 mm et une largeur égale à l'épaisseur du mur, et doivent être armés à l'aide de quatre barres d'armature $\frac{3}{8}$ et $\frac{1}{2}$ po $\varnothing$, respectivement. Les barres doivent être ancrées à l'aide de crochets de 300 mm insérés dans les alvéoles ou être continues dans le béton sur une longueur minimale de 600 mm. Des étriers $\frac{3}{8}$ po $\varnothing$ @ 200 mm c/c doivent être utilisés.



Options (voir la figure 1.8.2.13 pour exemples):

- L'armature des jambages peut faire toute la hauteur du bâtiment et être ancrée à la fondation et à la poutre de ceinture à ses extrémités.
- L'armature de l'allège et du linteau peut être ancrée dans le béton sur une longueur minimale de 600 mm à chaque extrémité.

Figure 12 – Armature des fenêtres

Article 13 Armature des portes

Toutes les portes doivent être armées sur leurs contours.

Le détail de l'armature des portes est illustré sur la figure 13. Les jambages doivent être armés sur la hauteur des portes ou sur toute la hauteur du bâtiment (figure 9).

Le linteau doit être de même type que celui décrit à l'article 12 pour les fenêtres.

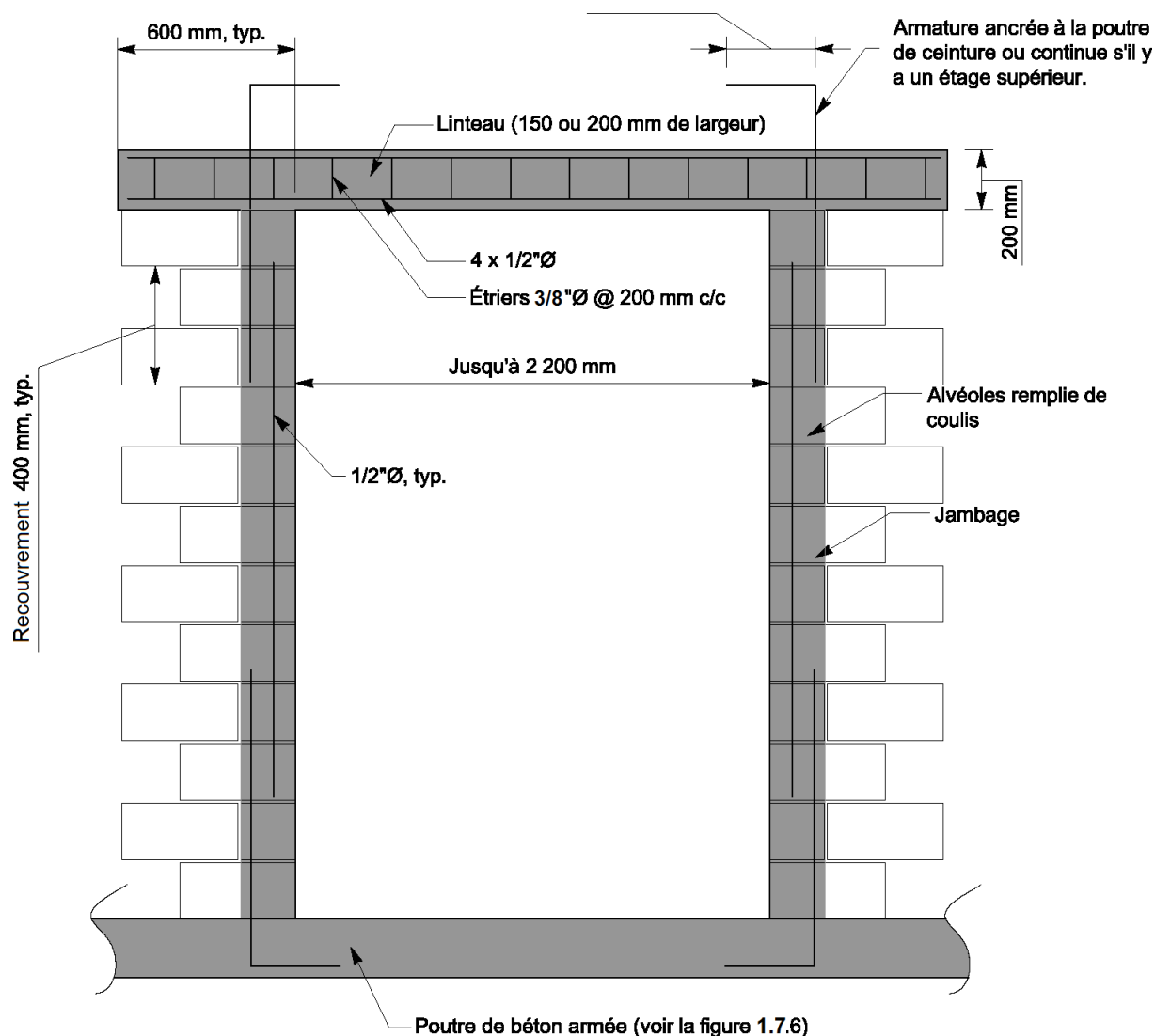


Figure 13 – Armature des portes

Les options possibles de la figure 13 sont les suivantes :

- L'armature des jambages peut être ancrée au linteau tel qu'illustré sur la figure 12 ;
- L'armature du linteau peut être ancrée aux jambages tels qu'illustré sur la figure 12.

Article 14 Enchâssures

Les enchâssures dans les murs pour faire passer des tuyaux ou des câbles doivent être exécutées avec attention.

Les enchâssures horizontales à n'importe quelle hauteur ne doivent pas excéder 700 mm et doivent être exécutées sur un seul côté du mur.

Les enchâssures doivent être remplies de béton avant d'appliquer l'enrobage.

Les murs de cisaillement et les cellules armées verticalement ne doivent pas comporter d'enchâssures.

Article 15 Perforations

Les murs de cisaillement, les poutres et les poteaux ne doivent jamais être perforés pour faire passer des tuyaux ou des gaines de services.

Lorsque des tuyaux ou des gaines de service doivent traverser une poutre ou un poteau, des manchons métalliques doivent être insérés dans l'élément avant la coulée. Le diamètre maximal des manchons doit être de 25 mm et l'écart minimal entre ceux-ci doit être de 150 mm.

ANNEXE 7 : TABLEAUX ET DIAGRAMMES SUPPLÉMENTAIRES POUR LES TOITURES LÉGÈRES

Section A.5.1 Tableaux de portée des chevrons

Les tableaux de portée des chevrons sont présentés pour d'autres essences et qualités de bois que ceux de la section 1.5.6.9.6, qui ne concerne que le pin du Sud n° 2.

Chaque cas est réparti sur deux pages, la première page couvrant les espacements de chevrons de 300 mm et 400 mm, et la seconde page couvrant les espacements de 480 mm et 600 mm.

Section A.5.2 Graphiques de portée CGI

Les diagrammes de portée des panneaux de tôle ondulée en acier galvanisé (CGI) (portée en fonction de la pression) sont présentés pour différentes profondeurs et épaisseurs de tôle ondulée en acier galvanisé CGI et pour la résistance minimale du matériau (F_y). Les pressions correspondent à celles fournies dans la section

Les pressions correspondent à celles fournies dans la section A.5.6.9.6, qui présente des essences et des qualités de bois supplémentaires par rapport à la section 1.5.6.9.6, qui ne présentait que le pin du Sud (*Southern Pine*) n° 2.

Section A.5.3 Diagrammes de portée des pannes

Les graphiques fournis ici représentent la portée en fonction de la pression du vent pour différents espacements de pannes (0,4 m, 0,6 m, 0,9 m, 1,2 m et 2,25 m), correspondant aux valeurs tabulées dans la section 1.5.6.9.5 pour l'état à 3 travées. Les courbes sont fournies pour les pannes plates 1x4, 2x2, 2x3 et 2x4, et les pannes 2x4, 2x6 et 2x8 orientées verticalement.

Section A.5.1 Tableaux des portées des chevrons

Les tableaux de portées des chevrons complètent ceux fournis à la section 1.5.6.9.6. avec les portées pour les essences et les qualités supplémentaires décrites dans la CMTF 2018.

Les essences supplémentaires sont les suivantes

DFL	=	Sapin Douglas Larch (<i>Douglas Fir Larch</i>)
HF	=	Sapin Hemlock (<i>Hemlock Fir</i>)
SP	=	Pin méridional (<i>Southern Pine</i>)
SPF	=	Sapin Pin du Sud (<i>Southern Pine Fir</i>)

Les tableaux de portées ont été ajustés par rapport à ceux fournis dans le WFCM 2018, comme suit :

1. Les tableaux d'un niveau ont été fournis en plus des tableaux de trois niveaux en interpolant sur la vitesse du vent pour correspondre aux pressions inférieures applicables aux bâtiments d'un étage.
 - a. Si des valeurs pour deux niveaux sont nécessaires, elles peuvent être interpolées en utilisant $0,56 \times$ portée de trois niveaux + $0,44 \times$ portée d'un niveau.
2. Le tableau des portées pour l'exposition D a été généré en interpolant la vitesse du vent pour les pressions de l'exposition D à l'aide des tableaux de l'exposition C.
3. La zone de pression primaire de la toiture (avec les espacements standard de 300 / 400 / 480 / 600 mm) a été modifiée de la zone 3 à la zone 2, car elle représente généralement une plus grande partie de la surface de la toiture. Cette modification a également été effectuée par interpolation de la vitesse du vent pour les pressions les plus faibles de la zone 2.
4. Les portées du WFCM ont été ajustées d'une pente de 45° à une pente de 14° en utilisant la note de bas de page 1 du tableau 3.26M, ce qui augmente les portées de 1,11. Les facteurs du tableau de la note de bas de page 1 ont tous été réduits de 1,11 et sont fournis dans le tableau 1.5.6.9.6-4.

Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition B

Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3

Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	3.35	5.78	8.17	8.80	3.17	5.46	7.78	8.80	3.08	5.29	7.53	8.80	2.84	4.86	6.86	8.80	2.64	4.50	6.32	8.52	2.34	3.94	5.51	7.50
				No.1	3.19	5.53	7.84	8.80	3.04	5.21	7.41	8.80	2.96	5.04	7.16	8.80	2.73	4.64	6.56	8.74	2.54	4.31	6.04	8.20	2.23	3.77	5.27	7.16
				No.2	3.13	5.38	7.65	8.80	3.00	5.09	7.22	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.66	4.54	6.38	8.58	2.47	4.21	5.90	8.04	2.18	3.70	5.13	6.96
				No.3	2.97	5.03	7.10	8.80	2.81	4.60	6.41	8.45	2.67	4.38	6.08	8.10	2.35	3.80	5.22	6.99	2.08	3.36	4.58	6.07	1.70	2.70	3.66	4.81
			HF	SS	3.13	5.38	7.65	8.80	3.00	5.09	7.22	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.66	4.54	6.38	8.58	2.47	4.21	5.90	8.04	2.18	3.70	5.13	6.98
				No.1	3.06	5.24	7.44	8.80	2.89	4.96	7.01	8.80	2.80	4.80	6.79	8.80	2.59	4.42	6.21	8.39	2.41	4.09	5.74	7.83	2.12	3.59	5.00	6.78
				No.2	2.88	4.93	6.99	8.80	2.73	4.68	6.60	8.79	2.65	4.55	6.38	8.57	2.45	4.18	5.85	7.97	2.31	3.87	5.40	7.37	2.01	3.39	4.72	6.37
				No.3	2.81	4.77	6.76	8.80	2.67	4.46	6.19	8.24	2.58	4.22	5.86	7.91	2.27	3.67	5.07	6.74	2.02	3.26	4.45	5.87	1.65	2.64	3.55	4.64
			SP	SS	3.30	5.66	8.05	8.80	3.11	5.33	7.59	8.80	3.02	5.17	7.35	8.80	2.78	4.76	6.71	8.80	2.57	4.41	6.19	8.36	2.27	3.87	5.40	7.35
				No.1	3.13	5.38	7.65	8.80	3.00	5.09	7.22	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.66	4.54	6.38	8.58	2.47	4.21	5.90	8.04	2.18	3.70	5.13	6.98
				No.2	2.97	5.10	7.22	8.80	2.82	4.83	6.82	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.53	4.31	6.04	8.18	2.35	3.97	5.58	7.62	2.06	3.46	4.75	6.07
				No.3	2.70	4.49	6.19	8.20	2.47	4.11	5.61	7.48	2.36	3.91	5.34	7.07	2.08	3.40	4.62	6.06	1.85	3.01	4.06	5.29	1.51	2.43	3.29	4.21
			SPF	SS	3.06	5.24	7.44	8.80	2.89	4.96	7.01	8.80	2.80	4.80	6.79	8.80	2.59	4.42	6.21	8.39	2.41	4.09	5.74	7.83	2.12	3.59	5.00	6.78
				No.1	2.97	5.10	7.22	8.80	2.82	4.83	6.82	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.53	4.31	6.04	8.18	2.35	3.97	5.58	7.62	2.06	3.50	4.85	6.59
				No.2	2.97	5.10	7.22	8.80	2.82	4.83	6.82	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.53	4.31	6.04	8.18	2.35	3.97	5.58	7.62	2.06	3.50	4.85	6.59
				No.3	2.81	4.77	6.76	8.80	2.67	4.46	6.19	8.24	2.58	4.22	5.86	7.91	2.27	3.67	5.07	6.74	2.02	3.26	4.45	5.87	1.65	2.64	3.55	4.64
320	400	530	DFL	SS	3.00	5.13	7.28	8.80	2.82	4.86	6.85	8.80	2.74	4.70	6.63	8.80	2.54	4.34	6.07	8.25	2.35	4.00	5.61	7.65	2.09	3.50	4.90	6.64
				No.1	2.87	4.90	6.93	8.80	2.73	4.65	6.55	8.73	2.65	4.52	6.35	8.51	2.44	4.15	5.80	7.91	2.25	3.84	5.36	7.30	1.99	3.36	4.64	6.16
				No.2	2.81	4.77	6.76	8.80	2.67	4.53	6.38	8.57	2.58	4.39	6.16	8.35	2.39	4.06	5.65	7.74	2.22	3.75	5.23	7.12	1.94	3.19	4.34	5.72
				No.3	2.54	4.14	5.74	7.73	2.35	3.79	5.22	6.98	2.26	3.60	4.96	6.58	1.96	3.15	4.30	5.67	1.75	2.78	3.78	4.96	1.43	2.28	3.05	3.96
			HF	SS	2.81	4.77	6.76	8.80	2.67	4.53	6.38	8.57	2.58	4.39	6.16	8.35	2.39	4.06	5.65	7.74	2.22	3.75	5.23	7.12	1.94	3.28	4.57	6.17
				No.1	2.72	4.65	6.57	8.77	2.63	4.40	6.20	8.38	2.52	4.27	6.01	8.16	2.34	3.95	5.52	7.52	2.17	3.65	5.08	6.92	1.90	3.20	4.44	5.98
				No.2	2.59	4.40	6.20	8.36	2.45	4.16	5.83	7.97	2.37	4.05	5.67	7.72	2.22	3.73	5.19	7.06	2.03	3.46	4.79	6.51	1.81	3.03	4.16	5.50
				No.3	2.47	4.01	5.54	7.46	2.26	3.68	5.05	6.72	2.17	3.51	4.78	6.36	1.91	3.06	4.15	5.48	1.70	2.71	3.67	4.80	1.40	2.22	2.95	3.82
			SP	SS	2.94	5.02	7.11	8.80	2.79	4.75	6.69	8.80	2.71	4.61	6.48	8.69	2.48	4.24	5.94	8.08	2.31	3.93	5.49	7.49	2.02	3.44	4.79	6.50
				No.1	2.81	4.77	6.76	8.80	2.67	4.53	6.38	8.57	2.58	4.39	6.16	8.35	2.39	4.06	5.65	7.74	2.22	3.75	5.23	7.12	1.94	3.28	4.57	6.11
				No.2	2.68	4.52	6.39	8.58	2.52	4.29	6.02	8.20	2.46	4.17	5.85	7.97	2.26	3.82	5.35	7.16	2.10	3.55	4.88	6.28	1.74	2.88	3.93	4.95
				No.3	2.25	3.70	5.06	6.66	2.07	3.39	4.60	6.04	1.99	3.23	4.38	5.71	1.75	2.84	3.82	4.95	1.56	2.50	3.36	4.35	1.27	2.04	2.72	3.49
			SPF	SS	2.72	4.65	6.57	8.77	2.63	4.40	6.20	8.38	2.52	4.27	6.01	8.16	2.34	3.95	5.52	7.52	2.17	3.65	5.08	6.92	1.90	3.20	4.44	6.01
				No.1	2.68	4.52	6.39	8.58	2.52	4.29	6.02	8.20	2.46	4.17	5.85	7.97	2.26	3.82	5.35	7.28	2.10	3.55	4.95	6.70	1.87	3.12	4.26	5.61
				No.2	2.68	4.52	6.39	8.58	2.52	4.29	6.02	8.20	2.46	4.17	5.85	7.97	2.26	3.82	5.35	7.28	2.10	3.55	4.95	6.70	1.87	3.12	4.26	5.61
				No.3	2.47	4.01	5.54	7.46	2.26	3.68	5.05	6.72	2.17	3.51	4.78	6.36	1.91	3.06	4.15	5.48	1.70	2.71	3.67	4.80	1.40	2.22	2.95	3.82

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition B

Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3

Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	2.78	4.77	6.73	8.80	2.64	4.50	6.35	8.54	2.56	4.36	6.14	8.32	2.38	4.04	5.65	7.71	2.19	3.74	5.21	7.08	1.94	3.28	4.54	6.14
				No.1	2.68	4.58	6.42	8.61	2.54	4.31	6.05	8.23	2.46	4.17	5.85	8.00	2.26	3.85	5.38	7.35	2.12	3.58	4.98	6.76	1.87	3.03	4.12	5.41
				No.2	2.62	4.45	6.26	8.43	2.48	4.22	5.90	8.04	2.40	4.08	5.73	7.81	2.23	3.76	5.25	7.14	2.06	3.49	4.78	6.39	1.76	2.83	3.85	5.03
				No.3	2.26	3.69	5.06	6.73	2.10	3.36	4.60	6.10	1.99	3.20	4.38	5.77	1.75	2.81	3.82	4.98	1.56	2.49	3.36	4.39	1.27	2.03	2.72	3.53
			HF	SS	2.62	4.45	6.26	8.43	2.48	4.22	5.90	8.04	2.40	4.08	5.73	7.81	2.23	3.76	5.25	7.14	2.06	3.49	4.86	6.58	1.82	3.06	4.25	5.71
				No.1	2.54	4.33	6.07	8.24	2.42	4.12	5.74	7.87	2.34	3.99	5.57	7.60	2.17	3.68	5.13	6.95	2.00	3.39	4.73	6.41	1.77	2.95	4.06	5.33
				No.2	2.40	4.08	5.72	7.83	2.29	3.88	5.43	7.38	2.21	3.77	5.26	7.13	2.04	3.46	4.83	6.53	1.92	3.21	4.47	6.03	1.68	2.75	3.69	4.84
				No.3	2.19	3.56	4.88	6.50	2.03	3.27	4.46	5.89	1.93	3.10	4.22	5.59	1.70	2.71	3.69	4.83	1.56	2.42	3.26	4.25	1.24	1.98	2.64	3.39
			SP	SS	2.72	4.65	6.57	8.77	2.63	4.40	6.20	8.38	2.52	4.27	6.01	8.16	2.34	3.95	5.52	7.52	2.17	3.65	5.08	6.92	1.90	3.20	4.44	6.01
				No.1	2.62	4.45	6.26	8.43	2.48	4.22	5.90	8.04	2.40	4.08	5.73	7.81	2.23	3.76	5.25	7.14	2.06	3.49	4.86	6.58	1.82	3.06	4.21	5.41
				No.2	2.47	4.20	5.91	8.05	2.35	4.00	5.58	7.63	2.27	3.86	5.42	7.35	2.11	3.56	4.90	6.28	1.94	3.17	4.32	5.50	1.57	2.58	3.48	4.39
				No.3	2.00	3.28	4.45	5.83	1.88	3.03	4.10	5.30	1.77	2.89	3.88	5.03	1.56	2.54	3.37	4.38	1.40	2.24	2.98	3.88	1.15	1.84	2.42	3.10
			SPF	SS	2.54	4.33	6.07	8.24	2.42	4.12	5.74	7.87	2.34	3.99	5.57	7.60	2.17	3.68	5.13	6.95	2.00	3.39	4.73	6.41	1.77	2.98	4.14	5.55
				No.1	2.47	4.20	5.91	8.05	2.35	4.00	5.58	7.63	2.27	3.86	5.42	7.38	2.11	3.57	4.97	6.75	1.96	3.30	4.60	6.20	1.71	2.78	3.79	4.94
				No.2	2.47	4.20	5.91	8.05	2.35	4.00	5.58	7.63	2.27	3.86	5.42	7.38	2.11	3.57	4.97	6.75	1.96	3.30	4.60	6.20	1.71	2.78	3.79	4.94
				No.3	2.19	3.56	4.88	6.50	2.03	3.27	4.46	5.89	1.93	3.10	4.22	5.59	1.70	2.71	3.69	4.83	1.56	2.42	3.26	4.25	1.24	1.98	2.64	3.39
480	600	800	DFL	SS	2.57	4.36	6.11	8.30	2.42	4.12	5.77	7.91	2.37	3.99	5.60	7.66	2.17	3.69	5.13	6.98	2.03	3.45	4.75	6.44	1.79	3.00	4.14	5.59
				No.1	2.46	4.19	5.85	7.98	2.33	3.94	5.52	7.53	2.27	3.83	5.36	7.28	2.08	3.52	4.91	6.61	1.93	3.24	4.44	5.87	1.65	2.64	3.55	4.64
				No.2	2.39	4.07	5.69	7.78	2.27	3.86	5.40	7.32	2.21	3.77	5.23	7.09	2.04	3.42	4.72	6.23	1.88	3.04	4.13	5.45	1.57	2.47	3.33	4.34
				No.3	1.97	3.18	4.33	5.73	1.82	2.93	3.97	5.21	1.74	2.79	3.76	4.94	1.54	2.44	3.28	4.29	1.38	2.17	2.91	3.78	1.13	1.76	2.37	3.03
			HF	SS	2.39	4.07	5.69	7.78	2.27	3.86	5.40	7.32	2.21	3.77	5.23	7.10	2.04	3.44	4.80	6.50	1.92	3.20	4.44	6.00	1.66	2.79	3.87	5.21
				No.1	2.34	3.95	5.53	7.56	2.25	3.75	5.24	7.13	2.15	3.64	5.08	6.91	1.98	3.36	4.68	6.31	1.84	3.11	4.32	5.74	1.62	2.58	3.49	4.57
				No.2	2.22	3.73	5.22	7.11	2.10	3.54	4.94	6.69	2.03	3.46	4.80	6.48	1.89	3.18	4.42	5.91	1.74	2.92	3.97	5.23	1.49	2.37	3.21	4.15
				No.3	1.93	3.08	4.22	5.53	1.76	2.84	3.83	5.03	1.68	2.70	3.66	4.78	1.48	2.39	3.20	4.15	1.34	2.12	2.82	3.65	1.12	1.73	2.30	2.94
			SP	SS	2.50	4.27	5.98	8.14	2.39	4.04	5.65	7.72	2.31	3.92	5.48	7.47	2.14	3.60	5.03	6.83	1.99	3.33	4.66	6.29	1.74	2.95	4.08	5.46
				No.1	2.39	4.07	5.69	7.78	2.27	3.86	5.40	7.32	2.21	3.77	5.23	7.10	2.04	3.44	4.80	6.43	1.92	3.20	4.44	5.82	1.65	2.70	3.66	4.64
				No.2	2.30	3.86	5.38	7.25	2.17	3.66	5.08	6.56	2.08	3.54	4.87	6.21	1.87	3.11	4.24	5.37	1.66	2.75	3.74	4.71	1.37	2.25	3.00	3.79
				No.3	1.75	2.86	3.84	4.99	1.61	2.62	3.53	4.54	1.55	2.49	3.38	4.32	1.36	2.19	2.93	3.77	1.21	1.95	2.60	3.33	1.01	1.59	2.12	2.70
			SPF	SS	2.34	3.95	5.53	7.56	2.25	3.75	5.24	7.13	2.15	3.64	5.08	6.91	1.98	3.36	4.68	6.31	1.84	3.11	4.32	5.83	1.63	2.73	3.78	5.07
				No.1	2.30	3.86	5.38	7.34	2.17	3.66	5.09	6.91	2.09	3.55	4.95	6.69	1.95	3.27	4.53	6.05	1.81	2.97	4.06	5.32	1.52	2.42	3.29	4.24
				No.2	2.30	3.86	5.38	7.34	2.17	3.66	5.09	6.91	2.09	3.55	4.95	6.69	1.95	3.27	4.53	6.05	1.81	2.97	4.06	5.32	1.52	2.42	3.29	4.24
				No.3	1.93	3.08	4.22	5.53	1.76	2.84	3.83	5.03	1.68	2.70	3.66	4.78	1.48	2.39	3.20	4.15	1.34	2.12	2.82	3.65	1.12	1.73	2.30	2.94

Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition B
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	3.67	6.39	8.80	8.80	3.45	5.96	8.37	8.80	3.35	5.78	8.17	8.80	3.08	5.29	7.53	8.80	2.87	4.89	6.91	8.80	2.51	4.29	6.01	8.17
				No.1	3.52	6.08	8.53	8.80	3.29	5.68	8.09	8.80	3.19	5.53	7.84	8.80	2.96	5.04	7.16	8.80	2.75	4.68	6.61	8.79	2.41	4.10	5.72	7.82
				No.2	3.43	5.93	8.36	8.80	3.23	5.55	7.90	8.80	3.13	5.38	7.65	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.68	4.58	6.43	8.64	2.35	4.01	5.60	7.64
				No.3	3.24	5.61	7.97	8.80	3.04	5.27	7.47	8.80	2.97	5.03	7.10	8.80	2.67	4.38	6.08	8.10	2.38	3.84	5.29	7.10	1.95	3.11	4.21	5.56
			HF	SS	3.43	5.93	8.36	8.80	3.23	5.55	7.90	8.80	3.13	5.38	7.65	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.68	4.58	6.43	8.64	2.35	4.01	5.60	7.64
				No.1	3.36	5.77	8.17	8.80	3.14	5.40	7.69	8.80	3.06	5.24	7.44	8.80	2.80	4.80	6.79	8.80	2.61	4.46	6.27	8.45	2.31	3.90	5.44	7.42
				No.2	3.15	5.44	7.74	8.80	2.98	5.08	7.22	8.80	2.88	4.93	6.99	8.80	2.65	4.55	6.38	8.57	2.47	4.21	5.90	8.03	2.17	3.68	5.12	6.97
				No.3	3.06	5.28	7.47	8.80	2.88	4.93	6.97	8.80	2.81	4.77	6.76	8.80	2.58	4.22	5.86	7.91	2.29	3.72	5.13	6.83	1.86	3.01	4.08	5.37
			SP	SS	3.59	6.24	8.69	8.80	3.42	5.84	8.25	8.80	3.30	5.66	8.05	8.80	3.02	5.17	7.35	8.80	2.80	4.80	6.77	8.80	2.47	4.22	5.88	8.02
				No.1	3.43	5.93	8.36	8.80	3.23	5.55	7.90	8.80	3.13	5.38	7.65	8.80	2.90	4.95	6.97	8.80	2.68	4.58	6.43	8.64	2.35	4.01	5.60	7.64
				No.2	3.24	5.61	7.97	8.80	3.04	5.27	7.47	8.80	2.97	5.10	7.22	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.55	4.34	6.09	8.24	2.23	3.78	5.29	7.07
				No.3	3.14	5.27	7.39	8.80	2.83	4.71	6.54	8.51	2.70	4.49	6.19	8.20	2.36	3.91	5.34	7.07	2.10	3.45	4.68	6.14	1.73	2.79	3.73	4.85
			SPF	SS	3.36	5.77	8.17	8.80	3.14	5.40	7.69	8.80	3.06	5.24	7.44	8.80	2.80	4.80	6.79	8.80	2.61	4.46	6.27	8.45	2.31	3.90	5.44	7.42
				No.1	3.24	5.61	7.97	8.80	3.04	5.27	7.47	8.80	2.97	5.10	7.22	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.55	4.34	6.09	8.24	2.23	3.78	5.29	7.20
				No.2	3.24	5.61	7.97	8.80	3.04	5.27	7.47	8.80	2.97	5.10	7.22	8.80	2.74	4.67	6.60	8.79	2.55	4.34	6.09	8.24	2.23	3.78	5.29	7.20
				No.3	3.06	5.28	7.47	8.80	2.88	4.93	6.97	8.80	2.81	4.77	6.76	8.80	2.58	4.22	5.86	7.91	2.29	3.72	5.13	6.83	1.86	3.01	4.08	5.37
320	400	530	DFL	SS	3.28	5.65	8.03	8.80	3.07	5.30	7.53	8.80	3.00	5.13	7.28	8.80	2.74	4.70	6.63	8.80	2.56	4.37	6.12	8.30	2.25	3.83	5.34	7.25
				No.1	3.15	5.40	7.68	8.80	2.95	5.05	7.15	8.80	2.87	4.90	6.93	8.80	2.65	4.52	6.35	8.51	2.46	4.18	5.85	7.97	2.16	3.65	5.09	6.91
				No.2	3.06	5.28	7.47	8.80	2.88	4.93	6.97	8.80	2.81	4.77	6.76	8.80	2.58	4.39	6.16	8.35	2.40	4.09	5.69	7.80	2.10	3.56	4.96	6.63
				No.3	2.90	4.86	6.81	8.80	2.67	4.37	6.07	8.13	2.54	4.14	5.74	7.73	2.26	3.60	4.96	6.58	1.98	3.20	4.36	5.74	1.63	2.59	3.49	4.56
			HF	SS	3.06	5.28	7.47	8.80	2.88	4.93	6.97	8.80	2.81	4.77	6.76	8.80	2.58	4.39	6.16	8.35	2.40	4.09	5.69	7.80	2.10	3.56	4.96	6.74
				No.1	2.99	5.12	7.27	8.80	2.82	4.80	6.78	8.80	2.72	4.65	6.57	8.77	2.52	4.27	6.01	8.16	2.35	3.97	5.56	7.58	2.06	3.47	4.83	6.56
				No.2	2.84	4.84	6.84	8.80	2.67	4.55	6.40	8.56	2.59	4.40	6.20	8.36	2.37	4.05	5.67	7.72	2.24	3.75	5.23	7.12	1.94	3.28	4.59	6.17
				No.3	2.74	4.68	6.55	8.59	2.57	4.21	5.85	7.88	2.47	4.01	5.54	7.46	2.17	3.51	4.78	6.36	1.93	3.10	4.20	5.55	1.57	2.50	3.38	4.41
			SP	SS	3.21	5.53	7.87	8.80	3.04	5.18	7.34	8.80	2.94	5.02	7.11	8.80	2.71	4.61	6.48	8.69	2.50	4.28	5.99	8.13	2.20	3.75	5.21	7.10
				No.1	3.06	5.28	7.47	8.80	2.88	4.93	6.97	8.80	2.81	4.77	6.76	8.80	2.58	4.39	6.16	8.35	2.40	4.09	5.69	7.80	2.10	3.56	4.96	6.74
				No.2	2.91	5.00	7.06	8.80	2.73	4.67	6.59	8.78	2.68	4.52	6.39	8.58	2.46	4.17	5.85	7.97	2.28	3.85	5.39	7.26	1.98	3.31	4.50	5.73
				No.3	2.61	4.33	5.96	7.93	2.36	3.90	5.31	7.04	2.25	3.70	5.06	6.66	1.99	3.23	4.38	5.71	1.77	2.87	3.87	5.02	1.44	2.33	3.11	4.01
			SPF	SS	2.99	5.12	7.27	8.80	2.82	4.80	6.78	8.80	2.72	4.65	6.57	8.77	2.52	4.27	6.01	8.16	2.35	3.97	5.56	7.58	2.06	3.47	4.83	6.56
				No.1	2.91	5.00	7.06	8.80	2.73	4.67	6.59	8.78	2.68	4.52	6.39	8.58	2.46	4.17	5.85	7.97	2.28	3.85	5.39	7.34	2.00	3.37	4.70	6.36
				No.2	2.91	5.00	7.06	8.80	2.73	4.67	6.59	8.78	2.68	4.52	6.39	8.58	2.46	4.17	5.85	7.97	2.28	3.85	5.39	7.34	2.00	3.37	4.70	6.36
				No.3	2.74	4.68	6.55	8.59	2.57	4.21	5.85	7.88	2.47	4.01	5.54	7.46	2.17	3.51	4.78	6.36	1.93	3.10	4.20	5.55	1.57	2.50	3.38	4.41

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition B
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	3.06	5.25	7.44	8.80	2.86	4.92	6.94	8.80	2.78	4.77	6.73	8.80	2.56	4.36	6.14	8.32	2.40	4.08	5.69	7.77	2.09	3.56	4.95	6.71
				No.1	2.93	5.01	7.09	8.80	2.76	4.71	6.62	8.80	2.68	4.58	6.42	8.61	2.46	4.17	5.85	8.00	2.28	3.88	5.42	7.41	2.01	3.40	4.71	6.29
				No.2	2.85	4.88	6.91	8.80	2.70	4.58	6.46	8.65	2.62	4.45	6.26	8.43	2.40	4.08	5.73	7.81	2.25	3.79	5.29	7.20	1.97	3.24	4.43	5.83
				No.3	2.63	4.29	5.96	7.99	2.39	3.86	5.31	7.11	2.26	3.69	5.06	6.73	1.99	3.20	4.38	5.77	1.77	2.84	3.87	5.05	1.44	2.33	3.11	4.02
			HF	SS	2.85	4.88	6.91	8.80	2.70	4.58	6.46	8.65	2.62	4.45	6.26	8.43	2.40	4.08	5.73	7.81	2.25	3.79	5.29	7.20	1.97	3.31	4.61	6.23
				No.1	2.79	4.76	6.72	8.80	2.66	4.46	6.27	8.47	2.54	4.33	6.07	8.24	2.34	3.99	5.57	7.60	2.19	3.71	5.17	7.01	1.93	3.24	4.49	6.08
				No.2	2.63	4.51	6.32	8.51	2.48	4.20	5.90	8.06	2.40	4.08	5.72	7.83	2.21	3.77	5.26	7.13	2.06	3.48	4.86	6.58	1.82	3.07	4.23	5.59
				No.3	2.55	4.16	5.75	7.77	2.29	3.74	5.15	6.85	2.19	3.56	4.88	6.50	1.93	3.10	4.22	5.59	1.72	2.74	3.74	4.89	1.42	2.25	3.01	3.90
			SP	SS	2.99	5.12	7.27	8.80	2.82	4.80	6.78	8.80	2.72	4.65	6.57	8.77	2.52	4.27	6.01	8.16	2.35	3.97	5.56	7.58	2.06	3.47	4.83	6.56
				No.1	2.85	4.88	6.91	8.80	2.70	4.58	6.46	8.65	2.62	4.45	6.26	8.43	2.40	4.08	5.73	7.81	2.25	3.79	5.29	7.20	1.97	3.31	4.61	6.23
				No.2	2.72	4.64	6.53	8.72	2.54	4.33	6.09	8.28	2.47	4.20	5.91	8.05	2.27	3.86	5.42	7.35	2.12	3.59	4.97	6.37	1.78	2.92	3.98	5.05
				No.3	2.33	3.83	5.24	6.93	2.10	3.46	4.68	6.16	2.00	3.28	4.45	5.83	1.77	2.89	3.88	5.03	1.58	2.58	3.41	4.43	1.29	2.08	2.75	3.56
			SPF	SS	2.79	4.76	6.72	8.80	2.66	4.46	6.27	8.47	2.54	4.33	6.07	8.24	2.34	3.99	5.57	7.60	2.19	3.71	5.17	7.01	1.93	3.24	4.49	6.08
				No.1	2.72	4.64	6.53	8.72	2.54	4.33	6.09	8.28	2.47	4.20	5.91	8.05	2.27	3.86	5.42	7.38	2.12	3.60	5.01	6.80	1.87	3.14	4.32	5.72
				No.2	2.72	4.64	6.53	8.72	2.54	4.33	6.09	8.28	2.47	4.20	5.91	8.05	2.27	3.86	5.42	7.38	2.12	3.60	5.01	6.80	1.87	3.14	4.32	5.72
				No.3	2.55	4.16	5.75	7.77	2.29	3.74	5.15	6.85	2.19	3.56	4.88	6.50	1.93	3.10	4.22	5.59	1.72	2.74	3.74	4.89	1.42	2.25	3.01	3.90
480	600	800	DFL	SS	2.81	4.79	6.76	8.80	2.66	4.49	6.31	8.50	2.57	4.36	6.11	8.30	2.37	3.99	5.60	7.66	2.19	3.72	5.17	7.04	1.94	3.26	4.52	6.11
				No.1	2.70	4.57	6.45	8.64	2.51	4.30	6.02	8.18	2.46	4.19	5.85	7.98	2.27	3.83	5.36	7.28	2.09	3.54	4.95	6.68	1.84	3.01	4.08	5.37
				No.2	2.62	4.48	6.29	8.45	2.45	4.17	5.87	8.03	2.39	4.07	5.69	7.78	2.21	3.77	5.23	7.09	2.06	3.45	4.78	6.32	1.76	2.82	3.81	4.99
				No.3	2.30	3.70	5.10	6.80	2.07	3.33	4.56	6.03	1.97	3.18	4.33	5.73	1.74	2.79	3.76	4.94	1.56	2.47	3.32	4.35	1.28	2.02	2.71	3.49
			HF	SS	2.62	4.48	6.29	8.45	2.45	4.17	5.87	8.03	2.39	4.07	5.69	7.78	2.21	3.77	5.23	7.10	2.06	3.47	4.83	6.55	1.82	3.07	4.23	5.69
				No.1	2.56	4.35	6.11	8.29	2.41	4.08	5.71	7.81	2.34	3.95	5.53	7.56	2.15	3.64	5.08	6.91	2.00	3.39	4.72	6.36	1.77	2.93	4.01	5.28
				No.2	2.41	4.11	5.77	7.87	2.29	3.86	5.40	7.34	2.22	3.73	5.22	7.11	2.03	3.46	4.80	6.48	1.90	3.20	4.46	5.97	1.68	2.72	3.66	4.79
				No.3	2.23	3.59	4.92	6.56	2.01	3.24	4.40	5.82	1.93	3.08	4.22	5.53	1.68	2.70	3.66	4.78	1.50	2.42	3.24	4.20	1.25	1.95	2.60	3.37
			SP	SS	2.74	4.69	6.60	8.79	2.57	4.39	6.18	8.34	2.50	4.27	5.98	8.14	2.31	3.92	5.48	7.47	2.15	3.63	5.07	6.88	1.93	3.17	4.42	5.97
				No.1	2.62	4.48	6.29	8.45	2.45	4.17	5.87	8.03	2.39	4.07	5.69	7.78	2.21	3.77	5.23	7.10	2.06	3.47	4.83	6.50	1.82	3.07	4.18	5.37
				No.2	2.49	4.25	5.93	8.10	2.35	3.99	5.55	7.59	2.30	3.86	5.38	7.25	2.08	3.54	4.87	6.21	1.89	3.14	4.29	5.44	1.56	2.54	3.44	4.33
				No.3	2.02	3.33	4.50	5.90	1.85	2.98	4.02	5.25	1.75	2.86	3.84	4.99	1.55	2.49	3.38	4.32	1.37	2.22	2.96	3.81	1.17	1.80	2.40	3.10
			SPF	SS	2.56	4.35	6.11	8.29	2.41	4.08	5.71	7.81	2.34	3.95	5.53	7.56	2.15	3.64	5.08	6.91	2.00	3.39	4.72	6.36	1.77	2.96	4.10	5.54
				No.1	2.49	4.25	5.93	8.10	2.35	3.99	5.55	7.59	2.30	3.86	5.38	7.34	2.09	3.55	4.95	6.69	1.95	3.29	4.57	6.13	1.72	2.75	3.73	4.88
				No.2	2.49	4.25	5.93	8.10	2.35	3.99	5.55	7.59	2.30	3.86	5.38	7.34	2.09	3.55	4.95	6.69	1.95	3.29	4.57	6.13	1.72	2.75	3.73	4.88
				No.3	2.23	3.59	4.92	6.56	2.01	3.24	4.40	5.82	1.93	3.08	4.22	5.53	1.68	2.70	3.66	4.78	1.50	2.42	3.24	4.20	1.25	1.95	2.60	3.37

Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition C
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	2.96	5.08	7.18	8.80	2.79	4.78	6.73	8.80	2.71	4.64	6.54	8.73	2.50	4.24	5.98	8.12	2.32	3.94	5.52	7.53	2.06	3.48	4.82	6.53
				No.1	2.82	4.85	6.84	8.80	2.68	4.56	6.42	8.61	2.64	4.42	6.23	8.42	2.39	4.07	5.71	7.80	2.22	3.78	5.27	7.18	1.96	3.31	4.54	5.99
				No.2	2.76	4.74	6.67	8.80	2.63	4.49	6.26	8.45	2.53	4.33	6.07	8.23	2.36	3.98	5.55	7.60	2.19	3.69	5.14	6.99	1.90	3.10	4.21	5.57
				No.3	2.50	4.07	5.62	7.57	2.28	3.72	5.08	6.77	2.17	3.51	4.81	6.40	1.91	3.07	4.18	5.51	1.70	2.72	3.69	4.81	1.40	2.22	2.97	3.85
			HF	SS	2.76	4.74	6.67	8.80	2.63	4.49	6.26	8.45	2.53	4.33	6.07	8.23	2.36	3.98	5.56	7.60	2.19	3.69	5.15	6.99	1.93	3.23	4.49	6.07
				No.1	2.70	4.61	6.48	8.68	2.54	4.34	6.11	8.27	2.46	4.21	5.92	8.07	2.29	3.90	5.43	7.38	2.13	3.60	5.02	6.80	1.87	3.15	4.38	5.86
				No.2	2.54	4.35	6.11	8.28	2.42	4.12	5.74	7.84	2.34	3.99	5.57	7.60	2.17	3.68	5.09	6.95	2.00	3.40	4.73	6.39	1.77	2.97	4.06	5.35
				No.3	2.43	3.95	5.43	7.28	2.24	3.58	4.90	6.53	2.11	3.42	4.66	6.18	1.86	2.98	4.05	5.32	1.66	2.65	3.58	4.66	1.37	2.15	2.88	3.73
			SP	SS	2.90	4.95	7.03	8.80	2.73	4.68	6.58	8.79	2.65	4.55	6.39	8.57	2.45	4.16	5.85	7.97	2.31	3.87	5.40	7.37	2.01	3.37	4.72	6.37
				No.1	2.76	4.74	6.67	8.80	2.63	4.49	6.26	8.45	2.53	4.33	6.07	8.23	2.36	3.98	5.56	7.60	2.19	3.69	5.15	6.99	1.93	3.23	4.49	5.99
				No.2	2.63	4.47	6.29	8.48	2.48	4.23	5.92	8.07	2.40	4.14	5.73	7.84	2.23	3.76	5.27	6.99	2.07	3.47	4.76	6.09	1.70	2.80	3.82	4.81
				No.3	2.21	3.63	4.95	6.52	2.03	3.30	4.47	5.86	1.93	3.14	4.25	5.56	1.70	2.76	3.70	4.81	1.56	2.43	3.27	4.26	1.24	2.00	2.64	3.39
			SPF	SS	2.70	4.61	6.48	8.68	2.54	4.34	6.11	8.27	2.46	4.21	5.92	8.07	2.29	3.90	5.43	7.38	2.13	3.60	5.02	6.80	1.87	3.15	4.38	5.92
				No.1	2.63	4.47	6.29	8.48	2.48	4.23	5.92	8.07	2.40	4.14	5.73	7.85	2.23	3.76	5.27	7.16	2.07	3.49	4.86	6.60	1.82	3.03	4.15	5.44
				No.2	2.63	4.47	6.29	8.48	2.48	4.23	5.92	8.07	2.40	4.14	5.73	7.85	2.23	3.76	5.27	7.16	2.07	3.49	4.86	6.60	1.82	3.03	4.15	5.44
				No.3	2.43	3.95	5.43	7.28	2.24	3.58	4.90	6.53	2.11	3.42	4.66	6.18	1.86	2.98	4.05	5.32	1.66	2.65	3.58	4.66	1.37	2.15	2.88	3.73
320	400	530	DFL	SS	2.63	4.50	6.36	8.53	2.51	4.25	5.96	8.13	2.43	4.14	5.79	7.91	2.23	3.79	5.31	7.22	2.09	3.52	4.92	6.64	1.85	3.11	4.28	5.77
				No.1	2.54	4.32	6.06	8.23	2.39	4.07	5.70	7.78	2.34	3.96	5.51	7.54	2.14	3.63	5.06	6.89	2.00	3.36	4.65	6.19	1.73	2.77	3.74	4.90
				No.2	2.48	4.22	5.91	8.05	2.33	3.97	5.55	7.59	2.28	3.86	5.39	7.35	2.11	3.54	4.90	6.60	1.96	3.20	4.36	5.75	1.62	2.58	3.49	4.54
				No.3	2.08	3.37	4.63	6.10	1.92	3.06	4.17	5.49	1.83	2.92	3.98	5.22	1.61	2.55	3.47	4.51	1.44	2.27	3.10	3.97	1.19	1.85	2.48	3.19
			HF	SS	2.48	4.22	5.91	8.05	2.33	3.97	5.55	7.59	2.28	3.86	5.39	7.35	2.11	3.54	4.94	6.70	1.96	3.29	4.59	6.19	1.72	2.89	4.00	5.37
				No.1	2.41	4.10	5.75	7.85	2.29	3.88	5.40	7.38	2.21	3.77	5.23	7.13	2.04	3.46	4.83	6.53	1.92	3.21	4.45	6.03	1.68	2.72	3.68	4.81
				No.2	2.31	3.88	5.42	7.38	2.17	3.66	5.09	6.92	2.09	3.55	4.95	6.72	1.95	3.27	4.54	6.13	1.82	3.07	4.17	5.52	1.59	2.50	3.36	4.39
				No.3	2.02	3.28	4.46	5.88	1.88	2.99	4.04	5.30	1.77	2.83	3.85	5.03	1.56	2.47	3.34	4.38	1.40	2.21	2.97	3.88	1.15	1.79	2.40	3.10
			SP	SS	2.60	4.42	6.20	8.39	2.45	4.16	5.83	7.97	2.37	4.05	5.67	7.72	2.22	3.73	5.19	7.05	2.03	3.46	4.80	6.51	1.81	3.01	4.20	5.65
				No.1	2.48	4.22	5.91	8.05	2.33	3.97	5.55	7.59	2.28	3.86	5.39	7.35	2.11	3.54	4.94	6.70	1.96	3.29	4.59	6.14	1.71	2.83	3.85	4.90
				No.2	2.35	3.99	5.59	7.63	2.25	3.75	5.27	6.96	2.15	3.64	5.10	6.58	1.98	3.28	4.47	5.67	1.77	2.89	3.94	4.97	1.43	2.35	3.16	3.98
				No.3	1.85	3.01	4.07	5.30	1.70	2.75	3.72	4.81	1.62	2.64	3.51	4.57	1.45	2.30	3.07	3.98	1.28	2.05	2.72	3.49	1.04	1.67	2.22	2.83
			SPF	SS	2.41	4.10	5.75	7.85	2.29	3.88	5.40	7.38	2.21	3.77	5.23	7.13	2.04	3.46	4.83	6.53	1.92	3.21	4.45	6.03	1.68	2.82	3.89	5.24
				No.1	2.35	3.99	5.59	7.63	2.25	3.75	5.27	7.16	2.15	3.65	5.11	6.91	1.99	3.36	4.68	6.33	1.87	3.11	4.26	5.65	1.59	2.56	3.43	4.48
				No.2	2.35	3.99	5.59	7.63	2.25	3.75	5.27	7.16	2.15	3.65	5.11	6.91	1.99	3.36	4.68	6.33	1.87	3.11	4.26	5.65	1.59	2.56	3.43	4.48
				No.3	2.02	3.28	4.46	5.88	1.88	2.99	4.04	5.30	1.77	2.83	3.85	5.03	1.56	2.47	3.34	4.38	1.40	2.21	2.97	3.88	1.15	1.79	2.40	3.10

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition C
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	2.48	4.21	5.87	8.03	2.33	3.94	5.52	7.54	2.27	3.83	5.36	7.32	2.09	3.54	4.92	6.67	1.94	3.27	4.59	6.16	1.71	2.89	3.99	5.37
				No.1	2.35	4.00	5.62	7.66	2.26	3.79	5.28	7.20	2.18	3.68	5.14	6.97	2.01	3.38	4.66	6.23	1.87	3.04	4.14	5.45	1.57	2.47	3.33	4.34
				No.2	2.31	3.91	5.47	7.48	2.17	3.69	5.15	7.00	2.12	3.58	4.97	6.73	1.96	3.22	4.40	5.79	1.79	2.85	3.88	5.07	1.48	2.31	3.10	4.02
				No.3	1.86	3.00	4.07	5.36	1.70	2.73	3.72	4.84	1.65	2.64	3.51	4.60	1.47	2.29	3.07	4.00	1.28	2.04	2.72	3.53	1.05	1.67	2.22	2.85
			HF	SS	2.31	3.91	5.47	7.48	2.17	3.69	5.15	7.01	2.12	3.58	4.98	6.79	1.96	3.32	4.59	6.21	1.82	3.07	4.26	5.72	1.60	2.71	3.72	4.99
				No.1	2.26	3.84	5.33	7.26	2.13	3.60	5.02	6.82	2.06	3.49	4.86	6.60	1.90	3.21	4.46	6.01	1.78	2.98	4.06	5.36	1.52	2.42	3.29	4.24
				No.2	2.13	3.62	5.02	6.83	2.02	3.41	4.74	6.41	1.96	3.30	4.58	6.19	1.81	3.05	4.17	5.55	1.68	2.75	3.72	4.87	1.40	2.22	3.00	3.88
				No.3	1.83	2.92	3.95	5.17	1.67	2.65	3.58	4.68	1.58	2.52	3.42	4.44	1.39	2.22	2.98	3.88	1.24	1.98	2.65	3.43	1.04	1.60	2.15	2.77
			SP	SS	2.41	4.10	5.75	7.85	2.29	3.88	5.40	7.38	2.21	3.77	5.23	7.13	2.04	3.46	4.83	6.53	1.92	3.21	4.45	6.03	1.68	2.82	3.89	5.24
				No.1	2.31	3.91	5.47	7.48	2.17	3.69	5.15	7.01	2.12	3.58	4.98	6.78	1.96	3.32	4.59	6.03	1.82	3.07	4.23	5.41	1.57	2.51	3.43	4.34
				No.2	2.21	3.71	5.19	6.78	2.07	3.49	4.78	6.08	1.99	3.33	4.54	5.77	1.75	2.92	3.98	4.98	1.56	2.59	3.49	4.39	1.29	2.09	2.81	3.53
				No.3	1.66	2.71	3.63	4.68	1.52	2.44	3.28	4.23	1.46	2.33	3.14	4.04	1.29	2.05	2.74	3.52	1.17	1.82	2.43	3.11	0.94	1.49	1.98	2.51
			SPF	SS	2.26	3.84	5.33	7.26	2.13	3.60	5.02	6.82	2.06	3.49	4.86	6.60	1.90	3.21	4.46	6.04	1.78	2.98	4.15	5.59	1.57	2.62	3.62	4.87
				No.1	2.21	3.71	5.19	7.06	2.08	3.50	4.87	6.61	2.02	3.40	4.73	6.41	1.87	3.12	4.29	5.67	1.74	2.79	3.79	4.97	1.43	2.28	3.05	3.96
				No.2	2.21	3.71	5.19	7.06	2.08	3.50	4.87	6.61	2.02	3.40	4.73	6.41	1.87	3.12	4.29	5.67	1.74	2.79	3.79	4.97	1.43	2.28	3.05	3.96
				No.3	1.83	2.92	3.95	5.17	1.67	2.65	3.58	4.68	1.58	2.52	3.42	4.44	1.39	2.22	2.98	3.88	1.24	1.98	2.65	3.43	1.04	1.60	2.15	2.77
480	600	800	DFL	SS	2.26	3.84	5.36	7.31	2.14	3.63	5.05	6.85	2.09	3.52	4.89	6.63	1.92	3.24	4.50	6.07	1.78	3.01	4.16	5.62	1.57	2.64	3.66	4.85
				No.1	2.16	3.69	5.12	6.96	2.05	3.48	4.83	6.51	2.00	3.39	4.66	6.18	1.84	2.98	4.05	5.32	1.66	2.65	3.58	4.66	1.37	2.15	2.88	3.73
				No.2	2.12	3.58	4.99	6.70	2.02	3.35	4.57	6.04	1.96	3.17	4.35	5.71	1.75	2.81	3.79	4.95	1.56	2.47	3.33	4.33	1.27	2.01	2.70	3.49
				No.3	1.63	2.60	3.53	4.58	1.51	2.38	3.21	4.16	1.43	2.27	3.05	3.95	1.26	2.00	2.68	3.45	1.12	1.79	2.37	3.04	0.91	1.48	1.93	2.47
			HF	SS	2.12	3.58	4.99	6.77	2.02	3.38	4.72	6.36	1.96	3.27	4.58	6.17	1.81	3.02	4.18	5.65	1.68	2.82	3.90	5.23	1.49	2.46	3.40	4.57
				No.1	2.07	3.49	4.86	6.59	1.96	3.29	4.59	6.20	1.90	3.21	4.45	6.00	1.74	2.93	4.00	5.22	1.62	2.60	3.53	4.58	1.34	2.12	2.83	3.66
				No.2	1.96	3.32	4.60	6.20	1.88	3.11	4.31	5.79	1.81	3.02	4.16	5.49	1.65	2.68	3.64	4.75	1.50	2.39	3.21	4.17	1.22	1.96	2.61	3.36
				No.3	1.59	2.54	3.40	4.43	1.45	2.31	3.11	4.01	1.40	2.21	2.95	3.82	1.23	1.94	2.59	3.34	1.09	1.73	2.32	2.95	0.91	1.40	1.89	2.40
			SP	SS	2.23	3.75	5.25	7.13	2.10	3.54	4.94	6.69	2.03	3.43	4.80	6.48	1.89	3.18	4.42	5.94	1.74	2.95	4.07	5.49	1.55	2.61	3.56	4.79
				No.1	2.12	3.58	4.99	6.77	2.02	3.38	4.72	6.31	1.96	3.27	4.58	5.96	1.81	3.01	4.13	5.16	1.66	2.71	3.68	4.62	1.37	2.20	2.95	3.73
				No.2	1.99	3.33	4.55	5.76	1.82	3.03	4.11	5.18	1.74	2.89	3.91	4.94	1.54	2.54	3.40	4.27	1.38	2.24	3.01	3.78	1.13	1.84	2.45	3.06
				No.3	1.46	2.33	3.14	4.04	1.33	2.13	2.84	3.64	1.27	2.05	2.70	3.48	1.12	1.82	2.39	3.04	0.99	1.60	2.12	2.71	0.82	1.30	1.73	2.20
			SPF	SS	2.07	3.49	4.86	6.59	1.96	3.29	4.59	6.20	1.90	3.21	4.45	6.01	1.74	2.96	4.09	5.50	1.64	2.73	3.83	5.09	1.44	2.40	3.31	4.34
				No.1	2.01	3.40	4.74	6.42	1.91	3.20	4.47	5.92	1.90	3.11	4.25	5.62	1.70	2.74	3.70	4.86	1.56	2.43	3.27	4.26	1.24	1.98	2.64	3.43
				No.2	2.01	3.40	4.74	6.42	1.91	3.20	4.47	5.92	1.90	3.11	4.25	5.62	1.70	2.74	3.70	4.86	1.56	2.43	3.27	4.26	1.24	1.98	2.64	3.43
				No.3	1.59	2.54	3.40	4.43	1.45	2.31	3.11	4.01	1.40	2.21	2.95	3.82	1.23	1.94	2.59	3.34	1.09	1.73	2.32	2.95	0.91	1.40	1.89	2.40

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition C
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	3.13	5.41	7.67	8.80	2.96	5.08	7.18	8.80	2.87	4.92	6.95	8.80	2.65	4.52	6.37	8.54	2.45	4.17	5.86	8.00	2.17	3.66	5.11	6.94
				No.1	3.04	5.16	7.32	8.80	2.82	4.85	6.84	8.80	2.74	4.70	6.62	8.80	2.56	4.31	6.07	8.24	2.35	4.00	5.60	7.65	2.08	3.51	4.89	6.59
				No.2	2.94	5.04	7.14	8.80	2.76	4.74	6.67	8.80	2.69	4.61	6.46	8.65	2.48	4.22	5.91	8.04	2.32	3.91	5.45	7.45	2.01	3.39	4.65	6.18
				No.3	2.75	4.54	6.29	8.32	2.50	4.07	5.62	7.57	2.38	3.89	5.34	7.14	2.09	3.37	4.62	6.12	1.86	2.99	4.06	5.33	1.51	2.41	3.26	4.25
			HF	SS	2.94	5.04	7.14	8.80	2.76	4.74	6.67	8.80	2.69	4.61	6.46	8.65	2.48	4.22	5.91	8.04	2.32	3.91	5.47	7.45	2.01	3.41	4.77	6.44
				No.1	2.85	4.91	6.95	8.80	2.70	4.61	6.48	8.68	2.62	4.47	6.29	8.46	2.41	4.11	5.77	7.86	2.26	3.84	5.32	7.24	1.98	3.37	4.65	6.29
				No.2	2.72	4.63	6.51	8.70	2.54	4.35	6.11	8.28	2.48	4.23	5.91	8.06	2.29	3.90	5.43	7.40	2.13	3.61	5.00	6.82	1.89	3.16	4.37	5.89
				No.3	2.66	4.38	6.07	8.14	2.43	3.95	5.43	7.28	2.34	3.75	5.15	6.88	2.04	3.28	4.47	5.90	1.81	2.90	3.93	5.16	1.51	2.35	3.17	4.10
			SP	SS	3.07	5.29	7.51	8.80	2.90	4.95	7.03	8.80	2.81	4.81	6.79	8.80	2.59	4.42	6.22	8.40	2.41	4.10	5.74	7.83	2.11	3.59	4.99	6.78
				No.1	2.94	5.04	7.14	8.80	2.76	4.74	6.67	8.80	2.69	4.61	6.46	8.65	2.48	4.22	5.91	8.04	2.32	3.91	5.47	7.45	2.01	3.41	4.77	6.44
				No.2	2.79	4.76	6.73	8.80	2.63	4.47	6.29	8.48	2.56	4.34	6.10	8.27	2.35	4.02	5.60	7.62	2.19	3.69	5.17	6.76	1.88	3.08	4.19	5.32
				No.3	2.44	4.04	5.51	7.32	2.21	3.63	4.95	6.52	2.12	3.45	4.69	6.17	1.85	3.03	4.08	5.32	1.66	2.68	3.60	4.67	1.36	2.19	2.90	3.73
			SPF	SS	2.85	4.91	6.95	8.80	2.70	4.61	6.48	8.68	2.62	4.47	6.29	8.46	2.41	4.11	5.77	7.86	2.26	3.84	5.32	7.24	1.98	3.37	4.65	6.29
				No.1	2.79	4.76	6.73	8.80	2.63	4.47	6.29	8.48	2.56	4.34	6.10	8.27	2.35	4.02	5.60	7.64	2.19	3.69	5.17	7.02	1.92	3.25	4.51	6.05
				No.2	2.79	4.76	6.73	8.80	2.63	4.47	6.29	8.48	2.56	4.34	6.10	8.27	2.35	4.02	5.60	7.64	2.19	3.69	5.17	7.02	1.92	3.25	4.51	6.05
				No.3	2.66	4.38	6.07	8.14	2.43	3.95	5.43	7.28	2.34	3.75	5.15	6.88	2.04	3.28	4.47	5.90	1.81	2.90	3.93	5.16	1.51	2.35	3.17	4.10
320	400	530	DFL	SS	2.82	4.79	6.79	8.80	2.63	4.50	6.36	8.53	2.57	4.37	6.15	8.32	2.37	4.03	5.64	7.70	2.19	3.72	5.22	7.08	1.96	3.26	4.55	6.13
				No.1	2.69	4.60	6.48	8.67	2.54	4.32	6.06	8.23	2.46	4.19	5.88	8.01	2.27	3.86	5.38	7.34	2.10	3.57	4.97	6.76	1.88	3.02	4.12	5.42
				No.2	2.66	4.48	6.29	8.48	2.48	4.22	5.91	8.05	2.40	4.09	5.72	7.82	2.23	3.76	5.25	7.15	2.07	3.47	4.78	6.39	1.76	2.83	3.85	5.04
				No.3	2.28	3.72	5.13	6.82	2.08	3.37	4.63	6.10	1.99	3.20	4.40	5.78	1.76	2.81	3.81	4.99	1.57	2.48	3.37	4.38	1.29	2.03	2.71	3.51
			HF	SS	2.66	4.48	6.29	8.48	2.48	4.22	5.91	8.05	2.40	4.09	5.72	7.82	2.23	3.76	5.25	7.15	2.07	3.47	4.84	6.57	1.83	3.07	4.24	5.70
				No.1	2.57	4.35	6.13	8.29	2.41	4.10	5.75	7.85	2.35	3.98	5.57	7.60	2.16	3.67	5.11	6.95	2.01	3.40	4.74	6.40	1.77	2.99	4.08	5.32
				No.2	2.41	4.16	5.79	7.89	2.31	3.88	5.42	7.38	2.24	3.76	5.25	7.13	2.04	3.46	4.83	6.54	1.93	3.21	4.46	6.02	1.68	2.74	3.72	4.83
				No.3	2.22	3.60	4.94	6.60	2.02	3.28	4.46	5.88	1.94	3.12	4.24	5.57	1.71	2.72	3.69	4.82	1.51	2.41	3.25	4.27	1.24	1.97	2.62	3.39
			SP	SS	2.75	4.69	6.63	8.80	2.60	4.42	6.20	8.39	2.52	4.28	6.00	8.18	2.33	3.95	5.52	7.51	2.17	3.66	5.09	6.91	1.90	3.19	4.49	6.01
				No.1	2.66	4.48	6.29	8.48	2.48	4.22	5.91	8.05	2.40	4.09	5.72	7.82	2.23	3.76	5.25	7.15	2.07	3.47	4.84	6.57	1.83	3.06	4.22	5.42
				No.2	2.50	4.26	5.95	8.11	2.35	3.99	5.59	7.63	2.30	3.87	5.42	7.31	2.10	3.54	4.91	6.30	1.94	3.19	4.33	5.49	1.57	2.56	3.48	4.37
				No.3	2.03	3.32	4.54	5.91	1.85	3.01	4.07	5.30	1.77	2.87	3.89	5.04	1.58	2.53	3.37	4.39	1.40	2.24	2.99	3.85	1.14	1.82	2.43	3.11
			SPF	SS	2.57	4.35	6.13	8.29	2.41	4.10	5.75	7.85	2.35	3.98	5.57	7.60	2.16	3.67	5.11	6.95	2.01	3.40	4.74	6.40	1.77	3.00	4.12	5.57
				No.1	2.50	4.26	5.95	8.11	2.35	3.99	5.59	7.63	2.30	3.87	5.42	7.38	2.10	3.56	4.97	6.74	1.97	3.31	4.61	6.19	1.73	2.78	3.76	4.93
				No.2	2.50	4.26	5.95	8.11	2.35	3.99	5.59	7.63	2.30	3.87	5.42	7.38	2.10	3.56	4.97	6.74	1.97	3.31	4.61	6.19	1.73	2.78	3.76	4.93
				No.3	2.22	3.60	4.94	6.60	2.02	3.28	4.46	5.88	1.94	3.12	4.24	5.57	1.71	2.72	3.69	4.82	1.51	2.41	3.25	4.27	1.24	1.97	2.62	3.39

Portées horizontales maximales des chevrons pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition C
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	2.66	4.48	6.29	8.45	2.48	4.21	5.87	8.03	2.40	4.08	5.69	7.78	2.21	3.75	5.22	7.12	2.06	3.47	4.84	6.54	1.80	3.04	4.22	5.70
				No.1	2.50	4.26	5.98	8.14	2.35	4.00	5.62	7.66	2.30	3.89	5.44	7.42	2.13	3.59	5.00	6.77	1.98	3.32	4.55	6.04	1.69	2.71	3.66	4.77
				No.2	2.44	4.16	5.85	7.98	2.31	3.91	5.47	7.48	2.24	3.79	5.30	7.23	2.07	3.48	4.80	6.44	1.94	3.12	4.28	5.61	1.58	2.53	3.41	4.46
				No.3	2.07	3.32	4.54	5.98	1.86	3.00	4.07	5.36	1.77	2.86	3.89	5.09	1.60	2.53	3.37	4.41	1.42	2.22	2.99	3.89	1.14	1.82	2.43	3.11
			HF	SS	2.44	4.16	5.85	7.98	2.31	3.91	5.47	7.48	2.24	3.79	5.30	7.23	2.07	3.51	4.86	6.62	1.94	3.25	4.51	6.09	1.70	2.85	3.94	5.30
				No.1	2.38	4.07	5.70	7.76	2.26	3.84	5.33	7.26	2.19	3.72	5.17	7.02	2.01	3.40	4.73	6.43	1.87	3.15	4.39	5.88	1.64	2.65	3.61	4.68
				No.2	2.28	3.82	5.35	7.29	2.13	3.62	5.02	6.83	2.07	3.51	4.87	6.62	1.91	3.23	4.47	6.02	1.78	2.99	4.07	5.38	1.54	2.43	3.30	4.28
				No.3	2.00	3.19	4.38	5.76	1.83	2.92	3.95	5.17	1.74	2.78	3.75	4.91	1.52	2.43	3.28	4.27	1.35	2.16	2.90	3.77	1.14	1.76	2.35	3.02
			SP	SS	2.57	4.35	6.13	8.29	2.41	4.10	5.75	7.85	2.35	3.98	5.57	7.60	2.16	3.67	5.11	6.95	2.01	3.40	4.74	6.40	1.77	3.00	4.12	5.57
				No.1	2.44	4.16	5.85	7.98	2.31	3.91	5.47	7.48	2.24	3.79	5.30	7.23	2.07	3.51	4.86	6.57	1.94	3.25	4.51	5.84	1.69	2.77	3.76	4.77
				No.2	2.32	3.94	5.51	7.54	2.21	3.71	5.19	6.78	2.13	3.61	4.99	6.41	1.91	3.20	4.38	5.53	1.70	2.83	3.85	4.83	1.39	2.28	3.08	3.88
				No.3	1.82	2.97	4.01	5.20	1.66	2.71	3.63	4.68	1.59	2.58	3.44	4.44	1.41	2.24	3.01	3.88	1.26	1.99	2.67	3.41	1.02	1.63	2.16	2.77
			SPF	SS	2.38	4.07	5.70	7.76	2.26	3.84	5.33	7.26	2.19	3.72	5.17	7.02	2.01	3.40	4.73	6.43	1.87	3.15	4.39	5.93	1.65	2.78	3.84	5.17
				No.1	2.32	3.94	5.51	7.54	2.21	3.71	5.19	7.06	2.13	3.61	5.02	6.82	1.98	3.32	4.61	6.20	1.84	3.04	4.17	5.49	1.57	2.50	3.36	4.37
				No.2	2.32	3.94	5.51	7.54	2.21	3.71	5.19	7.06	2.13	3.61	5.02	6.82	1.98	3.32	4.61	6.20	1.84	3.04	4.17	5.49	1.57	2.50	3.36	4.37
				No.3	2.00	3.19	4.38	5.76	1.83	2.92	3.95	5.17	1.74	2.78	3.75	4.91	1.52	2.43	3.28	4.27	1.35	2.16	2.90	3.77	1.14	1.76	2.35	3.02
480	600	800	DFL	SS	2.41	4.07	5.73	7.82	2.26	3.84	5.36	7.31	2.19	3.73	5.20	7.07	2.04	3.43	4.77	6.46	1.88	3.18	4.42	5.96	1.67	2.79	3.87	5.20
				No.1	2.32	3.91	5.45	7.45	2.16	3.69	5.12	6.96	2.10	3.57	4.97	6.74	1.96	3.26	4.47	5.90	1.80	2.90	3.93	5.16	1.51	2.35	3.17	4.10
				No.2	2.28	3.82	5.32	7.26	2.12	3.58	4.99	6.70	2.07	3.48	4.79	6.36	1.90	3.06	4.18	5.48	1.70	2.73	3.67	4.80	1.39	2.19	2.98	3.82
				No.3	1.78	2.88	3.88	5.10	1.63	2.60	3.53	4.58	1.57	2.48	3.36	4.36	1.38	2.18	2.93	3.80	1.22	1.95	2.61	3.35	1.01	1.58	2.10	2.71
			HF	SS	2.28	3.82	5.32	7.26	2.12	3.58	4.99	6.77	2.07	3.48	4.84	6.55	1.91	3.20	4.45	6.01	1.78	2.96	4.11	5.54	1.56	2.63	3.60	4.84
				No.1	2.19	3.72	5.20	7.04	2.07	3.49	4.86	6.59	2.01	3.39	4.72	6.38	1.85	3.14	4.33	5.76	1.72	2.86	3.89	5.06	1.45	2.31	3.11	4.03
				No.2	2.07	3.51	4.88	6.63	1.96	3.32	4.60	6.20	1.93	3.20	4.45	6.00	1.76	2.92	4.00	5.26	1.62	2.61	3.54	4.61	1.33	2.13	2.86	3.72
				No.3	1.75	2.79	3.79	4.94	1.59	2.54	3.40	4.43	1.52	2.42	3.25	4.21	1.35	2.12	2.84	3.67	1.19	1.89	2.51	3.25	0.99	1.54	2.04	2.62
			SP	SS	2.35	4.01	5.60	7.64	2.23	3.75	5.25	7.13	2.16	3.64	5.08	6.90	1.99	3.35	4.69	6.32	1.85	3.12	4.34	5.83	1.64	2.73	3.78	5.08
				No.1	2.28	3.82	5.32	7.26	2.12	3.58	4.99	6.77	2.07	3.48	4.84	6.55	1.91	3.20	4.45	5.71	1.78	2.94	4.02	5.00	1.51	2.41	3.23	4.10
				No.2	2.13	3.60	5.04	6.45	1.99	3.33	4.55	5.76	1.90	3.17	4.32	5.45	1.68	2.79	3.75	4.73	1.51	2.46	3.31	4.15	1.23	2.01	2.68	3.36
				No.3	1.60	2.57	3.44	4.48	1.46	2.33	3.14	4.04	1.38	2.23	2.98	3.83	1.22	1.99	2.61	3.34	1.09	1.75	2.34	2.96	0.89	1.42	1.88	2.41
			SPF	SS	2.19	3.72	5.20	7.04	2.07	3.49	4.86	6.59	2.01	3.39	4.72	6.38	1.85	3.14	4.34	5.85	1.72	2.90	4.01	5.41	1.52	2.54	3.53	4.70
				No.1	2.13	3.60	5.04	6.85	2.01	3.40	4.74	6.42	1.94	3.29	4.61	6.18	1.84	3.00	4.08	5.38	1.66	2.67	3.60	4.71	1.36	2.16	2.90	3.76
				No.2	2.13	3.60	5.04	6.85	2.01	3.40	4.74	6.42	1.94	3.29	4.61	6.18	1.84	3.00	4.08	5.38	1.66	2.67	3.60	4.71	1.36	2.16	2.90	3.76
				No.3	1.75	2.79	3.79	4.94	1.59	2.54	3.40	4.43	1.52	2.42	3.25	4.21	1.35	2.12	2.84	3.67	1.19	1.89	2.51	3.25	0.99	1.54	2.04	2.62

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition D
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	2.79	4.77	6.72	8.80	2.62	4.47	6.30	8.47	2.55	4.32	6.09	8.24	2.34	3.97	5.58	7.61	2.19	3.69	5.15	7.00	1.94	3.25	4.50	6.08
				No.1	2.68	4.55	6.41	8.60	2.52	4.27	6.00	8.17	2.43	4.14	5.81	7.95	2.24	3.82	5.33	7.26	2.09	3.53	4.93	6.68	1.83	2.99	4.07	5.33
				No.2	2.62	4.48	6.25	8.43	2.46	4.17	5.85	7.97	2.39	4.04	5.65	7.74	2.21	3.72	5.19	7.07	2.03	3.43	4.71	6.27	1.75	2.79	3.78	4.96
				No.3	2.28	3.71	5.06	6.74	2.05	3.32	4.54	6.01	1.95	3.16	4.30	5.69	1.72	2.77	3.74	4.89	1.53	2.43	3.31	4.30	1.27	2.01	2.67	3.46
			HF	SS	2.62	4.48	6.25	8.43	2.46	4.17	5.85	7.97	2.39	4.04	5.66	7.74	2.21	3.72	5.20	7.07	2.03	3.44	4.81	6.50	1.81	3.04	4.20	5.66
				No.1	2.54	4.33	6.10	8.25	2.39	4.07	5.71	7.77	2.33	3.95	5.53	7.52	2.15	3.64	5.06	6.87	2.00	3.40	4.69	6.34	1.76	2.91	4.00	5.24
				No.2	2.41	4.11	5.73	7.83	2.27	3.87	5.37	7.32	2.21	3.76	5.19	7.08	2.02	3.43	4.77	6.46	1.91	3.19	4.40	5.96	1.66	2.70	3.64	4.76
				No.3	2.23	3.57	4.89	6.50	2.01	3.23	4.40	5.79	1.92	3.06	4.18	5.48	1.68	2.69	3.64	4.73	1.53	2.37	3.21	4.15	1.24	1.97	2.60	3.35
			SP	SS	2.72	4.68	6.56	8.78	2.56	4.37	6.16	8.33	2.49	4.23	5.96	8.11	2.32	3.91	5.45	7.44	2.12	3.62	5.03	6.84	1.89	3.17	4.40	5.94
				No.1	2.62	4.48	6.25	8.43	2.46	4.17	5.85	7.97	2.39	4.04	5.66	7.74	2.21	3.72	5.20	7.07	2.03	3.44	4.81	6.50	1.81	3.02	4.14	5.33
				No.2	2.47	4.23	5.91	8.06	2.33	3.97	5.54	7.53	2.27	3.82	5.37	7.23	2.09	3.50	4.83	6.20	1.90	3.12	4.24	5.40	1.57	2.53	3.42	4.32
				No.3	2.03	3.29	4.46	5.84	1.82	2.98	4.01	5.23	1.74	2.85	3.81	4.95	1.57	2.47	3.32	4.32	1.37	2.22	2.93	3.78	1.13	1.79	2.40	3.06
			SPF	SS	2.54	4.33	6.10	8.25	2.39	4.07	5.71	7.77	2.33	3.95	5.53	7.52	2.15	3.64	5.06	6.87	2.00	3.40	4.69	6.34	1.76	2.95	4.10	5.52
				No.1	2.47	4.23	5.91	8.06	2.33	3.97	5.54	7.55	2.27	3.82	5.37	7.30	2.09	3.52	4.91	6.67	1.94	3.28	4.56	6.14	1.70	2.75	3.72	4.86
				No.2	2.47	4.23	5.91	8.06	2.33	3.97	5.54	7.55	2.27	3.82	5.37	7.30	2.09	3.52	4.91	6.67	1.94	3.28	4.56	6.14	1.70	2.75	3.72	4.86
				No.3	2.23	3.57	4.89	6.50	2.01	3.23	4.40	5.79	1.92	3.06	4.18	5.48	1.68	2.69	3.64	4.73	1.53	2.37	3.21	4.15	1.24	1.97	2.60	3.35
320	400	530	DFL	SS	2.50	4.25	5.95	8.12	2.34	3.98	5.58	7.61	2.27	3.85	5.41	7.36	2.10	3.55	4.97	6.71	1.97	3.28	4.59	6.18	1.72	2.90	4.00	5.40
				No.1	2.39	4.06	5.69	7.76	2.25	3.82	5.32	7.26	2.18	3.70	5.16	7.02	2.01	3.40	4.70	6.29	1.90	3.06	4.18	5.49	1.58	2.50	3.36	4.38
				No.2	2.33	3.97	5.54	7.58	2.21	3.72	5.20	7.07	2.14	3.60	5.02	6.80	1.98	3.25	4.43	5.85	1.78	2.87	3.90	5.11	1.47	2.35	3.15	4.07
				No.3	1.91	3.05	4.15	5.47	1.73	2.76	3.75	4.90	1.64	2.63	3.56	4.64	1.46	2.30	3.14	4.04	1.31	2.06	2.75	3.56	1.08	1.68	2.24	2.87
			HF	SS	2.33	3.97	5.54	7.58	2.21	3.72	5.20	7.07	2.14	3.60	5.03	6.83	1.98	3.32	4.63	6.25	1.84	3.09	4.28	5.75	1.61	2.72	3.75	5.03
				No.1	2.29	3.87	5.39	7.36	2.14	3.63	5.06	6.87	2.08	3.51	4.91	6.65	1.94	3.24	4.50	6.09	1.78	3.03	4.15	5.40	1.57	2.44	3.32	4.32
				No.2	2.16	3.65	5.08	6.91	2.02	3.43	4.78	6.46	1.96	3.33	4.63	6.25	1.84	3.09	4.22	5.61	1.69	2.78	3.77	4.90	1.43	2.25	3.03	3.94
				No.3	1.87	2.98	4.03	5.28	1.69	2.67	3.62	4.73	1.61	2.54	3.44	4.49	1.42	2.24	3.02	3.94	1.25	2.00	2.65	3.43	1.04	1.62	2.18	2.79
			SP	SS	2.44	4.15	5.82	7.95	2.32	3.91	5.46	7.43	2.27	3.79	5.28	7.18	2.06	3.49	4.84	6.57	1.91	3.22	4.53	6.06	1.69	2.84	3.92	5.27
				No.1	2.33	3.97	5.54	7.58	2.21	3.72	5.20	7.07	2.14	3.60	5.03	6.83	1.98	3.32	4.63	6.21	1.84	3.09	4.27	5.49	1.58	2.54	3.46	4.38
				No.2	2.24	3.75	5.26	6.93	2.08	3.50	4.84	6.18	2.02	3.37	4.61	5.84	1.80	2.93	3.99	5.05	1.59	2.59	3.53	4.43	1.30	2.13	2.86	3.56
				No.3	1.69	2.75	3.71	4.79	1.57	2.48	3.32	4.32	1.51	2.36	3.16	4.11	1.29	2.08	2.77	3.54	1.15	1.84	2.46	3.15	0.94	1.52	2.01	2.54
			SPF	SS	2.29	3.87	5.39	7.36	2.14	3.63	5.06	6.87	2.08	3.51	4.91	6.65	1.94	3.24	4.50	6.09	1.78	3.03	4.15	5.62	1.57	2.65	3.65	4.90
				No.1	2.24	3.75	5.26	7.14	2.08	3.52	4.92	6.67	2.02	3.42	4.76	6.46	1.89	3.15	4.32	5.74	1.75	2.81	3.81	4.99	1.43	2.30	3.09	4.01
				No.2	2.24	3.75	5.26	7.14	2.08	3.52	4.92	6.67	2.02	3.42	4.76	6.46	1.89	3.15	4.32	5.74	1.75	2.81	3.81	4.99	1.43	2.30	3.09	4.01
				No.3	1.87	2.98	4.03	5.28	1.69	2.67	3.62	4.73	1.61	2.54	3.44	4.49	1.42	2.24	3.02	3.94	1.25	2.00	2.65	3.43	1.04	1.62	2.18	2.79

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments de trois niveaux - Sites d'exposition D
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	2.33	3.93	5.51	7.52	2.19	3.71	5.17	7.04	2.12	3.60	5.00	6.80	1.96	3.30	4.63	6.22	1.81	3.06	4.25	5.75	1.60	2.72	3.72	5.01
				No.1	2.25	3.78	5.27	7.18	2.11	3.55	4.95	6.69	2.05	3.45	4.77	6.43	1.89	3.09	4.21	5.54	1.72	2.75	3.71	4.84	1.41	2.22	2.99	3.88
				No.2	2.17	3.68	5.13	6.98	2.05	3.44	4.73	6.32	1.99	3.31	4.52	5.97	1.82	2.89	3.94	5.15	1.59	2.56	3.46	4.52	1.33	2.08	2.79	3.61
				No.3	1.70	2.72	3.71	4.82	1.58	2.48	3.32	4.34	1.51	2.35	3.16	4.12	1.30	2.07	2.77	3.59	1.16	1.84	2.46	3.15	0.96	1.50	2.01	2.56
			HF	SS	2.17	3.68	5.13	6.99	2.05	3.48	4.81	6.55	1.99	3.38	4.66	6.34	1.84	3.10	4.30	5.78	1.72	2.87	3.97	5.34	1.51	2.54	3.49	4.67
				No.1	2.13	3.59	5.01	6.80	1.99	3.37	4.68	6.36	1.93	3.26	4.54	6.14	1.79	3.01	4.12	5.45	1.65	2.68	3.65	4.74	1.39	2.18	2.93	3.81
				No.2	2.01	3.40	4.73	6.40	1.89	3.20	4.42	5.95	1.84	3.11	4.28	5.72	1.70	2.80	3.77	4.95	1.56	2.46	3.34	4.34	1.27	2.01	2.70	3.49
				No.3	1.66	2.64	3.57	4.67	1.50	2.40	3.23	4.20	1.42	2.29	3.06	3.99	1.26	2.01	2.69	3.48	1.15	1.78	2.37	3.06	0.94	1.45	1.97	2.48
			SP	SS	2.29	3.87	5.39	7.36	2.14	3.63	5.06	6.87	2.08	3.51	4.91	6.65	1.94	3.24	4.50	6.09	1.78	3.03	4.15	5.62	1.57	2.65	3.65	4.90
				No.1	2.17	3.68	5.13	6.99	2.05	3.48	4.81	6.49	1.99	3.38	4.66	6.22	1.84	3.10	4.28	5.46	1.72	2.81	3.81	4.84	1.41	2.27	3.07	3.88
				No.2	2.07	3.48	4.76	6.06	1.88	3.15	4.31	5.43	1.80	3.00	4.11	5.13	1.59	2.63	3.54	4.46	1.40	2.31	3.12	3.93	1.19	1.88	2.53	3.17
				No.3	1.51	2.43	3.27	4.22	1.39	2.21	2.96	3.81	1.33	2.11	2.82	3.62	1.18	1.85	2.47	3.15	1.03	1.65	2.18	2.81	0.85	1.36	1.79	2.27
			SPF	SS	2.13	3.59	5.01	6.80	1.99	3.37	4.68	6.36	1.93	3.26	4.54	6.15	1.79	3.01	4.19	5.64	1.66	2.81	3.87	5.22	1.47	2.47	3.40	4.47
				No.1	2.08	3.50	4.86	6.60	1.96	3.29	4.56	6.11	1.90	3.19	4.40	5.84	1.76	2.83	3.85	5.05	1.59	2.53	3.40	4.43	1.30	2.05	2.75	3.55
				No.2	2.08	3.50	4.86	6.60	1.96	3.29	4.56	6.11	1.90	3.19	4.40	5.84	1.76	2.83	3.85	5.05	1.59	2.53	3.40	4.43	1.30	2.05	2.75	3.55
				No.3	1.66	2.64	3.57	4.67	1.50	2.40	3.23	4.20	1.42	2.29	3.06	3.99	1.26	2.01	2.69	3.48	1.15	1.78	2.37	3.06	0.94	1.45	1.97	2.48
480	600	800	DFL	SS	2.14	3.62	5.04	6.84	2.02	3.40	4.72	6.39	1.96	3.29	4.57	6.18	1.79	3.04	4.20	5.67	1.69	2.81	3.90	5.25	1.47	2.47	3.35	4.38
				No.1	2.05	3.48	4.82	6.48	1.94	3.21	4.40	5.79	1.89	3.06	4.18	5.48	1.68	2.69	3.64	4.73	1.53	2.37	3.21	4.15	1.24	1.97	2.60	3.35
				No.2	2.01	3.34	4.55	6.01	1.87	3.01	4.11	5.38	1.80	2.88	3.90	5.10	1.59	2.51	3.39	4.41	1.40	2.22	3.03	3.87	1.18	1.82	2.44	3.15
				No.3	1.50	2.37	3.19	4.14	1.36	2.15	2.89	3.74	1.30	2.05	2.76	3.56	1.13	1.82	2.41	3.09	1.03	1.59	2.12	2.75	0.84	1.33	1.75	2.24
			HF	SS	2.01	3.37	4.71	6.35	1.89	3.17	4.40	5.94	1.84	3.08	4.26	5.75	1.70	2.84	3.93	5.28	1.56	2.65	3.62	4.87	1.38	2.33	3.18	4.17
				No.1	1.95	3.29	4.58	6.19	1.83	3.11	4.28	5.67	1.77	3.01	4.12	5.38	1.64	2.64	3.59	4.66	1.47	2.34	3.15	4.09	1.20	1.92	2.56	3.29
				No.2	1.88	3.10	4.30	5.77	1.74	2.88	3.94	5.16	1.68	2.76	3.75	4.89	1.52	2.43	3.26	4.24	1.34	2.15	2.90	3.77	1.11	1.77	2.36	3.03
				No.3	1.45	2.31	3.10	4.00	1.33	2.08	2.80	3.61	1.27	1.98	2.66	3.44	1.10	1.76	2.35	3.00	1.00	1.56	2.06	2.65	0.82	1.27	1.70	2.18
			SP	SS	2.10	3.53	4.93	6.68	1.98	3.32	4.64	6.25	1.93	3.23	4.50	6.06	1.76	2.98	4.11	5.55	1.65	2.75	3.81	5.12	1.45	2.44	3.34	4.44
				No.1	2.01	3.37	4.71	6.29	1.89	3.17	4.40	5.61	1.84	3.07	4.24	5.32	1.68	2.75	3.73	4.67	1.53	2.43	3.28	4.15	1.24	1.98	2.67	3.35
				No.2	1.82	3.02	4.09	5.17	1.65	2.75	3.69	4.64	1.58	2.63	3.50	4.40	1.40	2.27	3.06	3.84	1.25	2.03	2.72	3.40	1.04	1.65	2.21	2.76
				No.3	1.33	2.13	2.83	3.63	1.20	1.97	2.56	3.29	1.15	1.88	2.45	3.13	1.01	1.62	2.16	2.75	0.91	1.44	1.90	2.43	0.74	1.19	1.58	1.98
			SPF	SS	1.95	3.29	4.58	6.19	1.83	3.11	4.30	5.78	1.77	3.01	4.16	5.60	1.65	2.76	3.85	5.14	1.53	2.56	3.56	4.75	1.35	2.21	2.99	3.88
				No.1	1.91	3.19	4.46	5.90	1.81	2.95	4.01	5.29	1.74	2.82	3.81	5.01	1.57	2.47	3.32	4.33	1.37	2.18	2.93	3.81	1.13	1.79	2.40	3.09
				No.2	1.91	3.19	4.46	5.90	1.81	2.95	4.01	5.29	1.74	2.82	3.81	5.01	1.57	2.47	3.32	4.33	1.37	2.18	2.93	3.81	1.13	1.79	2.40	3.09
				No.3	1.45	2.31	3.10	4.00	1.33	2.08	2.80	3.61	1.27	1.98	2.66	3.44	1.10	1.76	2.35	3.00	1.00	1.56	2.06	2.65	0.82	1.27	1.70	2.18

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition D
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
240	300	400	DFL	SS	2.91	5.01	7.07	8.80	2.75	4.70	6.62	8.80	2.67	4.56	6.42	8.60	2.46	4.17	5.87	8.00	2.28	3.87	5.42	7.38	2.02	3.43	4.73	6.41
				No.1	2.79	4.79	6.73	8.80	2.67	4.48	6.31	8.50	2.59	4.35	6.12	8.30	2.35	4.01	5.61	7.66	2.18	3.71	5.17	7.04	1.92	3.23	4.41	5.81
				No.2	2.72	4.66	6.57	8.76	2.56	4.40	6.16	8.32	2.49	4.25	5.96	8.10	2.32	3.91	5.45	7.46	2.15	3.62	5.04	6.84	1.86	3.01	4.09	5.39
				No.3	2.44	3.97	5.48	7.35	2.22	3.60	4.93	6.55	2.12	3.42	4.68	6.21	1.86	2.99	4.06	5.34	1.65	2.64	3.58	4.66	1.36	2.15	2.89	3.74
			HF	SS	2.72	4.66	6.57	8.76	2.56	4.40	6.16	8.32	2.49	4.25	5.96	8.10	2.32	3.91	5.47	7.46	2.15	3.62	5.05	6.85	1.91	3.18	4.41	5.96
				No.1	2.66	4.54	6.38	8.57	2.49	4.26	6.00	8.16	2.43	4.14	5.82	7.92	2.26	3.84	5.33	7.24	2.09	3.53	4.92	6.67	1.83	3.09	4.29	5.70
				No.2	2.50	4.29	6.01	8.17	2.37	4.04	5.65	7.70	2.30	3.93	5.47	7.47	2.13	3.61	5.00	6.82	1.97	3.34	4.64	6.27	1.74	2.91	3.93	5.18
				No.3	2.38	3.85	5.29	7.07	2.17	3.49	4.76	6.33	2.06	3.33	4.53	5.99	1.81	2.90	3.94	5.16	1.62	2.58	3.48	4.51	1.33	2.09	2.79	3.62
			SP	SS	2.85	4.88	6.92	8.80	2.68	4.61	6.47	8.67	2.61	4.46	6.28	8.46	2.41	4.10	5.74	7.83	2.27	3.80	5.30	7.23	1.98	3.31	4.64	6.25
				No.1	2.72	4.66	6.57	8.76	2.56	4.40	6.16	8.32	2.49	4.25	5.96	8.10	2.32	3.91	5.47	7.46	2.15	3.62	5.05	6.85	1.91	3.18	4.41	5.81
				No.2	2.60	4.41	6.20	8.39	2.43	4.18	5.81	7.95	2.37	4.06	5.64	7.69	2.20	3.69	5.17	6.77	2.02	3.39	4.63	5.90	1.65	2.72	3.71	4.66
				No.3	2.16	3.54	4.82	6.35	1.97	3.21	4.35	5.68	1.88	3.07	4.14	5.40	1.66	2.68	3.60	4.67	1.52	2.37	3.17	4.13	1.21	1.94	2.57	3.30
			SPF	SS	2.66	4.54	6.38	8.57	2.49	4.26	6.00	8.16	2.43	4.14	5.82	7.92	2.26	3.84	5.33	7.24	2.09	3.53	4.92	6.67	1.83	3.09	4.29	5.81
				No.1	2.60	4.41	6.20	8.39	2.43	4.18	5.81	7.95	2.37	4.06	5.64	7.71	2.20	3.69	5.17	7.02	2.03	3.43	4.77	6.48	1.79	2.95	4.03	5.27
				No.2	2.60	4.41	6.20	8.39	2.43	4.18	5.81	7.95	2.37	4.06	5.64	7.71	2.20	3.69	5.17	7.02	2.03	3.43	4.77	6.48	1.79	2.95	4.03	5.27
				No.3	2.38	3.85	5.29	7.07	2.17	3.49	4.76	6.33	2.06	3.33	4.53	5.99	1.81	2.90	3.94	5.16	1.62	2.58	3.48	4.51	1.33	2.09	2.79	3.62
320	400	530	DFL	SS	2.60	4.44	6.26	8.42	2.46	4.19	5.87	8.01	2.39	4.07	5.69	7.77	2.20	3.73	5.22	7.08	2.06	3.46	4.83	6.51	1.81	3.06	4.20	5.68
				No.1	2.50	4.26	5.98	8.14	2.36	4.00	5.59	7.64	2.29	3.89	5.42	7.40	2.10	3.57	4.97	6.76	1.97	3.30	4.54	6.00	1.68	2.69	3.64	4.76
				No.2	2.44	4.16	5.82	7.95	2.30	3.91	5.46	7.45	2.24	3.80	5.30	7.22	2.07	3.47	4.78	6.40	1.93	3.11	4.23	5.56	1.58	2.50	3.39	4.41
				No.3	2.03	3.29	4.54	5.95	1.87	2.98	4.06	5.33	1.78	2.85	3.87	5.07	1.57	2.48	3.38	4.38	1.40	2.21	3.01	3.86	1.17	1.81	2.41	3.10
			HF	SS	2.44	4.16	5.82	7.95	2.30	3.91	5.46	7.45	2.24	3.80	5.30	7.22	2.07	3.47	4.85	6.57	1.93	3.24	4.52	6.08	1.70	2.84	3.94	5.27
				No.1	2.38	4.04	5.66	7.73	2.24	3.82	5.30	7.23	2.18	3.70	5.15	7.01	2.01	3.40	4.74	6.41	1.90	3.15	4.36	5.90	1.64	2.63	3.58	4.66
				No.2	2.28	3.82	5.35	7.26	2.12	3.60	5.01	6.81	2.05	3.49	4.87	6.60	1.93	3.22	4.46	6.02	1.78	3.02	4.07	5.35	1.55	2.44	3.27	4.25
				No.3	1.97	3.19	4.35	5.73	1.81	2.89	3.93	5.14	1.73	2.75	3.74	4.89	1.52	2.41	3.25	4.27	1.37	2.15	2.89	3.76	1.11	1.74	2.34	3.01
			SP	SS	2.57	4.35	6.10	8.29	2.40	4.10	5.74	7.83	2.35	3.98	5.57	7.58	2.17	3.66	5.10	6.92	2.00	3.40	4.71	6.39	1.77	2.96	4.13	5.55
				No.1	2.44	4.16	5.82	7.95	2.30	3.91	5.46	7.45	2.24	3.80	5.30	7.22	2.07	3.47	4.85	6.57	1.93	3.24	4.52	6.00	1.67	2.75	3.74	4.76
				No.2	2.32	3.94	5.51	7.51	2.19	3.69	5.18	6.74	2.12	3.58	4.97	6.39	1.95	3.19	4.33	5.49	1.71	2.80	3.82	4.82	1.39	2.31	3.07	3.87
				No.3	1.82	2.94	3.97	5.16	1.65	2.69	3.60	4.67	1.60	2.56	3.42	4.45	1.40	2.25	2.99	3.85	1.24	1.99	2.65	3.39	1.01	1.62	2.15	2.75
			SPF	SS	2.38	4.04	5.66	7.73	2.24	3.82	5.30	7.23	2.18	3.70	5.15	7.01	2.01	3.40	4.74	6.41	1.90	3.15	4.36	5.92	1.64	2.78	3.82	5.14
				No.1	2.32	3.94	5.51	7.51	2.19	3.69	5.18	7.02	2.12	3.59	5.02	6.80	1.97	3.31	4.61	6.20	1.84	3.05	4.13	5.47	1.55	2.48	3.33	4.35
				No.2	2.32	3.94	5.51	7.51	2.19	3.69	5.18	7.02	2.12	3.59	5.02	6.80	1.97	3.31	4.61	6.20	1.84	3.05	4.13	5.47	1.55	2.48	3.33	4.35
				No.3	1.97	3.19	4.35	5.73	1.81	2.89	3.93	5.14	1.73	2.75	3.74	4.89	1.52	2.41	3.25	4.27	1.37	2.15	2.89	3.76	1.11	1.74	2.34	3.01

Portées maximales des chevrons horizontaux pour les bâtiments d'un niveau - Sites d'exposition D
Limite de déflexion = L/180 - Espacement maximal des chevrons dans les zones de toiture 1, 2 et 3
Portée libre en mètres - Pente 25% (14°)

Rafter Spacing			Wind Zone		120 mph (54 m/s) Minimum				130 mph (58 m/s) Wind Zone I				135 mph (60 m/s) Wind Zone II				150 mph (67 m/s) Wind Zone III				165 mph (74 m/s) Wind Zone IV				195 mph (87 m/s) Maximum			
Roof Zone 3	Roof Zone 2	Roof Zone 1	Species	Grade	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10	2x4	2x6	2x8	2x10
380	480	640	DFL	SS	2.44	4.16	5.79	7.92	2.30	3.88	5.43	7.41	2.23	3.77	5.27	7.18	2.06	3.47	4.84	6.54	1.90	3.21	4.52	6.05	1.67	2.84	3.91	5.27
				No.1	2.32	3.94	5.54	7.54	2.21	3.72	5.20	7.07	2.15	3.62	5.05	6.84	1.98	3.32	4.55	6.04	1.84	2.96	4.01	5.28	1.54	2.41	3.23	4.22
				No.2	2.28	3.85	5.38	7.35	2.14	3.63	5.05	6.86	2.09	3.51	4.86	6.54	1.94	3.13	4.28	5.62	1.74	2.77	3.76	4.91	1.43	2.25	3.01	3.90
				No.3	1.82	2.94	3.97	5.23	1.67	2.68	3.60	4.70	1.62	2.56	3.42	4.47	1.42	2.22	2.99	3.90	1.24	1.99	2.65	3.42	1.02	1.62	2.15	2.76
			HF	SS	2.28	3.85	5.38	7.35	2.14	3.63	5.05	6.88	2.09	3.54	4.90	6.67	1.94	3.26	4.52	6.10	1.78	3.02	4.18	5.61	1.58	2.68	3.66	4.89
				No.1	2.22	3.79	5.26	7.14	2.09	3.54	4.93	6.69	2.02	3.43	4.78	6.49	1.87	3.15	4.39	5.89	1.75	2.92	3.95	5.19	1.49	2.35	3.18	4.12
				No.2	2.10	3.57	4.94	6.73	1.99	3.35	4.65	6.29	1.93	3.25	4.50	6.08	1.78	3.00	4.07	5.39	1.65	2.67	3.61	4.72	1.36	2.15	2.92	3.77
				No.3	1.78	2.85	3.85	5.04	1.62	2.57	3.49	4.54	1.54	2.46	3.33	4.33	1.35	2.16	2.90	3.77	1.22	1.93	2.58	3.33	1.01	1.55	2.09	2.69
			SP	SS	2.38	4.04	5.66	7.73	2.24	3.82	5.30	7.23	2.18	3.70	5.15	7.01	2.01	3.40	4.74	6.41	1.90	3.15	4.36	5.92	1.64	2.78	3.82	5.14
				No.1	2.28	3.85	5.38	7.35	2.14	3.63	5.05	6.88	2.09	3.54	4.90	6.64	1.94	3.26	4.52	5.85	1.78	3.02	4.13	5.28	1.54	2.44	3.33	4.22
				No.2	2.16	3.66	5.10	6.60	2.03	3.39	4.64	5.90	1.94	3.24	4.43	5.61	1.70	2.84	3.85	4.84	1.52	2.52	3.39	4.26	1.26	2.03	2.73	3.45
				No.3	1.63	2.66	3.54	4.57	1.49	2.38	3.20	4.12	1.43	2.27	3.05	3.93	1.26	1.99	2.67	3.42	1.15	1.77	2.36	3.02	0.92	1.46	1.93	2.44
			SPF	SS	2.22	3.79	5.26	7.14	2.09	3.54	4.93	6.69	2.02	3.43	4.78	6.49	1.87	3.15	4.39	5.93	1.75	2.93	4.08	5.49	1.54	2.58	3.56	4.77
				No.1	2.16	3.66	5.10	6.95	2.05	3.44	4.79	6.50	1.99	3.35	4.65	6.27	1.84	3.05	4.18	5.49	1.71	2.71	3.67	4.82	1.39	2.22	2.95	3.84
				No.2	2.16	3.66	5.10	6.95	2.05	3.44	4.79	6.50	1.99	3.35	4.65	6.27	1.84	3.05	4.18	5.49	1.71	2.71	3.67	4.82	1.39	2.22	2.95	3.84
				No.3	1.78	2.85	3.85	5.04	1.62	2.57	3.49	4.54	1.54	2.46	3.33	4.33	1.35	2.16	2.90	3.77	1.22	1.93	2.58	3.33	1.01	1.55	2.09	2.69
480	600	800	DFL	SS	2.22	3.79	5.29	7.20	2.11	3.57	4.96	6.73	2.05	3.46	4.81	6.52	1.88	3.18	4.42	5.96	1.75	2.96	4.08	5.52	1.54	2.59	3.59	4.74
				No.1	2.13	3.63	5.04	6.85	2.02	3.43	4.74	6.32	1.97	3.30	4.53	5.99	1.80	2.90	3.94	5.16	1.62	2.58	3.48	4.51	1.33	2.09	2.79	3.62
				No.2	2.10	3.54	4.91	6.54	1.99	3.24	4.44	5.85	1.92	3.10	4.23	5.56	1.70	2.73	3.68	4.81	1.52	2.39	3.24	4.20	1.24	1.96	2.63	3.39
				No.3	1.60	2.53	3.44	4.48	1.46	2.31	3.11	4.03	1.40	2.21	2.97	3.85	1.23	1.95	2.61	3.35	1.09	1.74	2.30	2.96	0.89	1.43	1.87	2.41
			HF	SS	2.10	3.54	4.91	6.67	1.99	3.32	4.64	6.25	1.93	3.22	4.49	6.06	1.78	2.96	4.11	5.55	1.65	2.78	3.83	5.14	1.46	2.43	3.34	4.48
				No.1	2.03	3.44	4.79	6.48	1.92	3.25	4.51	6.09	1.87	3.16	4.37	5.84	1.72	2.86	3.90	5.07	1.59	2.52	3.42	4.45	1.30	2.06	2.75	3.55
				No.2	1.94	3.25	4.54	6.10	1.84	3.06	4.23	5.62	1.77	2.95	4.06	5.34	1.62	2.61	3.54	4.61	1.46	2.33	3.11	4.05	1.20	1.92	2.54	3.27
				No.3	1.56	2.47	3.32	4.32	1.42	2.25	3.02	3.90	1.37	2.15	2.88	3.72	1.19	1.89	2.51	3.25	1.06	1.68	2.27	2.86	0.89	1.36	1.84	2.34
			SP	SS	2.19	3.69	5.16	7.01	2.06	3.47	4.86	6.57	2.00	3.38	4.72	6.37	1.85	3.12	4.34	5.84	1.72	2.90	3.99	5.39	1.54	2.56	3.50	4.70
				No.1	2.10	3.54	4.91	6.67	1.99	3.32	4.64	6.11	1.93	3.22	4.49	5.80	1.78	2.94	4.02	5.01	1.62	2.64	3.57	4.51	1.33	2.13	2.88	3.62
				No.2	1.94	3.25	4.44	5.60	1.78	2.95	4.00	5.04	1.70	2.83	3.80	4.80	1.51	2.46	3.31	4.16	1.34	2.18	2.92	3.67	1.11	1.78	2.38	2.98
				No.3	1.41	2.28	3.07	3.94	1.30	2.09	2.76	3.55	1.24	2.01	2.64	3.39	1.09	1.75	2.34	2.96	0.97	1.55	2.05	2.64	0.79	1.27	1.68	2.13
			SPF	SS	2.03	3.44	4.79	6.48	1.92	3.25	4.51	6.09	1.87	3.16	4.38	5.90	1.72	2.90	4.02	5.41	1.62	2.68	3.77	4.99	1.42	2.36	3.23	4.22
				No.1	1.97	3.35	4.66	6.32	1.91	3.15	4.35	5.75	1.86	3.03	4.14	5.46	1.66	2.67	3.60	4.71	1.52	2.36	3.17	4.13	1.21	1.93	2.57	3.33
				No.2	1.97	3.35	4.66	6.32	1.91	3.15	4.35	5.75	1.86	3.03	4.14	5.46	1.66	2.67	3.60	4.71	1.52	2.36	3.17	4.13	1.21	1.93	2.57	3.33
				No.3	1.56	2.47	3.32	4.32	1.42	2.25	3.02	3.90	1.37	2.15	2.88	3.72	1.19	1.89	2.51	3.25	1.06	1.68	2.27	2.86	0.89	1.36	1.84	2.34

Notes sur les tableaux de portées :

1. Les dimensions sont nominales, 2x4=50x100 etc. Les chevrons d'une profondeur supérieure à 50x150 (2x6) peuvent nécessiter des liteaux et un contreventement supplémentaires pour assurer leur stabilité.
2. Ces dispositions s'appliquent aux chevrons qui ne dépassent pas 4,5 m de l'axe des murs. Les portées supérieures ne sont données qu'à titre indicatif.
3. L'espacement maximal de la zone 3 est de 80 % de celui de la zone 2. L'espacement maximal de la zone 1 est de 133 % de la zone 2. Coordonner avec les exigences en matière de chevrons de débord et de pannes.
4. Les chevrons doivent également être vérifiés pour la portée et l'espacement sous la charge permanente et d'exploitation, qui peut être déterminante.
5. Interpolation autorisée sur la portée pour des vitesses de vent et des espacements intermédiaires.
6. Voir la section 1.5.6.8 pour la définition des zones de vent de toiture 1, 2 et 3. L'interpolation de l'espacement est autorisée en fonction de la longueur des chevrons dans chaque zone de toiture.
7. Le critère de déflexion est $L/180$ et la pente est de 25 % ou 14°. Voir la section 1.5.6.9.6 pour l'ajustement à $L/240$ et $L/360$ et pour d'autres pentes.
8. Les vitesses de vent sont celles de l'exposition C à 10 m de hauteur. Ces portées sont pour des bâtiments d'un niveau et de trois niveaux dans les expositions B, C et D. Si des valeurs pour deux niveaux sont nécessaires, elles peuvent être interpolées en utilisant $0,56 \times$ portée de trois niveaux + $0,44 \times$ portée d'un niveau.

Section A.5.2 Tableaux de portée CGI

Processus (identique au 1.5.6.9.3) :

1. La résistance de l'acier supérieure à 228 MPa (33 000 psi) doit être confirmée.
2. Les propriétés approximatives utilisées pour les vérifications de la conception des contraintes admissibles proviennent des dispositions de l'Eurocode pour les silos, EN 1993-4-1.
 - a. Rigidité, $I = 0,13 \times t \times d^2$
 - b. Résistance, $S = 0,26 \times t \times d$
3. Les pressions uniformes à portée simple ont été calculées pour une gamme de portées simples différentes dans les cas suivants :
 - a. Résistance à la flexion : diminution de la pression de 0,6 pour la capacité de flexion de l'acier ASD (méthode de dimensionnement aux contraintes admissibles).
 - b. Limite de flèche travée/60 : pression augmentée de 1/0,7 en raison du facteur supplémentaire de 0,7 des charges de service pour la vérification des flèches dues au vent (0,7W).
 - c. Prendre la valeur la plus faible de (a) et (b) et la réduire de 0,67 pour tenir compte des propriétés approximatives, de l'absence de vérification du flambement local, etc.
 - d. Ne tient pas compte de la contribution de la charge permanente de 0,6D pour le poids de la toiture, qui peut être ajoutée séparément.
 - e. Les résultats ont été tracés sous forme de courbes portée-pression pour chaque profondeur, résistance et BMT des CGI et sont fournis à l'annexe 5.
 - f. Les courbes ont été utilisées pour générer les portées tabulées correspondant à des pressions de vent de 3 kPa, 5kPa et 9kPa.
 - g. La vérification D+L pour la résistance et la portée/120 ne s'applique pas.

Les tableaux supposent que les CGI sont simplement soutenus (une seule travée). Si les CGI sont continus sur au moins trois travées, les portées indiquées dans les tableaux peuvent être augmentées de 10 %.

Ces courbes comprennent également une correction mineure des calculs qui augmente les portées de 4 à 7 %. Ces valeurs sont acceptables par rapport aux valeurs tabulées de la section 1.5.6.9.3.

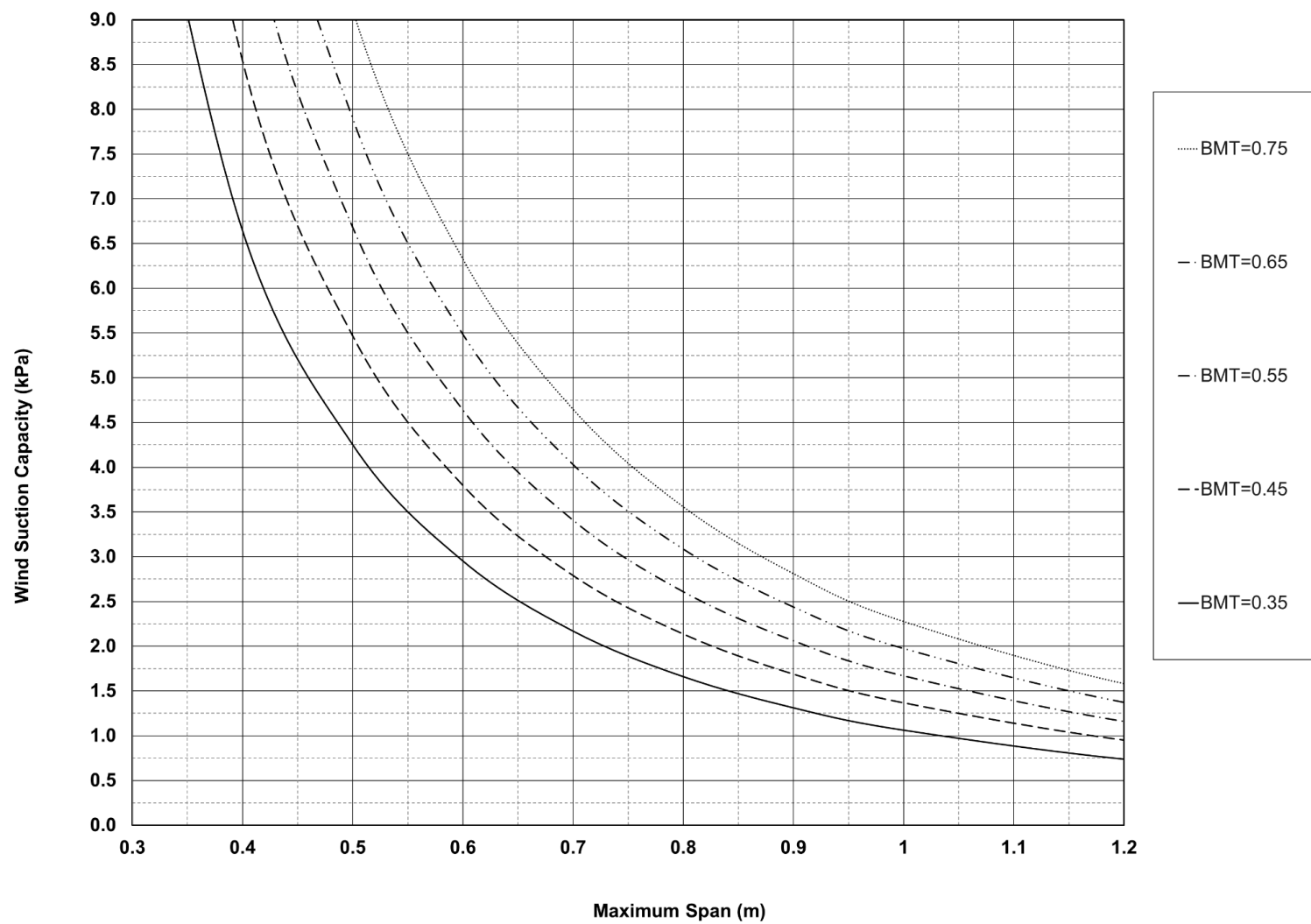


Figure A.5.2-1 Graphique des portées CGI : Profondeur de 16 mm $F_y = 228$ MPa (33 ksi)

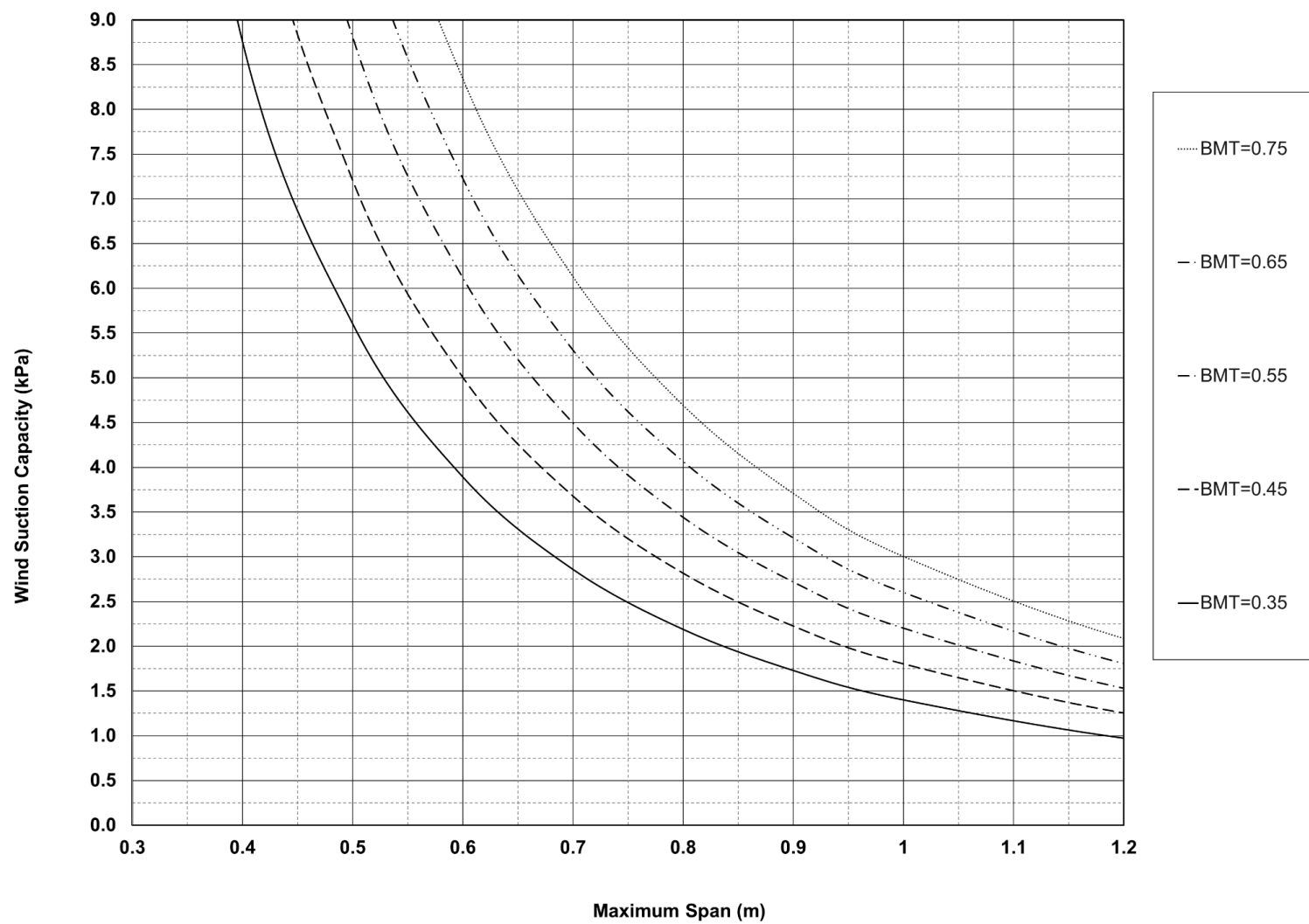


Figure A.5.2-2 Graphique de portée CGI : Profondeur de 16 mm $F_y = 300$ MPa (43,5 ksi)

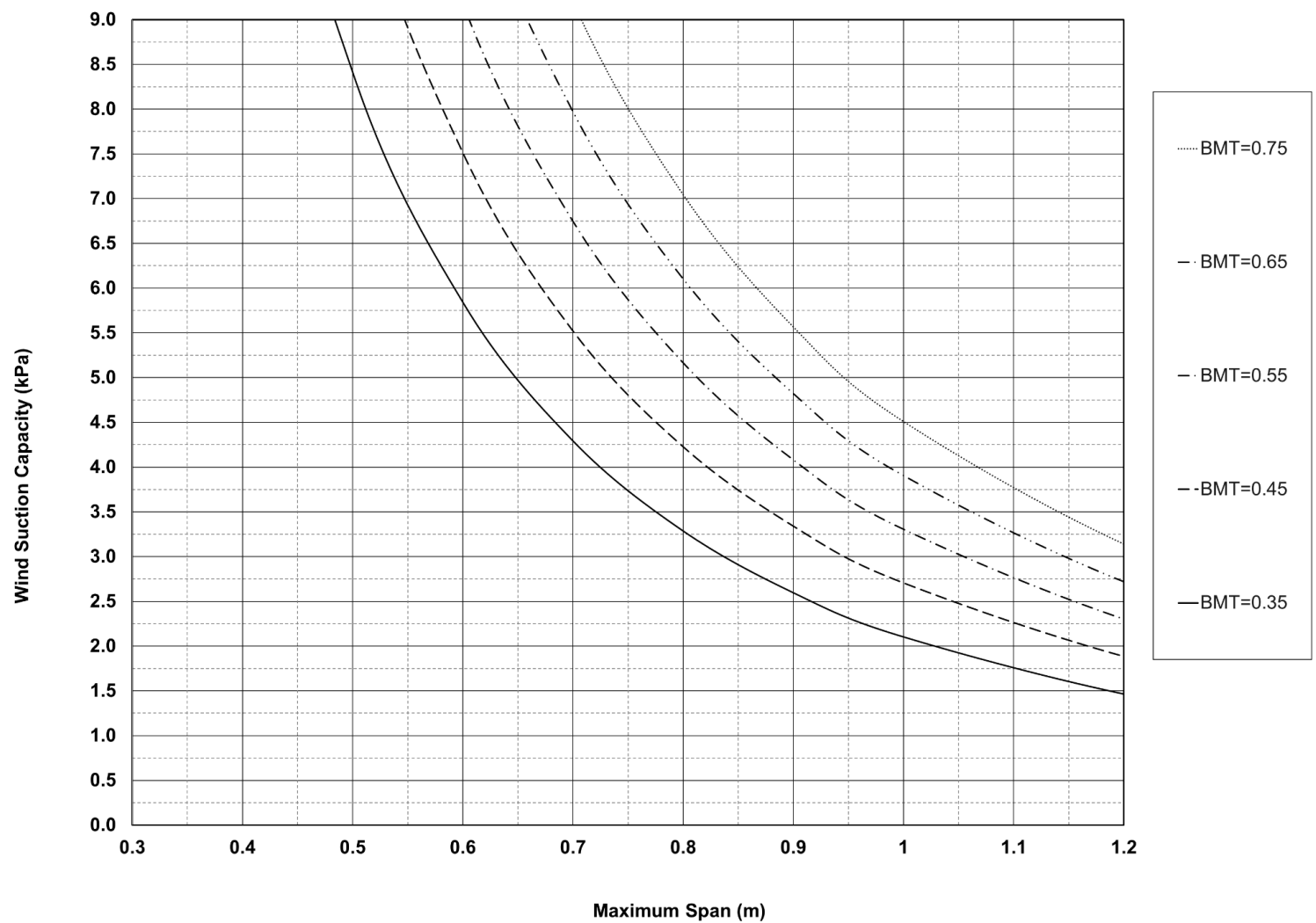


Figure A.5.2-3 Graphique de portée CGI : Profondeur 16mm Fy = 450 MPa (65.3 ksi)

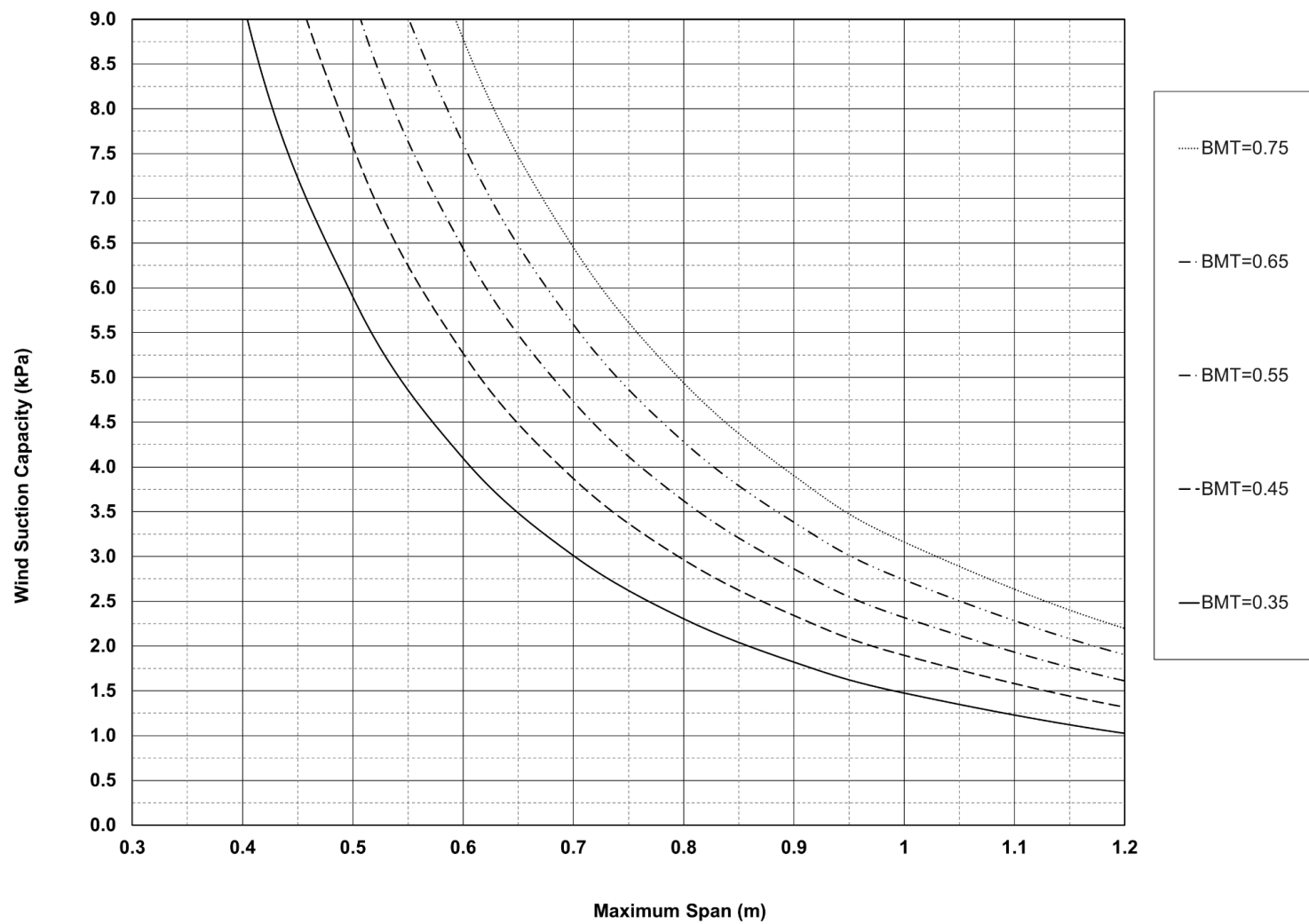


Figure A.5.2-4 Graphique de portée CGI : Profondeur 22mm $F_y = 228 \text{ MPa}$ (33 ksi)

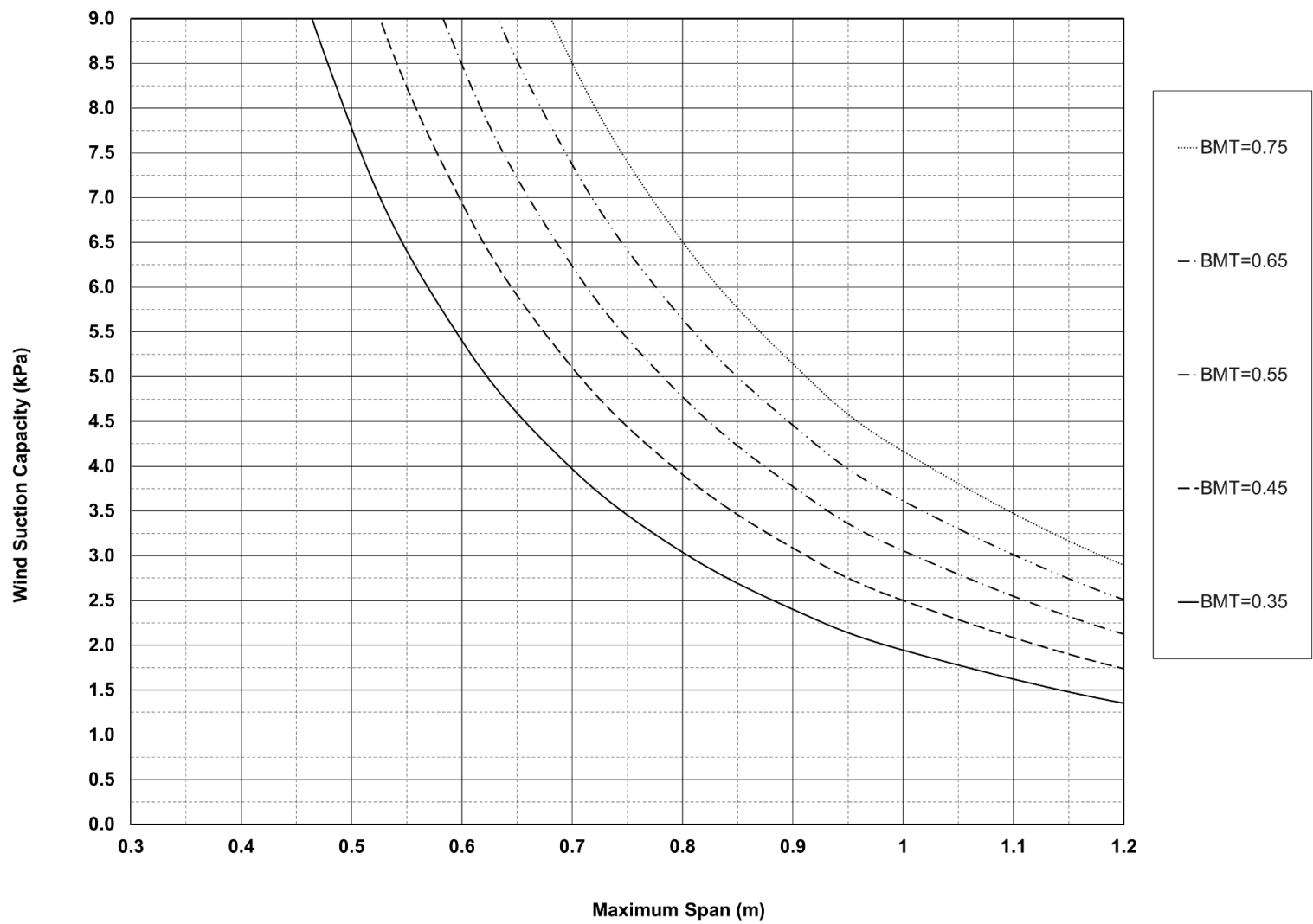


Figure A.5.2-5 Graphique de portée CGI : Profondeur 22mm $F_y = 300$ MPa (43.5 ksi)

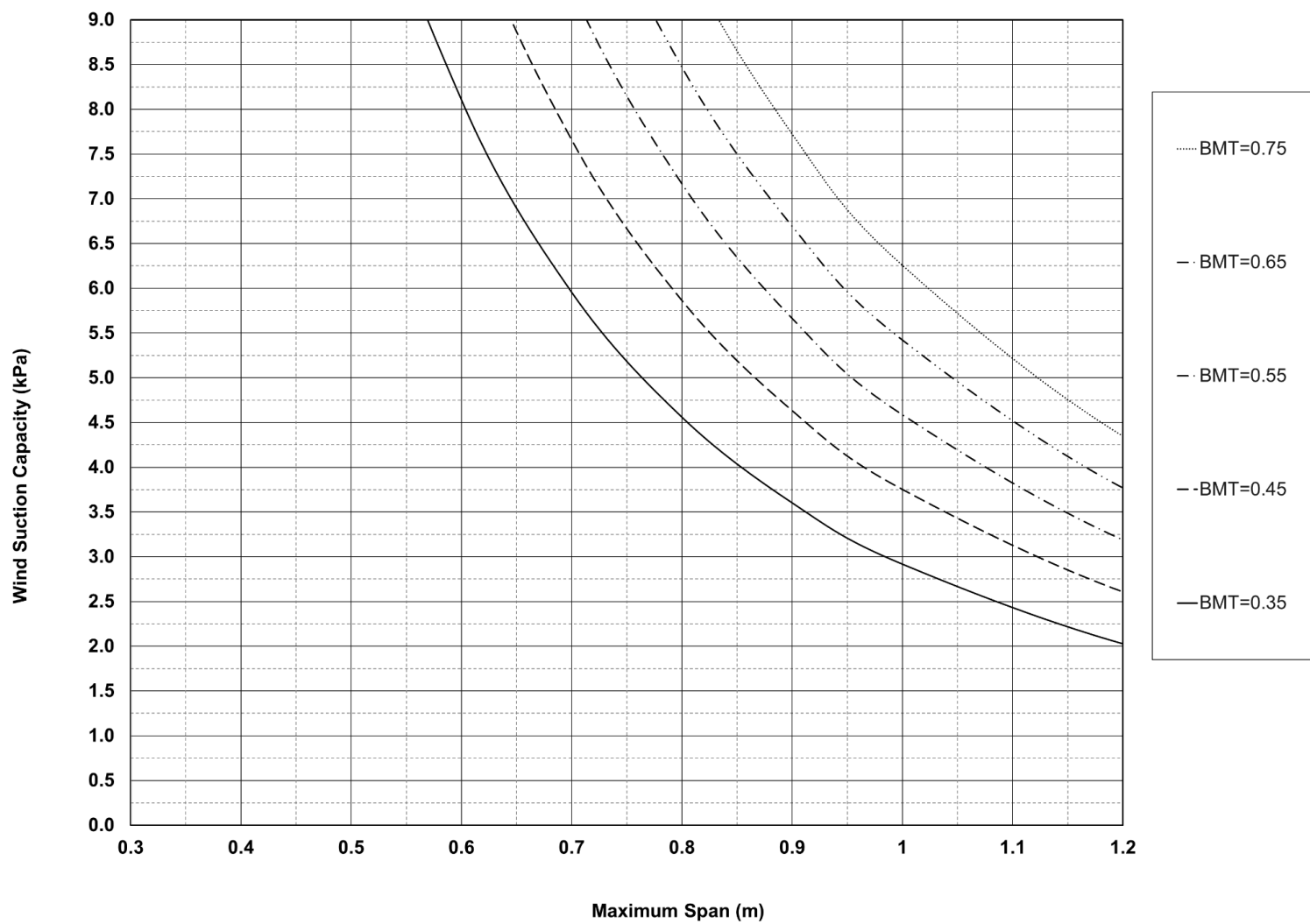


Figure A.5.2-6 Graphique de portée CGI : Profondeur 22mm Fy = 450 MPa (65.3 ksi)

Section A.5.3 Diagrammes de portée des pannes

Les graphiques ci-dessous représentent la portée en fonction de la pression du vent pour différents espacements de pannes (0,4 m, 0,6 m, 0,9 m, 1,2 m et 2,25 m), correspondant aux valeurs tabulées dans la section 1.5.6.9.5 pour l'état à 3 travées. Les courbes sont fournies pour les pannes plates 1x4, 2x2, 2x3 et 2x4, et les pannes 2x4, 2x6 et 2x8 orientées verticalement.

Les courbes pour les pannes orientées verticalement et pour un espacement de 2,25 m sont données à titre indicatif. Les pannes verticales peuvent porter plus loin que les pannes plates, ce qui en fait une solution potentielle pour une utilisation avec des fermes et des chevrons plus grands. Cependant, elles nécessitent des connexions spéciales qui doivent être conçues séparément, et l'élévation du haut du mur du pignon doit être ajustée.

Légende des tableaux de pannes

	2"x8" (Vertical)	2x8 Vertical
	2"x6" (Vertical)	2x6 Vertical
	2"x4" (Vertical)	2x4 Vertical
	2"x4" (Flat)	2x4 plat
	2"x3" (Flat)	2x3 plat
	2"x2"	2x2
	1"x4" (Flat)	1x4 plat

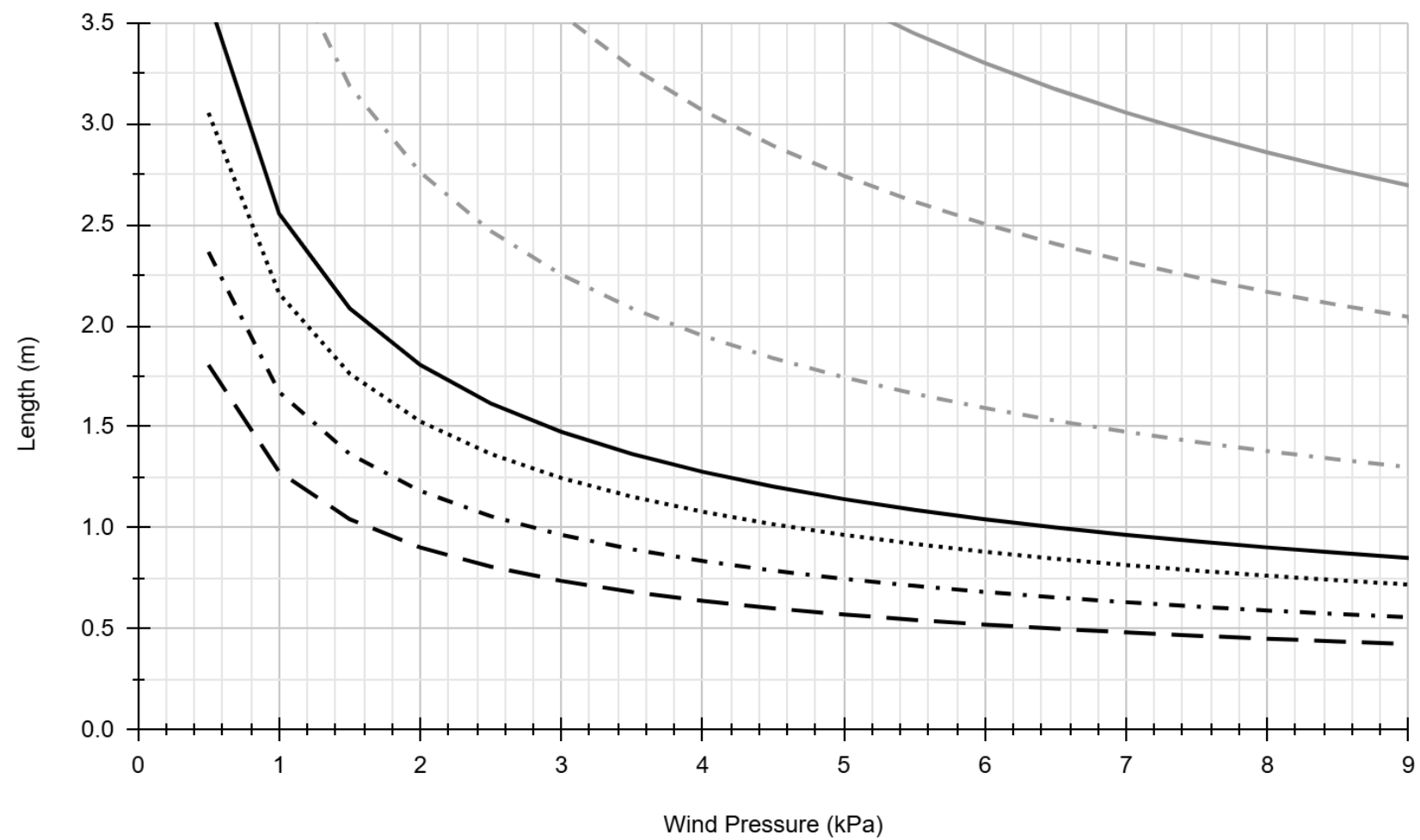


Figure A.5.3-1 Portée des pannes en fonction de la pression du vent (espacement de 0,4 m)

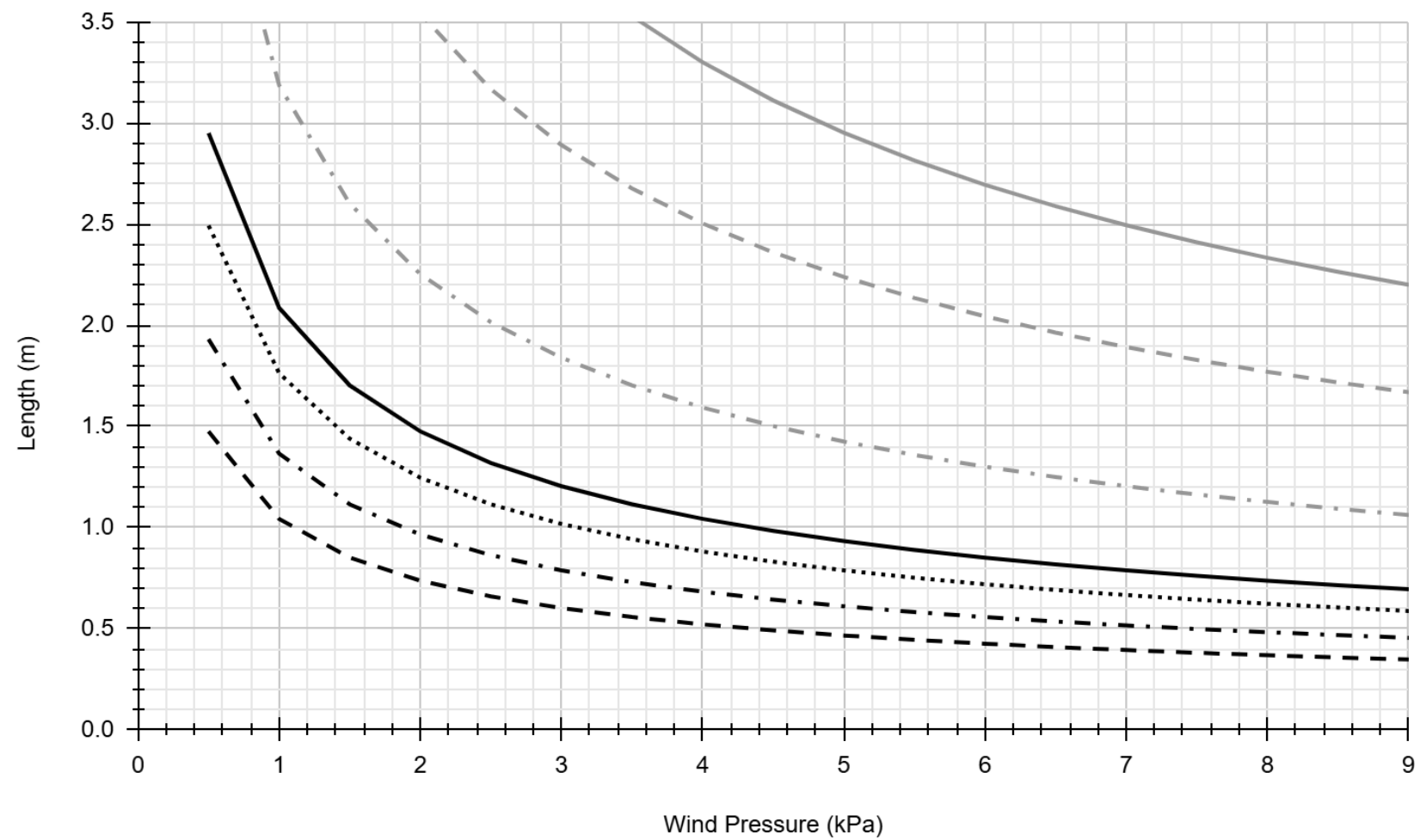


Figure A.5.3-2 Portée des pannes en fonction de la pression du vent (espacement de 0,6 m)

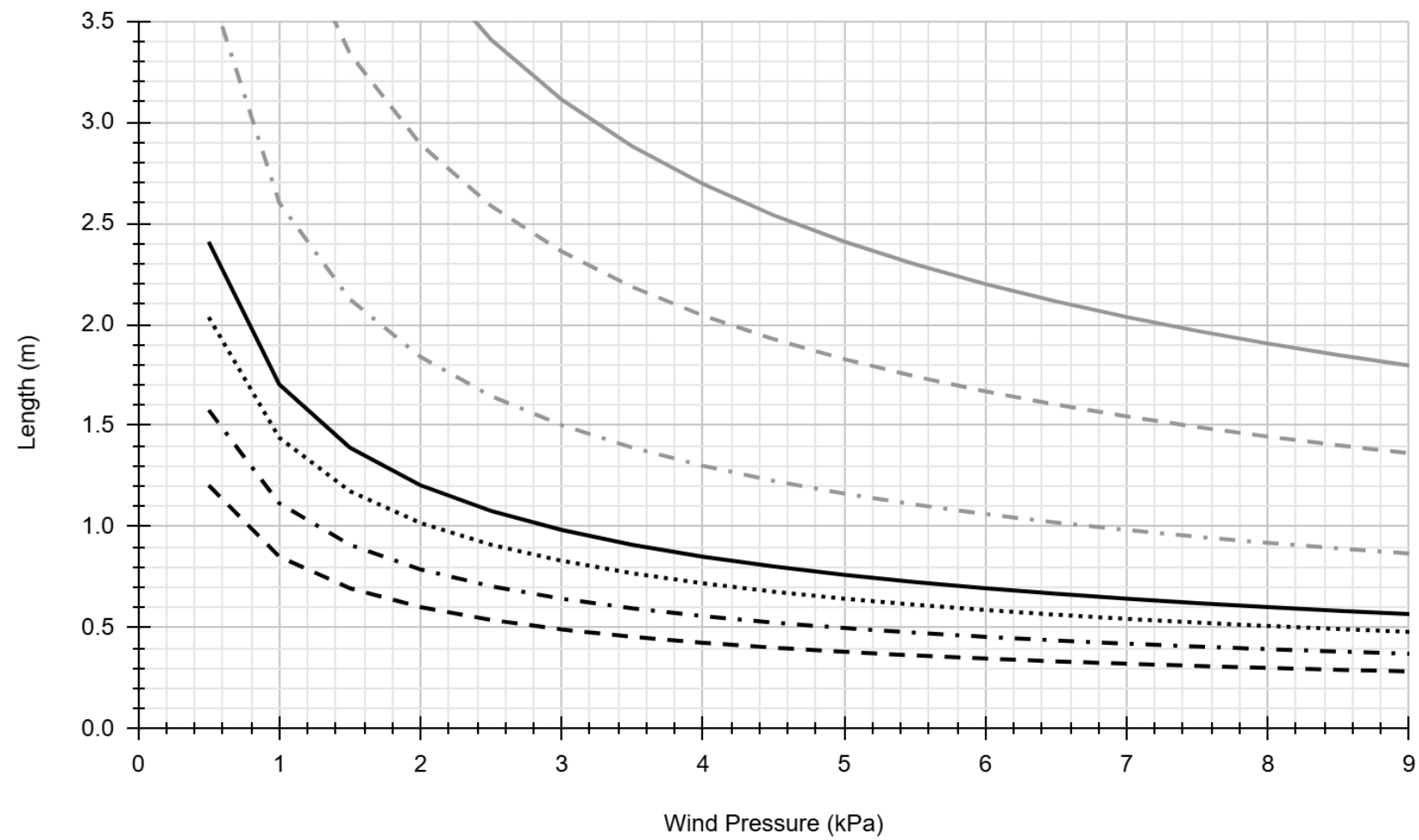


Figure A.5.3-3 Portée des pannes en fonction de la pression du vent (espacement de 0,9 m)

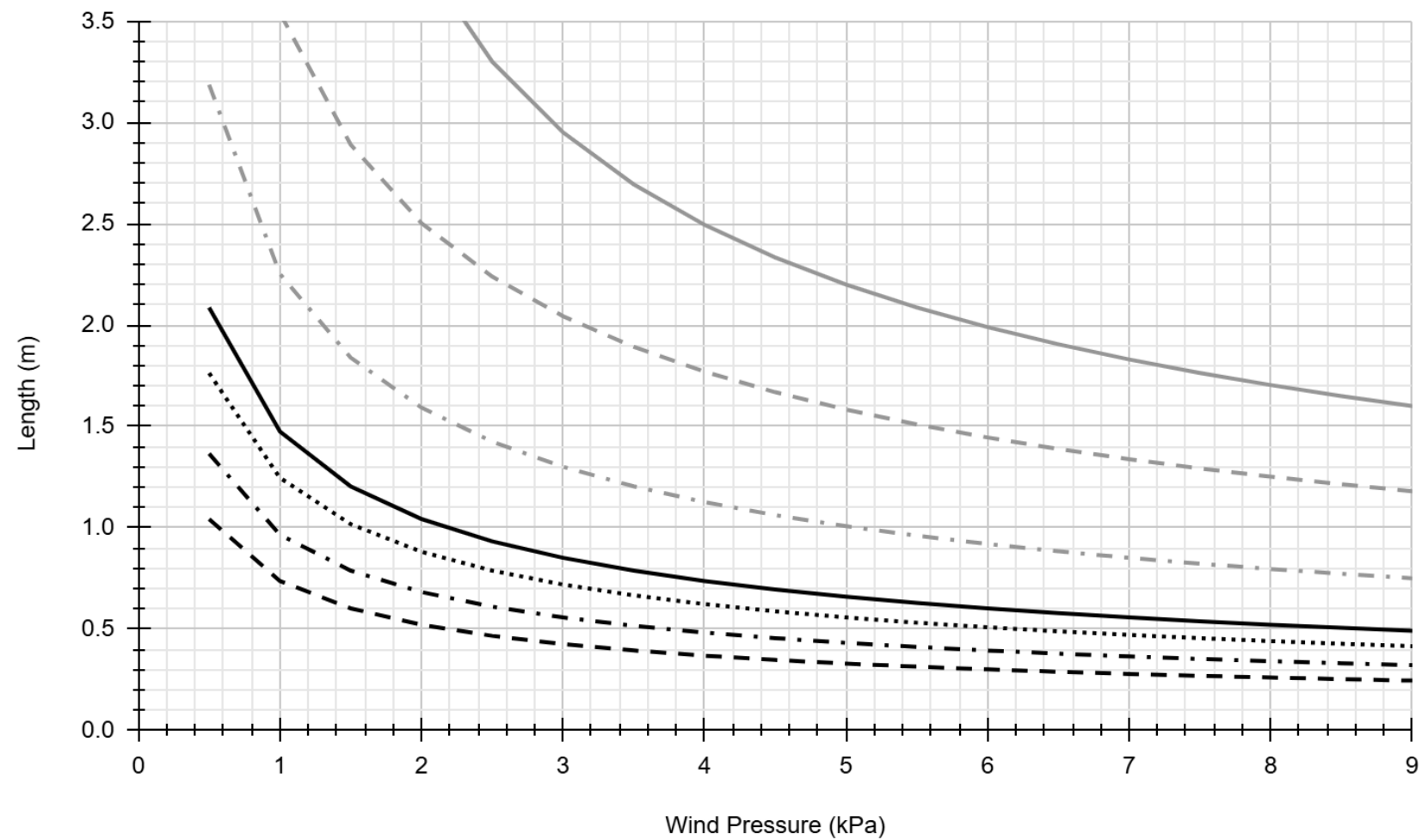


Figure A.5.3-4 Portée des pannes en fonction de la pression du vent (espacement de 1,2 m)

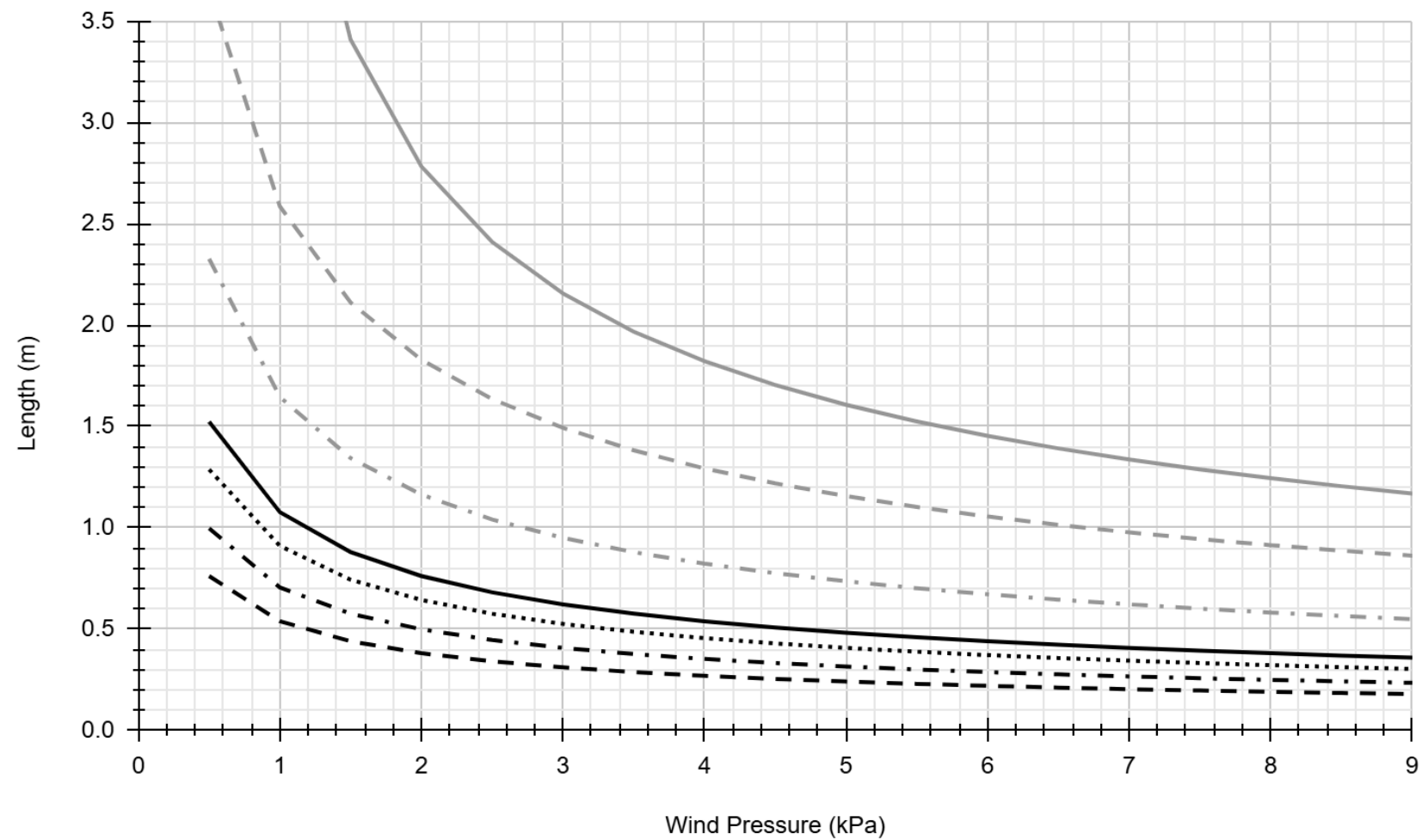


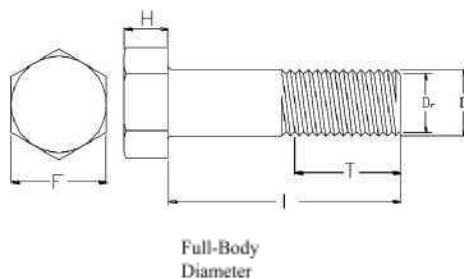
Figure A.5.3-5 Portée des pannes en fonction de la pression du vent (espacement de 2,25 m)

ANNEXE 6 - FIXATIONS

Cet annexe résume les principales références techniques relatives aux fixations, y compris l'annexe L — Dimensions typiques des attaches de type fixations à tige et des rondelles (*Appendix L – Typical Dimensions for Dowel-Type Fasteners and Washers*) du NDS 2018 (*National Design Specification 2018 – Spécification nationale de conception 2018*) publiée par AWC (*American Wood Council - Conseil américain du bois*), qui constitue une référence clé pour les exigences relatives aux attaches en bois.

Pour faciliter la compréhension, les termes techniques en anglais ont été conservés entre parenthèses. Pour toute précision supplémentaire, veuillez vous référer à *Appendix L – Typical Dimensions for Dowel-Type Fasteners and Washers* du NDS 2018

Tableau A6.1-L1 Boulons hexagonaux standards (Standard Hex Bolts)¹



D = diamètre (*diameter*), in.

D_r = diamètre de fond de filet (*root diameter*), in.

T = longueur du filet (*thread length*), in.

L = longueur du boulon (*bolt length*), in.

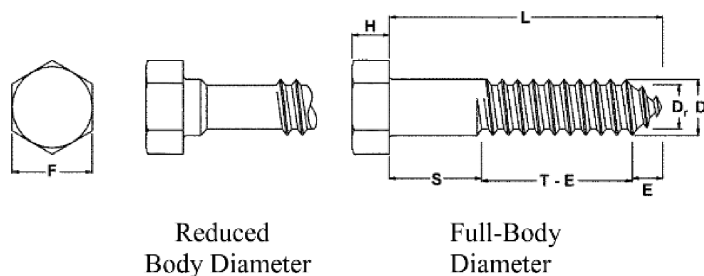
F = largeur de la tête sur plats (*width of head across flats*), in.

H = hauteur de la tête (*height of head*), in.

		Diameter, D							
		1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
D_r		0.189	0.245	0.298	0.406	0.514	0.627	0.739	0.847
F		7/16	1/2	9/16	3/4	15/16	1-1/8	1-5/16	1-1/2
H		11/64	7/32	1/4	11/32	27/64	1/2	37/64	43/64
T	$L \leq 6$	3/4	7/8	1	1-1/4	1-1/2	1-3/4	2	2-1/4
	$L > 6$	1	1-1/8	1-1/4	1-1/2	1-3/4	2	2-1/4	2-1/2

1. Les tolérances sont spécifiées dans la norme ANSI/ASME B18.2.1. Le boulon à diamètre plein est représenté. Le diamètre au fond de filet est basé sur la série de filet UNC (voir ANSI/ASME B1.1).

Table A6.2-L2 Tire-fonds hexagonaux standards (Standard Hex Lag Screws)¹



D = diamètre (*diameter*), in.

D_r = diamètre au fond de filet (*root diameter*), in.

S = longueur de la partie non filetée (*unthreaded body length*), in.

T = longueur minimale du filetage (*minimum thread length*)², in.

E = longueur de l'extrémité conique (*length of tapered tip*), in.

L = longueur du tire-fond (*lag screw length*), in.

I = nombre de filets (*number of threads*), in.

F = largeur de la tête entre plats (*width of head across flats*), in.

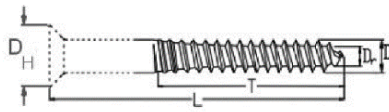
H = hauteur de la tête (*height of head*), in.

Length, L		Diameter, D										
		1/4	5/16	3/8	7/16	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-1/4
	D _r	0.173	0.227	0.265	0.328	0.371	0.471	0.579	0.683	0.780	0.887	1.012
	E	5/32	3/16	7/32	9/32	5/16	13/32	1/2	19/32	11/16	25/32	7/8
	H	11/64	7/32	1/4	19/64	11/32	27/64	1/2	37/64	43/64	3/4	27/32
	F	7/16	1/2	9/16	5/8	3/4	15/16	1-1/8	1-5/16	1-1/2	1-11/16	1-7/8
	N	10	9	7	7	6	5	4-1/2	4	3-1/2	3-1/4	3-1/4
1	S	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4						
	T	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4						
	T-E	19/32	9/16	17/32	15/32	7/16						
1-1/2	S	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4						
	T	1-1/4	1-1/4	1-1/4	1-1/4	1-1/4						
	T-E	1-3/32	1-1/16	1-1/32	1-1/4	1-1/4						
2	S	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2					
	T	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2					
	T-E	1-11/32	1-5/16	1-9/32	1-7/32	1-3/16	1-3/32					
2-1/2	S	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4					
	T	1-3/4	1-3/4	1-3/4	1-3/4	1-3/4	1-3/4					
	T-E	1-19/32	1-9/16	1-17/32	1-15/32	1-7/16	1-11/32					
3	S	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	T	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
	T-E	1-27/32	1-13/16	1-25/32	1-23/32	1-11/16	1-19/32	1-1/2	1-13/32	1-5/16		
4	S	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2
	T	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2
	T-E	2-11/32	2-5/16	2-9/32	2-7/32	2-3/16	2-3/32	2	1-29/32	1-13/16	1-23/32	1-5/8
5	S	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	T	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	T-E	2-27/32	2-13/16	2-25/32	2-23/32	2-11/16	2-19/32	2-1/2	2-13/32	2-5/16	2-7/32	2-1/8
6	S	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2	2-1/2
	T	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2
	T-E	3-11/32	3-5/16	3-9/32	3-7/32	3-3/16	3-3/32	3	2-29/32	2-13/16	2-23/32	2-5/8
7	S	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	T	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	T-E	3-27/32	3-13/16	3-25/32	3-23/32	3-11/16	3-19/32	3-1/2	3-13/32	3-5/16	3-7/32	3-1/8
8	S	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2	3-1/2
	T	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2
	T-E	4-11/32	4-5/16	4-9/32	4-7/32	4-3/16	4-3/32	4	3-29/32	3-13/16	3-23/32	3-5/8
9	S	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	T	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	T-E	4-27/32	4-13/16	4-25/32	4-23/32	4-11/16	4-19/32	4-1/2	4-13/32	4-5/16	4-7/32	4-1/8
10	S	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2	4-1/2
	T	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2	5-1/2
	T-E	5-11/32	5-5/16	5-9/32	5-7/32	5-3/16	5-3/32	5	4-29/32	4-13/16	4-23/32	4-5/8
11	S	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	T	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	T-E	5-27/32	5-13/16	5-25/32	5-23/32	5-11/16	5-19/32	5-1/2	5-13/32	5-5/16	5-7/32	5-1/8
12	S	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	T	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	T-E	5-27/32	5-13/16	5-25/32	5-23/32	5-11/16	5-19/32	5-1/2	5-13/32	5-5/16	5-7/32	5-1/8

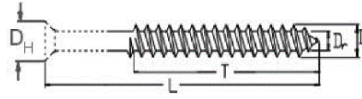
1. Les tolérances sont spécifiées dans ANSI/ASME B 18.2.1. Les tire-fonds à diamètre de tige pleine et à diamètre de tige réduit sont présentés. Pour les tire-fonds à diamètre de tige réduit, le diamètre de la partie non filetée peut être réduit à environ le diamètre au fond de filet, D_r.

2. La longueur minimale du filetage (T) pour les longueurs de tire-fonds (L) est 6 ou la moitié de la longueur du tire-fond plus 0,5, selon la valeur la plus faible. Les longueurs de filetage peuvent dépasser ces minimums jusqu'à la longueur totale du tire-fond (L).

Table A6.3-L3 Vis à bois standards (Standard Wood Screws)^{1,6}



Cut Thread²



Rolled Thread³

D = diamètre (*diameter*), in.

D_H = diamètre de tête (*head diameter*), in..

D_r = diamètre de fond de filet (*root diameter*), in.

L = longueur de la vis à bois (*screw length*), in.

T = longueur du filetage (*thread length*), in.

	Numéro Vis à bois										
	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	24
D	0.138	0.151	0.164	0.177	0.19	0.216	0.242	0.268	0.294	0.32	0.372
D _r ⁴	0.113	0.122	0.131	0.142	0.152	0.171	0.196	0.209	0.232	0.255	0.298
D _H ⁵	0.262	0.287	0.312	0.337	0.363	0.414	0.480	0.515	0.602	0.616	0.724

1. Les tolérances sont spécifiées dans ANSI/ASME B18.6.1.

2. La longueur de filetage des vis à bois à filetage taillé est d'environ 2/3 de la longueur de la vis à bois, L.

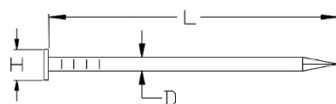
3. Un filetage à simple entrée est représenté. La longueur de filetage est au moins quatre fois le diamètre de la vis, ou 2/3 de la longueur de la vis à bois, selon la valeur la plus grande. Les vis à bois trop courtes pour permettre la longueur minimale de filetage ont des filets qui s'étendent aussi près que possible de l'envers de la tête.

4. Valeur prise comme la moyenne des limites maximales et minimales spécifiées pour le diamètre de tige des vis à bois à filetage roulé.

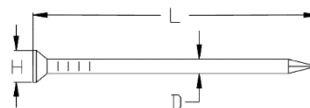
5. Valeur prise comme la moyenne des limites maximales et minimales spécifiées pour le diamètre de tête.

6. Il est permis de considérer que la longueur de l'extrémité conique est égale à 2D.

Table A6.4-L4 Standard Common, Box, and Sinker Steel Wire Nails^{1,2}



Common or Box



Sinker

D = diamètre (*diameter*), in

L = longueur (*length*), in.

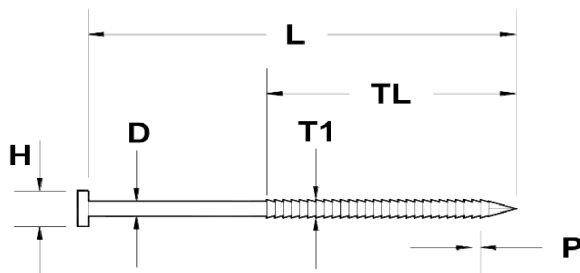
H = diamètre de la tête (*head diameter*), in.

Type		dimension en penny (pennyweight)										
		6d	7d	8d	10d	12d	16d	20d	30d	40d	50d	60d
Ordinaire Common	L	2	2-1/4	2-1/2	3	3-1/4	3-1/2	4	4-1/2	5	5-1/2	6
	D	0.113	0.113	0.131	0.148	0.148	0.162	0.192	0.207	0.225	0.244	0.263
	H	0.266	0.266	0.281	0.312	0.312	0.344	0.406	0.438	0.469	0.5	0.531
A boîte Box	L	2	2-1/4	2-1/2	3	3-1/4	3-1/2	4	4-1/2	5		
	D	0.099	0.099	0.113	0.128	0.128	0.135	0.148	0.148	0.162		
	H	0.266	0.266	0.297	0.312	0.312	0.344	0.375	0.375	0.406		

	L	1-7/8	2-1/8	2-3/8	2-7/8	3-1/8	3-1/4	3-3/4	4-1/4	4-3/4		5-3/4
de finition	D	0.092	0.099	0.113	0.12	0.135	0.148	0.177	0.192	0.207		0.244
<i>Sinker</i>	H	0.234	0.250	0.266	0.281	0.312	0.344	0.375	0.406	0.438		0.5

1. Les tolérances sont spécifiées dans ASTM F1667. La forme typique des clous en fil d'acier de type *common*, *box* et *sinker* est présentée. Pour les autres types de clous, se référer à ASTM F1667.
2. Il est permis de considérer que la longueur de l'extrémité conique est égale à 2D.

Table A6.5-L5 clous annelés pour charpente (Post-Frame Ring Shank Nails)¹



D = diamètre (*diameter*), in

L = longueur (*length*), in.

H = Diametre de la tete (*head diameter*), in.

TL = longueur minimale de la tige filetée (*minimum length of threaded shank*), in.

T1 = diamètre au sommet du filet (*crest diameter*), in.

$$D + 0.005 \text{ in.} < T1 < D + 0.010 \text{ in}$$

P = pas ou espacement des filets (*pitch or spacing of threads*), in.

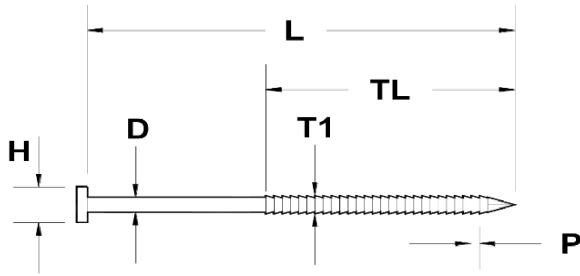
$$0.05 \text{ in.} < P < 0.077 \text{ in.}$$

D	L	TL	H	Diamètre au fond du filet (<i>Root Diameter</i>) ² , D _r
0.135	3, 3.5	2.25	5/16	0.128
0.148	3, 3.5, 4	2.25	5/16	0.140
	4.5	3		
0.177	3, 3.5, 4	2.25	3/8	0.169
	4.5, 5, 6, 8	3		
0.200	3.5, 4	2.25	15/32	0.193
	4.5, 5, 6, 8	3		
0.207	4	2.25	15/32	0.199
	4.5, 5, 6, 8	3		

1. Les tolérances sont spécifiées dans l'ASTM F1667.

2. Le diamètre au fond de filet est une valeur calculée et n'est pas spécifié comme une dimension à mesurer.

Table A6.6-L6 Clous annelés pour panneaux de toiture (Roof Sheathing Ring Shank Nails)¹



D = diamètre (*diameter*), in

L = longueur (*length*), in.

H = Diamètre de la tête (*head diameter*), in.

TL = longueur minimale de la tige filetée (*minimum length of threaded shank*), in.

T1 = diamètre au sommet du filet (*crest diameter*), in.

$$D + 0.005 \text{ in.} < T1 < D + 0.012 \text{ in}$$

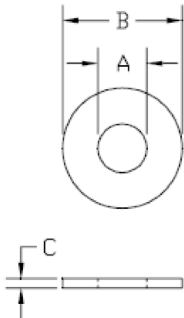
P = pas ou espacement des filets (*pitch or spacing of threads*), in.

$$0.05 \text{ in.} < P < 0.077 \text{ in.}$$

Tiret (Dash) No.	D	L	TL	H
01	0.113	2-3/8	1-1/2	0.281
02	0.120	2-1/2	1-1/2	0.281
03	0.131	2-1/2	1-1/2	0.281
04	0.120	3	1-1/2	0.281
05	0.131	3	1-1/2	0.281

1. Les tolérances sont spécifiées dans l'ASTM F1667.

Table A.6.7-L7 Rondelle plate standard (Standard Cut Washer)¹



A = Diamètre intérieur, in.

B = Diamètre extérieur, in.

C = Epaisseur, in.

Taille nominale de la rondelle	A Diamètre intérieur	B Diamètre extérieur	C Epaisseur
	Basic	Basic	Basic
3/8	0.438	1.000	0.083
1/2	0.562	1.375	0.109
5/8	0.688	1.750	0.134
3/4	0.812	2.000	0.148
7/8	0.938	2.250	0.165
1	1.062	2.500	0.165

1. Les tolérances sont fournies dans l'ANSI/ASME B 18.22.1. Pour d'autres rondelles coupées standard, voir l'ANSI/ASME B18.22.1.

ANNEXE 8 : CARTES DES RISQUES ET DES SOLS

Section A.8.1 Cartes des risques liés au vent

Section A.8.2 Cartes des risques sismiques pour les nouvelles constructions

**Section A.8.3 Cartes des risques sismiques pour les nouvelles constructions
(commentaire)**

**Section A.8.4 Cartes de risques sismiques pour l'évaluation et la modernisation (ASCE
41-17)**

Section A.8.5 Cartes des risques d'inondation

Section A.8.6 Cartes des sols

A.8.1 Cartes des risques liés au vent

Source : *Développement de cartes de vitesse de vent de conception pour les Caraïbes pour application avec les dispositions de charge de vent de l'ASCE 7-16 et plus tard de l'ASCE 41-17.*

de l'ASCE 7-16 et suivantes

Auteurs : L. A. Mudd, A. Liu et P. J. Vickery, Applied Research Associates, Inc. (8537 Six Forks Rd, Suite 600, Raleigh NC 27615) - Projet ARA #003449.

Préparé pour : Organisation panaméricaine de la santé (Pan American Health Organization, PAHO)

Notes relatives aux figures A.8.1-1 à 4 :

Notes :

1. Les valeurs sont les vitesses nominales des rafales de vent sur 3 secondes en miles par heure (m/s) à 33 pieds (10 m) au-dessus du sol pour la catégorie d'exposition C.
2. Interpolation linéaire entre les contours. Des valeurs ponctuelles sont fournies pour faciliter l'interpolation.
3. Les îles, les zones côtières et les limites terrestres situées en dehors du dernier contour doivent utiliser le dernier contour de vitesse du vent.
4. Les terrains montagneux, les gorges, les promontoires océaniques et les régions de vents spéciaux doivent être examinés pour détecter des conditions de vent inhabituelles.
5. Conversion métrique : 1 mph = 0,45 m/s
6. Les vitesses de vent correspondent aux probabilités approximatives suivantes de dépassement en 50 ans :

Figure	Probabilité approximative de dépassement en 50 ans	Probabilité de dépassement annuel	Intervalle de retour moyen (années)	Catégorie de risque ASCE 7-16 Section 1.5.1
A.8.1-1	15%	0.00333	300	I
A.8.1-2	7%	0.00143	700	II
A.8.1-3	3%	0.000588	1700	III
A.8.1-4	1.6%	0.00033	3000	IV

Les dispositions normatives de la partie II ne concernent que les bâtiments de la catégorie de risque II.

Les figures A.8.1-5 et 6 sont des parties de la figure A.8.2-2 superposées aux cartes d'Haïti dans Google Earth pour faciliter la géolocalisation. Le tableau A.8.1-1 contient les vitesses du vent pour les villes énumérées dans la section 0.7, arrondies aux 5mph les plus proche.

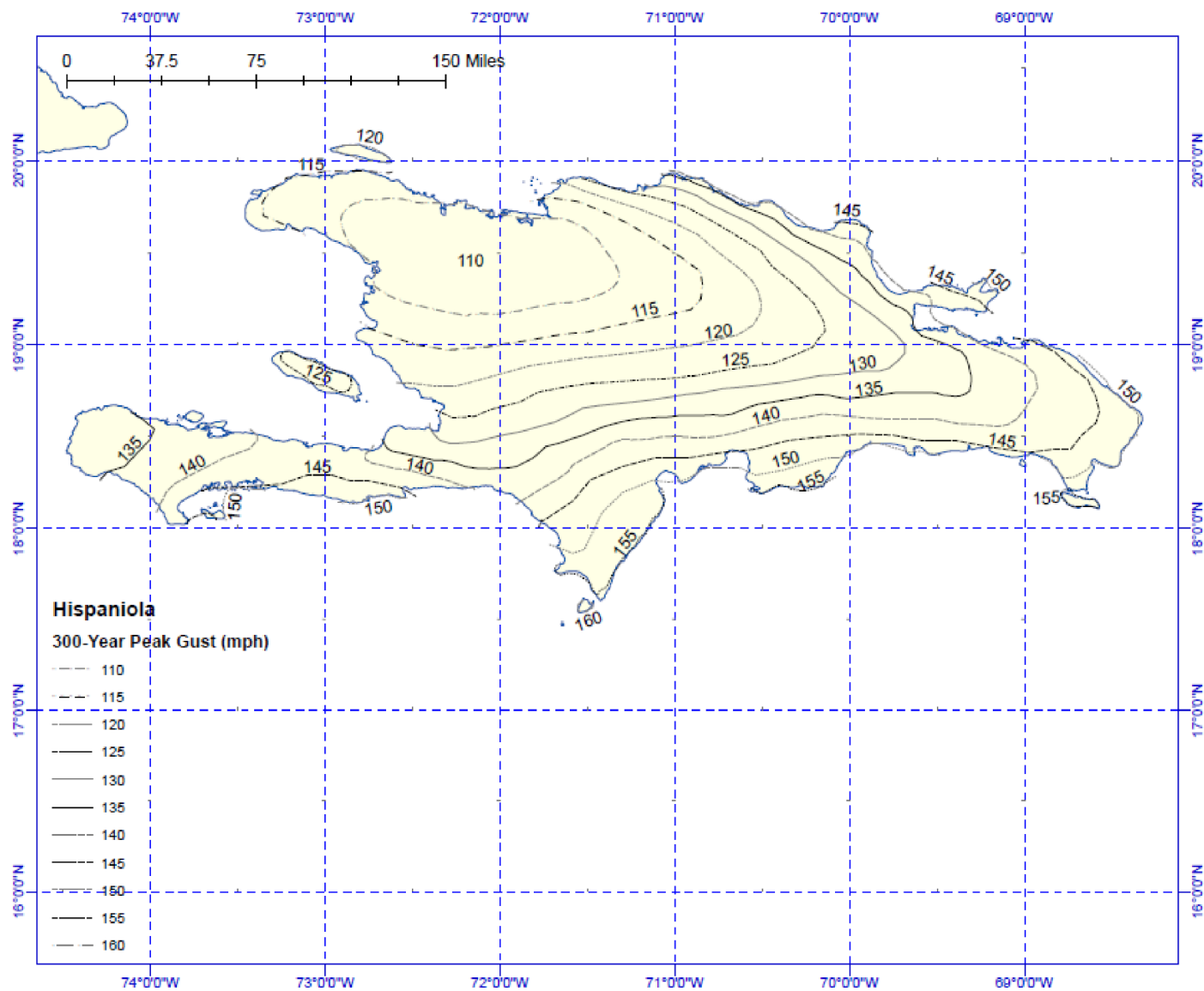


Figure A8.1-1 Contours des vitesses de vent prévues pour la période de retour de 300 ans (mph) à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat et dégagé

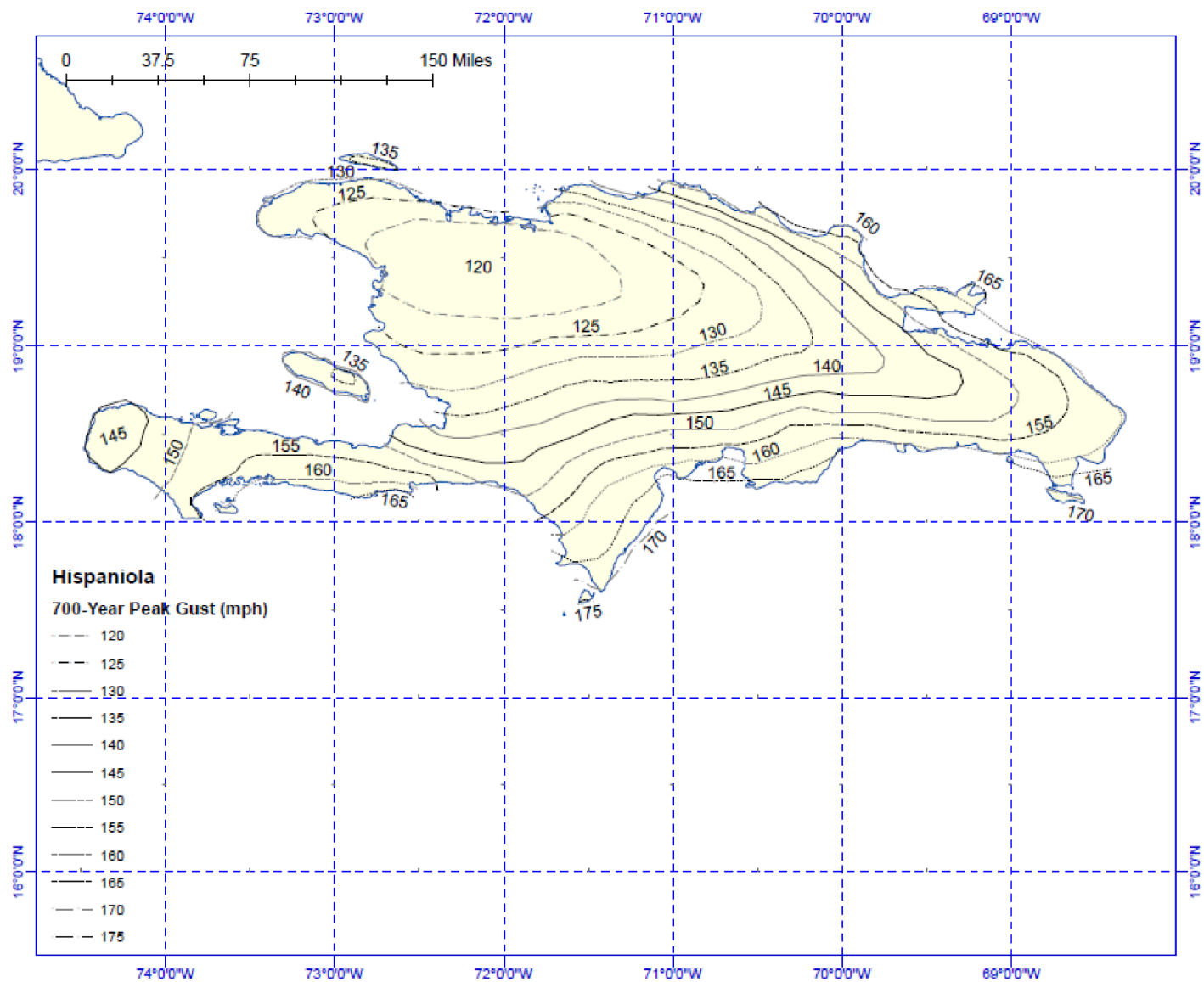


Figure A8.1-2 Contours des vitesses de vent prévues pour la période de retour de 700 ans (mph) à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat et dégagé

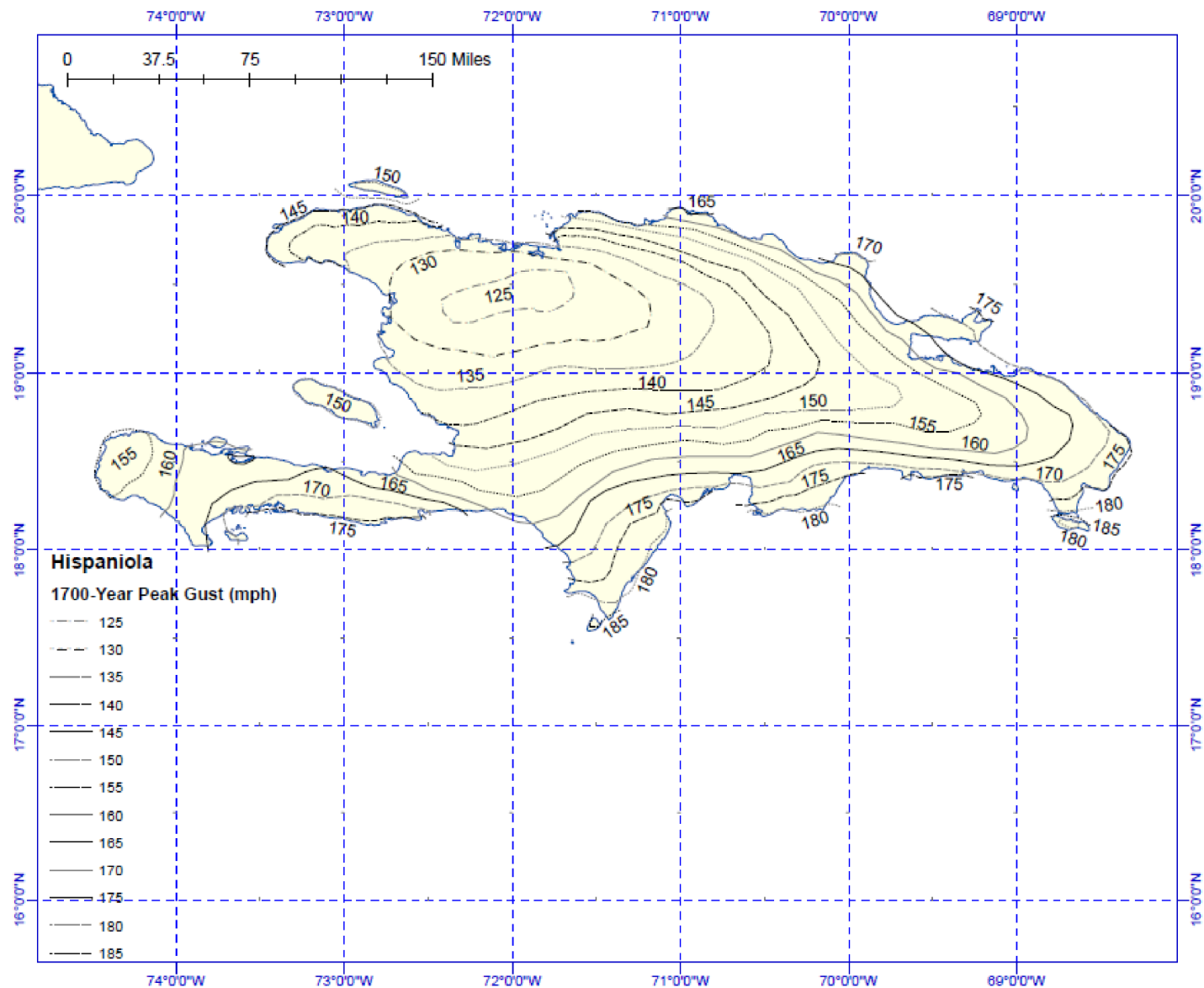


Figure A8.1-3 Contours des vitesses de vent prévues pour la période de retour de 1700 ans (mph) à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat et dégagé

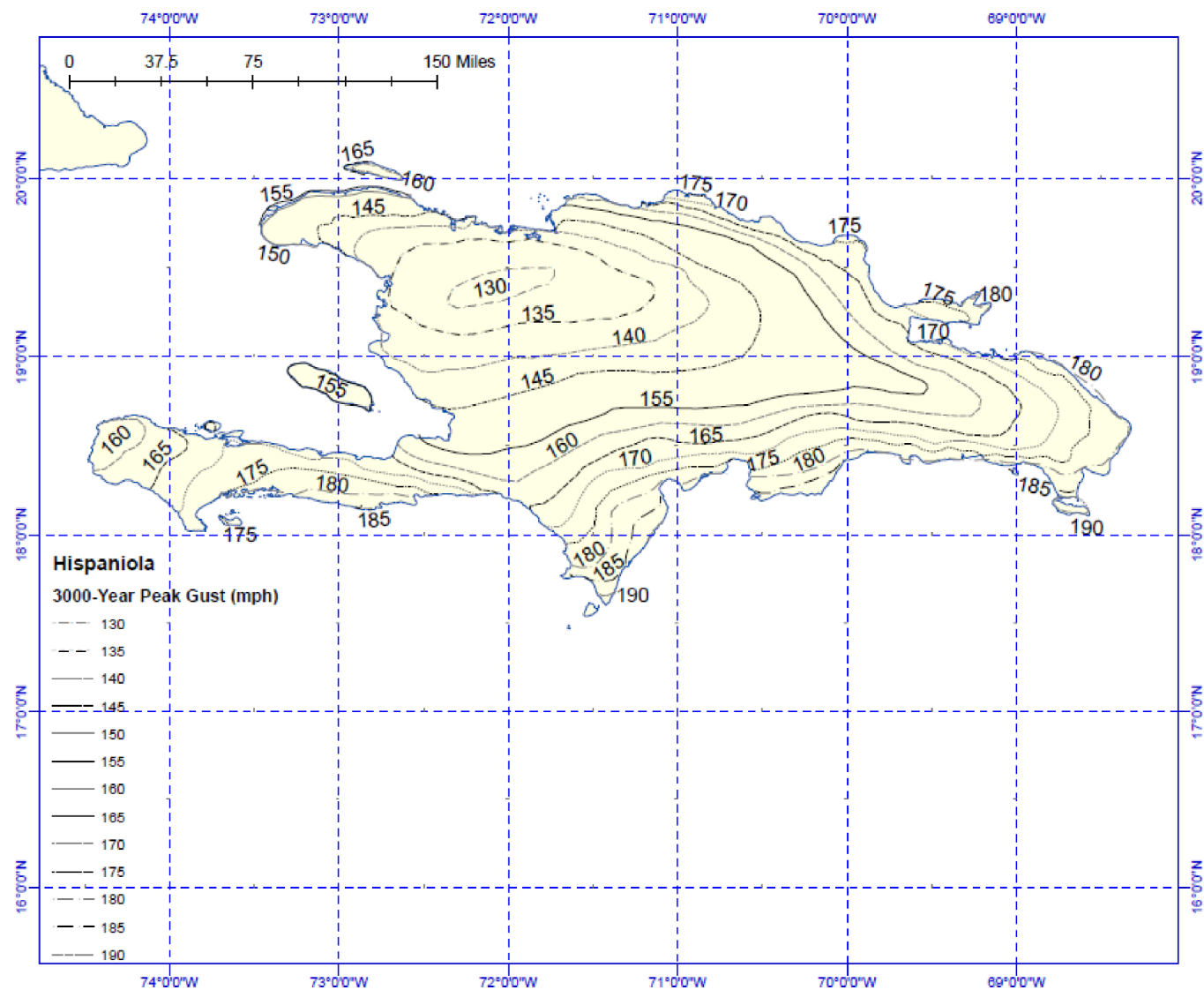


Figure A8.1-4 Contours des vitesses de vent prévues pour la période de retour de 3000 ans (mph) à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat et dégagé



Figure A.8.1-5 Contours des vitesses de vent prévues pour une période de retour de 700 ans (mph) à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat et dégagé, superposés à Google Maps : sud d'Haïti



Figure A8.1-6 Contours des vitesses de vent prévues pour la période de retour de 700 ans (mph) à une hauteur de 10m au-dessus d'un terrain plat et ouvert, superposés sur Google Maps : nord d'Haïti

Tableau A.8.1-1 Vitesses du vent par ville

VILLE	LATITUDE (N)	LONGITUDE (W)	ZONE DE CONCEPTION DU VENT	VITESSE DU VENT (mph)	VITESSE DU VENT (m/s)
Cap-Haïtien	19.7366	-72.2088	I	125	55.9
Gonaïves	19.4472	-72.6845	I	120	53.6
Hinche	19.1408	-72.0113	II	125	55.9
Jacmel	18.2364	-72.5383	IV	165	73.8
Jeremie	18.6412	-74.1144	III	150	67.1
Leogane	18.5121	-72.6335	III	145	64.8
Les Cayes	18.2069	-73.7595	IV	155	69.3
Mirebalais	18.8431	-72.1141	II	130	58.1
Miragoâne	18.444889	-73.08925	IV	155	69.3
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	III	140	62.6
Port-au-Prince	18.5380	-72.3253	III	140	62.6
Port-de-Paix	19.9397	-72.8307	I	130	58.1
St. Marc	19.1060	-72.6957	I	125	55.9
Saint-Raphaël	19.4386	-72.1987	I	120	53.6

Remarque :

Les valeurs de latitude et de longitude utilisées ici diffèrent légèrement de celles utilisées pour les paramètres d'accélération sismique dans A.8.2.

A.8.2 Risque sismique pour les nouvelles constructions

Les données sur l'aléa sismique utilisées dans la CNBH 2025 font référence au même rapport USGS que la CNBH 2012, modifié pour être compatible avec l'ASCE 7-16. Les modifications sont décrites à la section A.8.3 et comprennent l'application du facteur de correction de la direction maximale (F_{MD}) :

$F_{MD} = 1,1$ pour une augmentation de 10 % des accélérations spectrales $\leq 0,2$ seconde.

S'applique à PGA et S_s .

$F_{MD} = 1,3$ pour une augmentation de 30 % de l'accélération spectrale = 1,0 seconde.
S'applique à S_1 .

$F_{MD} = 1,5$ pour une augmentation de 50 % des accélérations spectrales $\geq 5,0$ secondes.

Non utilisé ici.

Le tableau A.8.2-1 résume les paramètres de l'aléa de 2 % sur 50 ans (PGA, S_s et S_1) pour différentes villes d'Haïti. Les valeurs de S_s sont les mêmes que celles présentées dans la Partie II, Section 0.7.2.

Les figures 0.4.5.a, b et c de la CNBH 2012 présentent des cartes montrant les accélérations maximales du sol (PGA) et spectrales (0,2s et 1,0s) pour le niveau d'aléa de 2 % en 50 ans.

Source : *CODE NATIONAL DU BÂTIMENT D'HAÏTI, Edition Janvier 2013. Section 0.4.5.*

Préparé pour : Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC)

Ces cartes sont reproduites dans les figures A.8.2-1, A.8.2-2 et A.8.2-3 , 2 et 3. Les cartes n'incluent pas les ajustements F_{MD} .

Les figures de la carte CNBH 2012 ne correspondent pas directement aux figures du rapport USGS. Les données présentées dans les cartes et les tableaux de la CNBH 2012 diffèrent également légèrement de celles fournies dans les fichiers de données sous-jacents. Cela indique qu'un travail supplémentaire a pu être effectué pour développer les chiffres du CNBH 2012, ou qu'un autre lissage/arrondissement a pu avoir lieu. Les valeurs de la CNBH 2012 sont supposées prévaloir.

La section A.8.4 comprend des cartes et des tableaux générés directement à partir des fichiers de données de l'USGS pour différents niveaux de dureté, y compris 2 % en 50 ans. Ceci inclut un résumé des principales différences.

Tableau A.8.2-1 2025 CNBH Part II Provisions : Paramètres de conception sismique par ville

Ville et emplacement			Tableau tiré de CNBH 2012 :			Valeurs révisées pour 2025 CNBH		
Nom de la ville	Latitude	Longitude	PGA (g)	Ss (g)	S1 (g)	PGA (g) = 2012-Ss x Fmd = 1.1	Ss (g) = 2012-Ss x Fmd = 1,1	S1 (g) = 2012-Ss x Fmd = 1,3
Cap-Haïtien	19.7562	-72.1997	0.66	1.51	0.58	0.726	1.66	0.75
Gonaïves	19.45	-72.6833	0.35	0.81	0.29	0.385	0.89	0.38
Hinche	19.1434	-72.0039	0.36	0.88	0.33	0.396	0.97	0.43
Jacmel	18.2381	-72.5341	0.34	0.81	0.29	0.374	0.89	0.38
Jérémie	18.65	-74.1167	0.26	0.62	0.22	0.286	0.68	0.29
Leogane	18.5108	-72.6339	0.55	1.42	0.49	0.605	1.56	0.64
Les Cayes	18.2	-73.75	0.40	0.99	0.33	0.44	1.09	0.43
Miragoâne	18.444889	-73.08925	0.68	1.60	0.57	0.748	0.75	0.73
Mirebalais	18.8333	-72.1053	0.77	2.05	0.61	0.847	2.26	0.79
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	0.85	1.79	0.67	0.935	1.97	0.87
Port-au-Prince	18.5393	-72.3364	0.68	1.57	0.58	0.748	1.73	0.75
Port-de-Paix	19.9397	-72.8312	0.81	1.54	0.59	0.891	1.69	0.77
St. Mark's	19.1089	-72.6976	0.55	1.44	0.44	0.605	1.58	0.57
Saint-Raphaël	19.4392	-72.1997	0.35	0.80	0.31	0.385	0.88	0.40

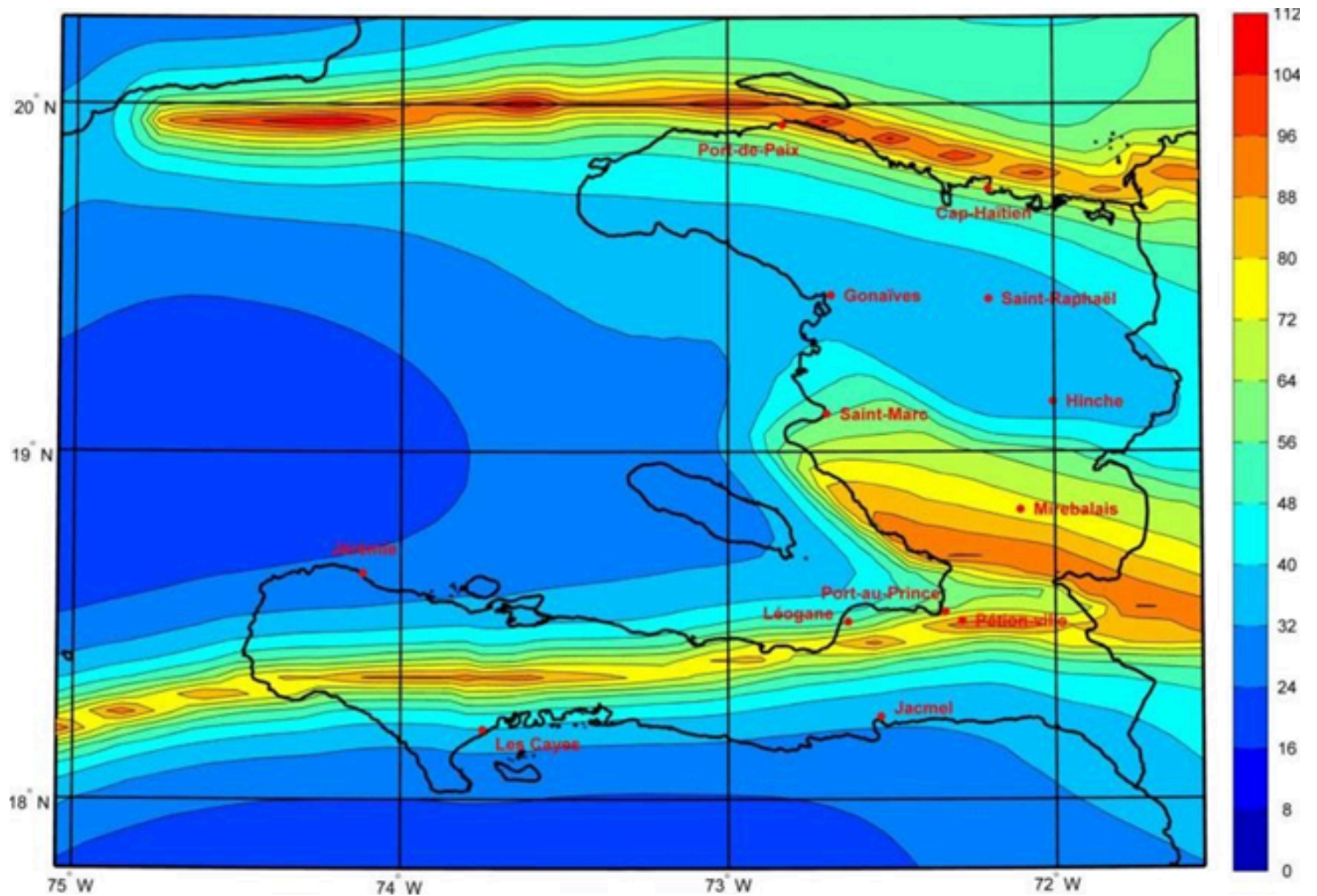


Figure A.8.2-1 Accélération maximale du sol (PGA, %g) pour 2 % de probabilité de dépassement en 50 ans, sans aléa de réplique (USGS)

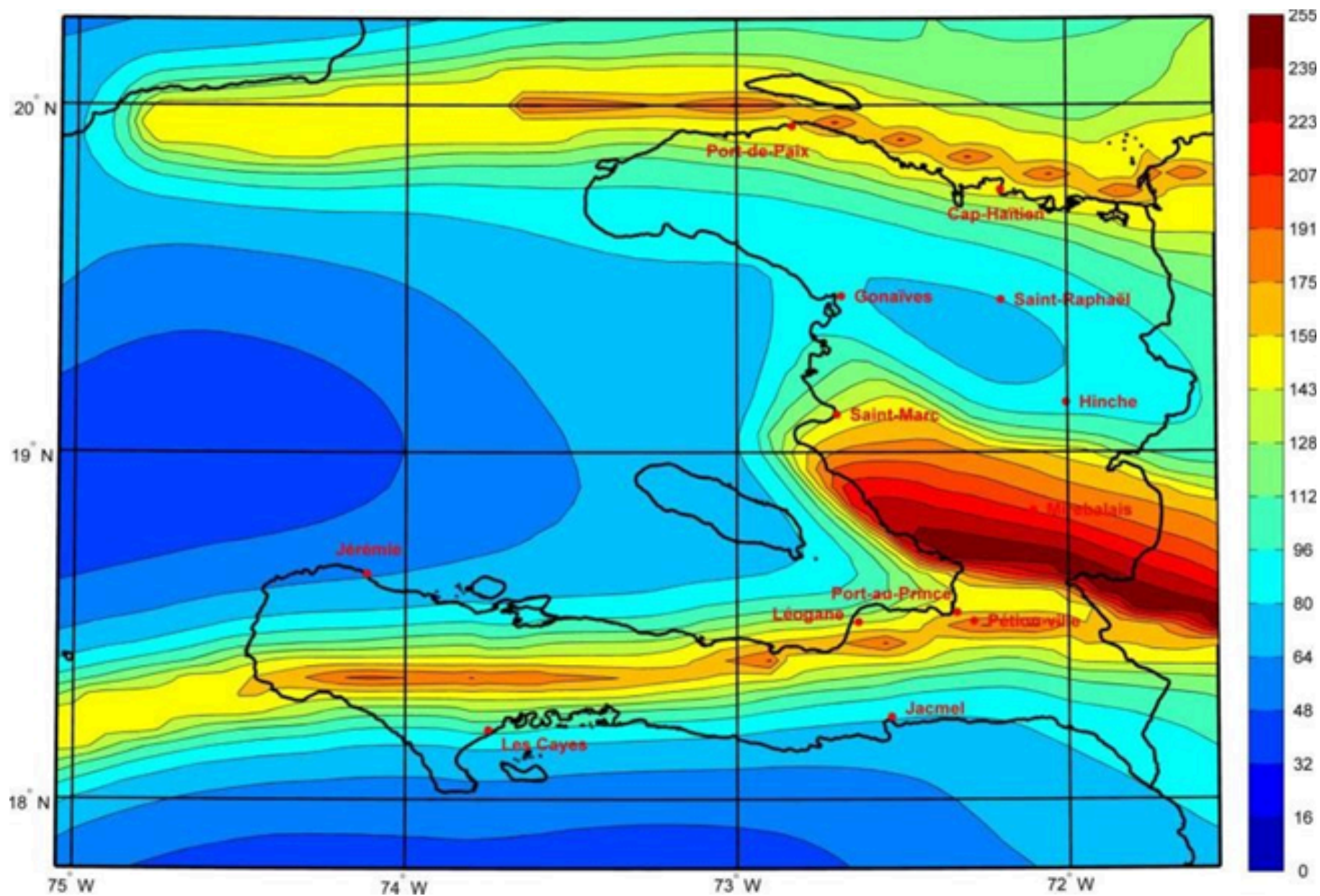


Figure A.8.2-2 Spectre d'accélération pour une période de 0,2 s, pour 2 % de probabilité de dépassement dans 50 ans.
Valeurs de dimensionnement (données USGS)

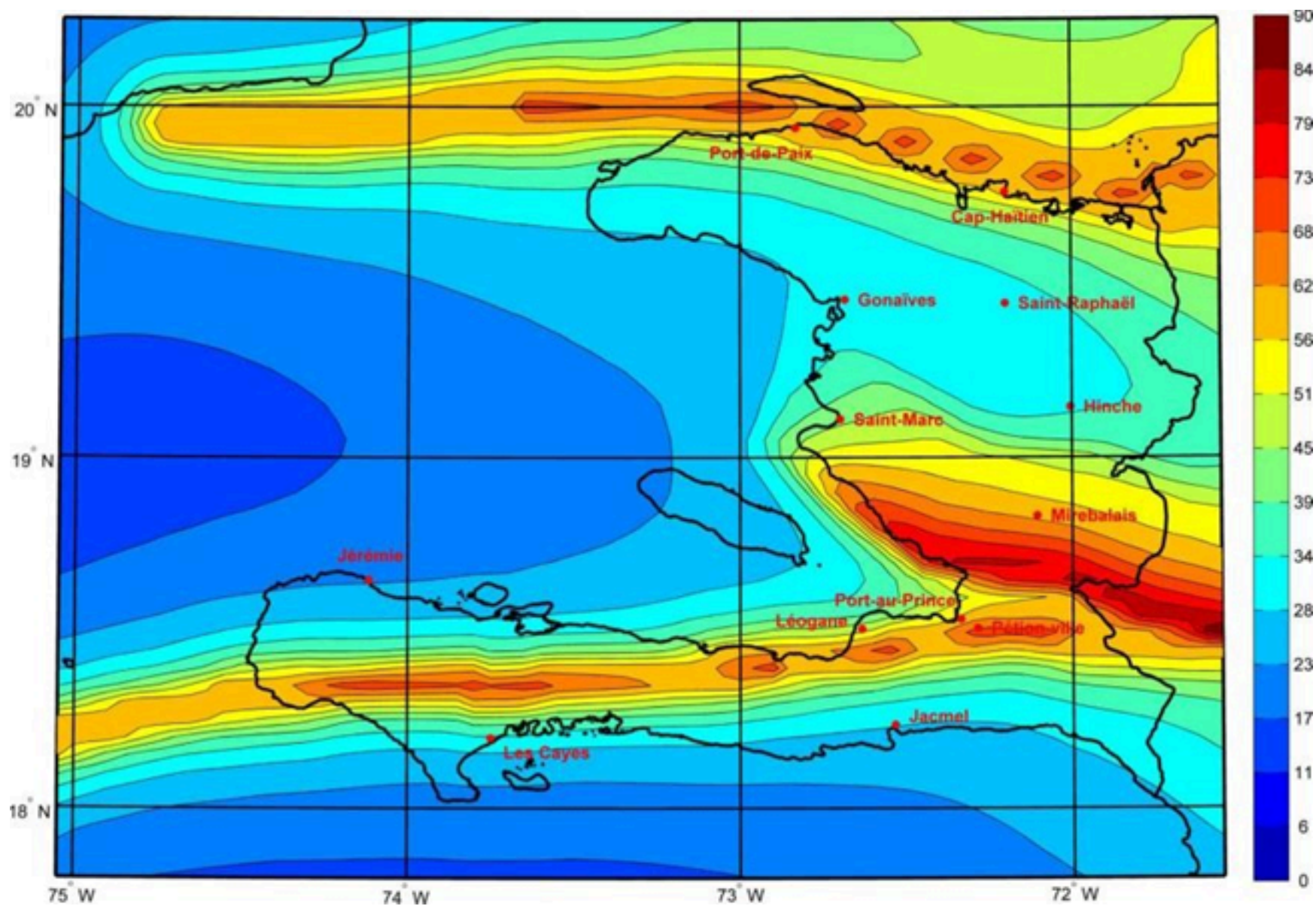


Figure A.8.2-3 Spectre d'accélération pour une période de 1,0 s, pour 2 % de probabilité de dépassement dans 50 ans. Valeurs de dimensionnement (données USGS)

A.8.3 Risque sismique pour les nouvelles constructions Commentaire

Contexte

Cette annexe décrit le processus utilisé pour adapter les données sur l'aléa sismique utilisées dans le CNBH 2012 afin qu'elles soient compatibles avec la norme ASCE 7-16 à laquelle il est fait référence dans la CNBH 2025.

La section 0.4.5 de CNBH 2012 présente des données sur l'aléa sismique basées sur l'étude suivante :

Frankel, Arthur, Harmsen, Stephen, Mueller, Charles, Calais, Eric, et Haase, Jennifer (2010). *Documentation pour les cartes initiales d'aléas sismiques pour Haïti : U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1067, 12 p.* ([URL](https://pubs.usgs.gov/of/2010/1067/))
<https://pubs.usgs.gov/of/2010/1067/>

Les données sources de l'étude sont disponibles [ici](https://www.sciencebase.gov/catalog/item/5e30a2d9e4b0a79317d62749).

<https://www.sciencebase.gov/catalog/item/5e30a2d9e4b0a79317d62749>

L'étude USGS de 2010 a été réalisée immédiatement après le tremblement de terre dévastateur du 12 janvier 2010. Elle a fourni des informations précieuses sur les risques sismiques aux ingénieurs et aux planificateurs pour le processus de récupération et de reconstruction. Elle a été publiée pour la première fois le 2 avril 2010, moins de trois mois après le tremblement de terre. Il s'agit d'un délai très court pour une étude de cette ampleur, ce qui témoigne de l'urgence et du dévouement des auteurs. L'étude de 2010 sur l'aléa sismique en Haïti n'a pas été mise à jour pour la rédaction du CNBH 2025, bien qu'il soit recommandé de le faire à l'avenir.

Le CNBH 2012 se réfère au Code international du bâtiment (IBC) 2009 et au Code résidentiel international (IRC) comme principaux codes de référence dans la section 0.2. L'IBC 2009 renvoie à la norme ASCE 7-05 pour les exigences en matière de conception des risques et des structures. D'autres références à l'ASCE 7-05 et à l'IBC 2009 sont faites dans la section 0.4 du CNBH sur les risques sismiques et éoliens.

À l'époque de l'étude USGS de 2010, les développeurs de l'ASCE 7-10 ont apporté plusieurs modifications aux cartes probabilistes des aléas nationaux des États-Unis développées par la communauté sismologique afin de créer les cartes des aléas sismiques de l'ASCE 7-10 utilisées par les ingénieurs, y compris les suivantes :

1. La méthode de calcul des accélérations du mouvement du sol est passée de la moyenne géométrique (ASCE 7-05 et antérieures) à la direction maximale (ASCE 7-10 et ultérieures).
2. Des mouvements de terrain déterministes ont été introduits, qui plafonnent les accélérations spectrales élevées à proximité des failles connues. L'accélération de la réponse spectrale déterministe a été calculée comme une accélération de la réponse spectrale amortie de 5 % au 84e centile dans la direction de la réponse horizontale maximale. Le plafond déterministe a été introduit dans la norme ASCE 7-02, en même temps que la base du mouvement du sol de conception (DBE) a été modifiée, passant de 10 % en 50 ans à deux tiers de 2 % en 50 ans.

3. Les mouvements du sol du tremblement de terre maximal considéré (MCE_R) ont été introduits en fonction du risque. Il s'agit d'un changement par rapport au spectre uniforme des risques (UHS) qui avait été utilisé comme spectre cible dans la pratique de conception au cours des deux dernières décennies. La principale différence entre le spectre MCE_R et le spectre UHS de 2 % en 50 ans est que le spectre MCE_R est modifié par un coefficient de risque pour produire un risque d'effondrement de 1 % en 50 ans pour les sites qui ne sont pas situés à proximité d'une faille active. Pour les sites proches d'une faille active, les mouvements déterministes du sol sont contrôlés et le MCE_R produit un risque d'effondrement supérieur à 1% en 50 ans. L'introduction de mouvements de terrain ciblés sur le risque dans la norme ASCE 7-10 représente un effort supplémentaire pour égaliser le risque à travers les États-Unis, qui englobent un large éventail de régions d'aléas sismiques.

Ces changements, introduits dans l'ASCE 7-10, se sont poursuivis dans l'ASCE 7-16, qui est la norme de référence pour l'IBC 2021 et la base de la CNBH 2025. Ces changements sont conservés dans la norme ASCE 7-22, qui introduit également un nouveau spectre de réponse multi-période avec des coefficients de site intégrés. Ces modifications de l'ASCE 7-22 n'ont pas d'incidence directe sur les questions présentées ici.

Les raisons des différences entre les cartes nationales des risques sismiques des États-Unis de 2008 et celles de la norme ASCE 7-10 sont complexes et interdépendantes. Toutefois, il est entendu que la motivation première de la modification de la direction maximale (point 1) était de compenser les réductions significatives résultant de l'introduction des relations NGA. En d'autres termes, les réductions NGA ont motivé une réévaluation de la base de l'aléa sismique, ce qui a conduit à passer de la moyenne géométrique à la direction maximale. D'un point de vue qualitatif, cela a permis de préserver la continuité de la conception des bâtiments en fonction des attentes générales des ingénieurs et de l'observation des performances lors de tremblements de terre antérieurs. Cette pratique se poursuit encore aujourd'hui (ASCE 7-16 et 7-22).

Il est important de noter que l'ASCE 7-10 a introduit un nombre inhabituel de changements complexes, interdépendants et controversés dans la base des risques sismiques. La connaissance et la compréhension de ces changements par l'industrie n'étaient pas très répandues. Cependant, lorsque la norme ASCE 7-16 est arrivée, la situation s'était considérablement clarifiée. L'étude de 2010 sur l'aléa sismique en Haïti ne sera pas mise à jour dans le cadre de ce projet, bien qu'il soit recommandé de la réaliser à l'avenir.

L'étude d'aléa sismique de 2010 de l'USGS est donc analogue aux cartes nationales d'aléa sismique de 2008 des États-Unis, et par conséquent, certaines étapes supplémentaires pour passer de l'étude d'aléa sismique initiale de l'USGS à des "cartes compatibles avec l'ASCE 7-16" doivent être réalisées, elles sont décrites ci-dessous.

A.8.3.1 Utilisation des relations NGA et de la direction maximale par rapport à la moyenne géométrique

Les relations NGA (Next Generation Attenuation Relationships) sont des équations actualisées de prévision des mouvements du sol développées par le Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Ces relations, qui utilisent un ensemble de données plus large et plus récent d'enregistrements de mouvements du sol, sont essentielles pour estimer comment les secousses sismiques s'atténuent à travers la croûte terrestre. Les relations NGA ont été adoptées dans la norme ASCE 7-10, améliorant la précision des estimations des risques à des fins de conception en réduisant les conceptions trop conservatrices dans certaines régions et en assurant une meilleure protection dans d'autres.

Dans la section de référence du rapport de l'USGS, il est fait mention de l'utilisation des relations d'atténuation de la prochaine génération (NGA). C'était approprié, car ces relations étaient à la pointe du progrès à l'époque et ont été utilisées pour élaborer les [cartes d'aléas sismiques américaines de 2008](https://pubs.usgs.gov/publication/ofr20081128) (<https://pubs.usgs.gov/publication/ofr20081128>), qui ont à leur tour servi de base aux cartes d'aléas sismiques de l'ASCE 7-10 et de l'IBC 2012.

Comme décrit ci-dessus, avant la norme ASCE 7-10, les cartes de risques sismiques utilisaient généralement la *moyenne géométrique* de deux composantes orthogonales du mouvement horizontal du sol. À partir de la norme ASCE 7-10, l'industrie a décidé d'utiliser la *direction maximale* du mouvement du sol, représentant la secousse maximale dans n'importe quelle direction. Cette augmentation est définie comme le facteur de correction de la direction maximale, F_{MD} .

Ces facteurs sont fournis dans la section [H]1613.2.3 de la partie 1 du CNBH de 2025 : Document d'application du code et également dans la section 0.7.2 de la PARTIE 2 : Directives pour les petits bâtiments. Il convient de noter que les données cartographiques de la CNBH 2012 n'ont pas été modifiées et que F_{MD} doit donc être appliqué aux valeurs lues sur les cartes.

A.8.3.2 Plafonds déterministes dans les régions proches des failles

Le rapport 2010 de l'USGS ne traite pas non plus des plafonds déterministes dans les régions proches des failles. Ces plafonds auraient normalement été mis en œuvre séparément dans le cadre du processus d'élaboration des cartes d'aléas sismiques de l'ASCE 7. La mise en œuvre de ces plafonds dans la CNBH 2025 réduirait probablement certaines des valeurs maximales de l'aléa le long des failles majeures.

Cette étude pourrait être réalisée séparément pour les principaux systèmes de failles identifiés dans le rapport 2010, puisqu'il s'agit d'un processus d'évaluation faille par faille. Cependant, d'autres failles ont été identifiées et mieux caractérisées depuis 2010, il est donc plus logique de réaliser cette étude dans le cadre de la mise à jour de l'aléa sismique global d'Haïti à l'avenir. Lorsque ces informations seront disponibles, les cartes d'aléa sismique de la CNBH pourront être mises à jour et publiées par le MTPTC en tant que mise à jour intermédiaire ou en tant qu'errata, plutôt que d'attendre un futur cycle de mise à jour de la CNBH.

A.8.3.3 Facteurs d'ajustement ciblés sur le risque

Les normes ASCE 7-10 et ASCE 7-16 intègrent des mouvements de terrain ciblés sur le risque, qui ajustent les données probabilistes sur les aléas afin de garantir un risque d'effondrement plus uniforme. Ces mouvements de terrain ciblés sur le risque n'ont pas été inclus dans le rapport 2010 de l'USGS, et on ne s'attendait pas à ce qu'ils le soient, et leur développement pour Haïti nécessiterait des efforts considérables.

Certains éléments indiquent que les facteurs d'ajustement pour Haïti sont probablement proches de l'unité. Les facteurs pour l'ouest des États-Unis se situent généralement entre 0,9 et 1,0, et sont proches de 1,0 pour Porto Rico.

Clarke, R.P., a déterminé les facteurs d'ajustement des risques pour divers territoires des Caraïbes en 2019, notamment Trinité-et-Tobago, la Dominique, Antigua et la Barbade. Les valeurs varient de 1,03 à 1,11 pour C_{RS} , et de 1,02 à 1,19 pour C_{R1} . Notez qu'Haïti est sismologiquement différent de cette région, de sorte que ces valeurs ne sont pas directement applicables.

Clarke, R.P. (2019), *Computation of Risk Coefficients (CRS, CR1) for Obtaining Risk-Targeted Earthquake Hazard Values for Several Caribbean Territories*, The West Indian Journal of Engineering Vol.42, No.1, July 2019, pp.4-11, ([URL](https://www.preventionweb.net/publication/computation-risk-coefficients-crs-cr1-obtaining-risk-targeted-earthquake-hazard-values))

<https://www.preventionweb.net/publication/computation-risk-coefficients-crs-cr1-obtaining-risk-targeted-earthquake-hazard-values>

Nous ne recommandons pas d'entreprendre une étude séparée des facteurs d'ajustement du risque spécifiques à Haïti avant que l'aléa sismique national global d'Haïti ne soit réévalué. Nous recommandons que les facteurs d'ajustement du risque soient considérés comme une composante d'une étude future. Si des experts qualifiés jugent que les facteurs sont probablement proches de l'unité, il peut être raisonnable d'y renoncer.

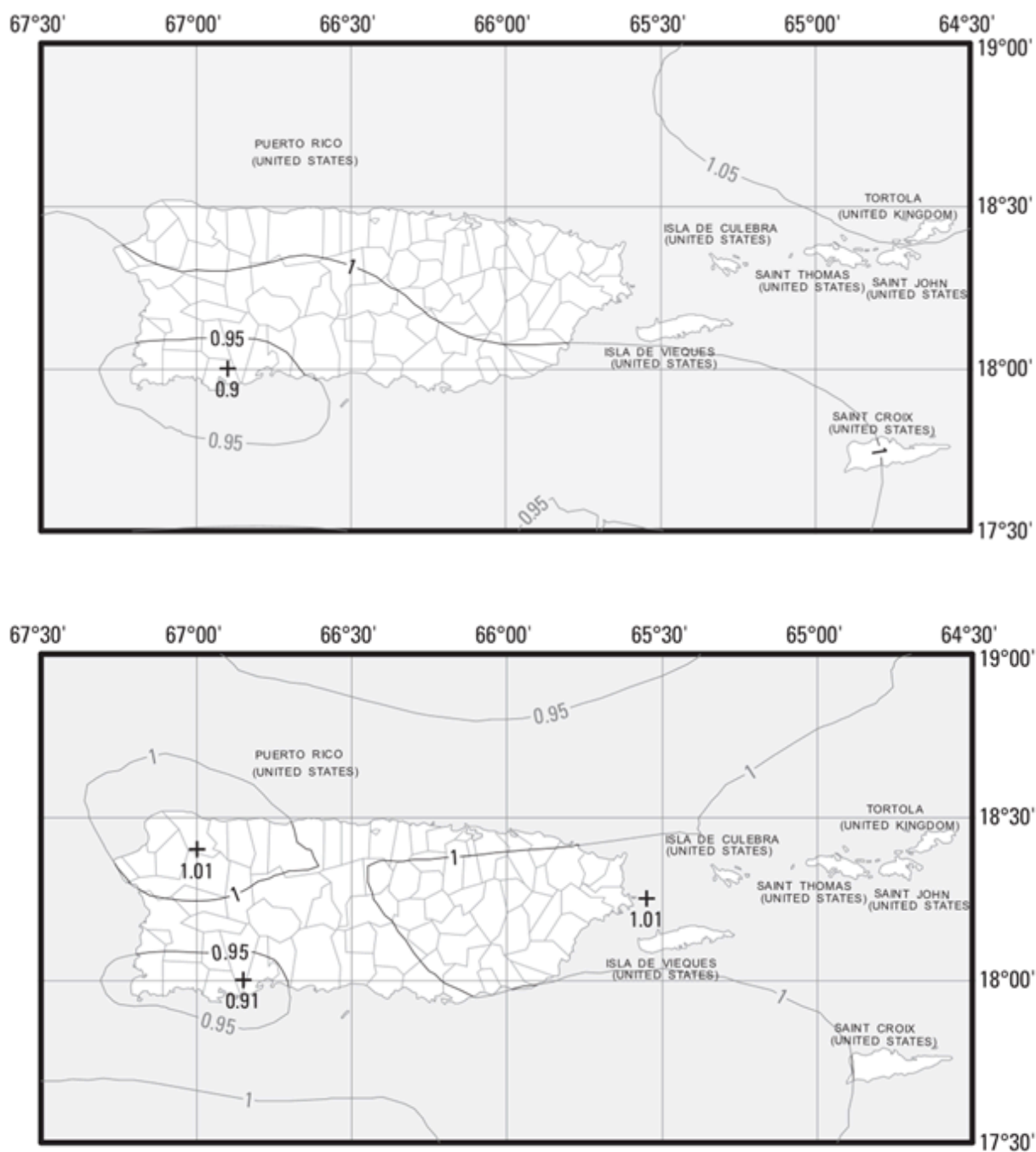


Figure A.8.3.3-1 $C_{(RS)}$ (en haut) et $C_{(R1)}$ (en bas) Facteurs d'ajustement du risque de l'ASCE 7-16 pour Porto Rico - fournis à titre d'exemple.

A.8.3.4 Coefficients de site révisés pour la classe de site dans ASCE 7-16

Les cartes nationales d'aléas sismiques des États-Unis élaborées par l'USGS sont applicables aux sites situés à la limite des classes de sites B et C ($v_s = 760$ m/s). C'est le cas depuis 1996, mais à partir de l'ASCE 7-16, ces sites sont désormais plus clairement identifiés comme tels.

Malgré cela, les coefficients de site de l'ASCE 7-10 et des versions antérieures étaient référencés à 1,0 pour la classe de site B ($v_s = 1050$ m/s). Ce conflit a été résolu dans l'ASCE 7-16 dans le cadre d'une mise à jour plus large des coefficients de site. Extrait du commentaire des dispositions du NEHRP 2015, section C11.4.3 (p. 190) :

"La motivation pour les révisions de ces coefficients de site comprend (Seyhan et Stewart, 2012) :

- (1) la mise à jour de la condition du site de référence utilisé pour les facteurs afin de correspondre à la condition sur les cartes nationales, qui est $v_s = 760$ m/s (2500 ft/s) ;*
- (2) l'incorporation dans les facteurs des gains substantiels de connaissances (provenant en grande partie d'une énorme augmentation des données disponibles) sur la réponse du site au cours des deux dernières décennies".*

Le tableau des coefficients de site à courte période (F_a) et à longue période (F_v), pour différentes classes de sites, est présenté ci-dessous pour ASCE 7-05 et ASCE 7-16 à des fins de comparaison. Le coefficient de site à courte période est plus applicable pour la plupart des constructions en Haïti, en particulier pour les structures conçues conformément aux dispositions de la partie 2.

Notez que la ligne de base $F_a = 1.0$ est passée de B à entre B et C (limite BC). Les coefficients de site mis à jour ont été adoptés dans la CNBH 2025 dans le cadre de l'ASCE 7-16 via l'IBC 2021.

La section 11.4.2 de l'ASCE 7-05 autorise l'utilisation de la classe de site D par défaut (sauf si l'on sait qu'il existe des sols plus tendres). Les sections 11.4.3 et 11.4.4 de l'ASCE 7-16 autorisent également l'utilisation de la classe de site D à condition que l'on suppose que $F_a = 1,2$ (les valeurs de pointe de F_a de la classe de site C).

Une grande partie d'Haïti a des valeurs S_s autour ou au-dessus de 1,0 g, ce qui signifie que pour les hypothèses de classe de site D par défaut, la valeur de F_a a augmenté de $F_a = 1,0$ -1,1 dans ASCE 7-05 à $F_a = 1,2$ dans ASCE 7-16.

Si la classe de site C est connue (ce qui est relativement courant en Haïti), le changement serait similaire, de $F_a = 1.0$ dans ASCE 7-05 à $F_a = 1.2$.

Les figures A.8.3.4-1 et 2 comparent les coefficients de site F_a et F_v de l'IBC 2009 (ASCE 7-05) et de l'IBC 2021 (ASCE 7-16). Les valeurs de F_a et F_v de l'ASCE 7-10 sont identiques à celles de l'ASCE 7-05.

TABLEAU 1613.5.3(1)
VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_a^a

CLASSE DE SITE	ACCÉLÉRATION DE RÉPONSE SPECTRALE CARTOGRAPHIÉE À COURTE PÉRIODE				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à courte période, S_s .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.7 de l'ASCE 7.

TABLEAU 1613.5.3(2)
VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_v^a

CLASSE DE SITE	ACCÉLÉRATION DE RÉPONSE SPECTRALE CARTOGRAPHIÉE À LA PÉRIODE D'UNE SECONDE				
	$S_s < 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à une période de 1 seconde, S_1 .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.7 de l'ASCE 7.

Figure A.8.3.4-1 Coefficients de site de l'IBC 2009, F_a et F_v (d'après ASCE 7-05)

TABLE 1613.2.3(1)
VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_a^a

CLASSE DE SITE	RISQUE CARTOGRAPHIÉ CIBLÉ SÉISME MAXIMAL CONSIDÉRÉ (MCE_R) RÉPONSE SPECTRALE PARAMÈTRE D'ACCÉLÉRATION À COURTE PÉRIODE					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	Note b	Note b	Note b
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à courte période, S_s .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.8 de l'ASCE 7.

TABLEAU 1613.2.3(2)
VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE F_v^a

CLASSE DE SITE	RISQUE CARTOGRAPHIÉ SÉISME MAXIMAL ENVISAGÉ (MCE_R) RÉPONSE SPECTRALE PARAMÈTRE D'ACCÉLÉRATION À UNE PÉRIODE DE 1 SECONDE					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^c	2.0 ^c	1.9 ^c	1.8 ^c	1.7 ^c
E	4.2	3.3 ^c	2.8 ^c	2.4 ^c	2.2 ^c	2.0 ^c
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

- a. Utiliser l'interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de l'accélération de la réponse spectrale cartographiée à une période de 1 seconde S_1 .
b. Les valeurs doivent être déterminées conformément à la section 11.4.8 de l'ASCE 7.
c. Voir les exigences relatives aux mouvements du sol spécifiques au site dans la section 11.4.8 de l'ASCE 7.

Figure A.8.3.4-2 2021 Coefficients de site de l'IBC, F_a et F_v (d'après ASCE 7-16)

A.8.3.4 Changement de l'accélération sismique de calcul (S_{ds})

Les facteurs F_a de l'ASCE 7-16 sont significativement plus élevés pour les sites de classe C avec des S_s élevés (courants en Haïti). L'augmentation de $F_a = 1.0$ (ASCE 7-10) à $F_a=1.2$ (ASCE 7-16) affectera la plupart des bâtiments en Haïti. Cette augmentation est due à de nouvelles et meilleures recherches sur les amplifications du site, mais s'ajoute à l'augmentation de F_{MD} discutée ci-dessus.

Pour un bâtiment bas typique avec $S_s=1.79$ (Port-au-Prince), Classe de site C :

Selon CNBH 2012 (ASCE 7-05) :

$$S_{ds} = \frac{2}{3} \times (F_a=1.0) \times (S_s=1.79g) = \mathbf{1.19g}$$

Pour 2025 CNBH (ASCE 7-16) :

$$S_{ds} = \frac{2}{3} \times (F_a=1.2) \times (S_s=1.79g) \times (\text{max. dir.}=1.1) = \mathbf{1.58g (+32\%)}$$

La majeure partie de cette augmentation est due aux coefficients de site révisés dans la norme ASCE 7-16. Les structures plus hautes/flexibles ont une augmentation plus importante due à la direction maximale (1.3) mais généralement des augmentations moindres de F_v . Elles sont également moins courantes en Haïti.

Il est possible que certains ingénieurs en Haïti soient déjà passés à la norme ASCE 7-16 et aient donc adopté le facteur F_a plus élevé, réduisant ainsi l'ampleur du changement.

Il est peu probable que ce site d'exemple, et la majeure partie d'Haïti, bénéficient de réductions compensatoires significatives grâce à la mise en œuvre de plafonds ou de coefficients de risque déterministes, s'ils étaient disponibles aujourd'hui. De plus, l'amélioration des informations sur les failles existantes et les nouvelles failles identifiées depuis 2010 pourrait augmenter l'aléa sismique (bien qu'il s'agisse d'une hypothèse).

Des informations supplémentaires sont disponibles dans les 2015 NEHRP Provisions ([FEMA P-1050-1](#)) - Commentary Chapter 20 Seismic Ground Motion, p483.

<https://www.fema.gov/media-collection/nehrrp-recommended-seismic-provisions-new-buildings-and-other-structures-2015>

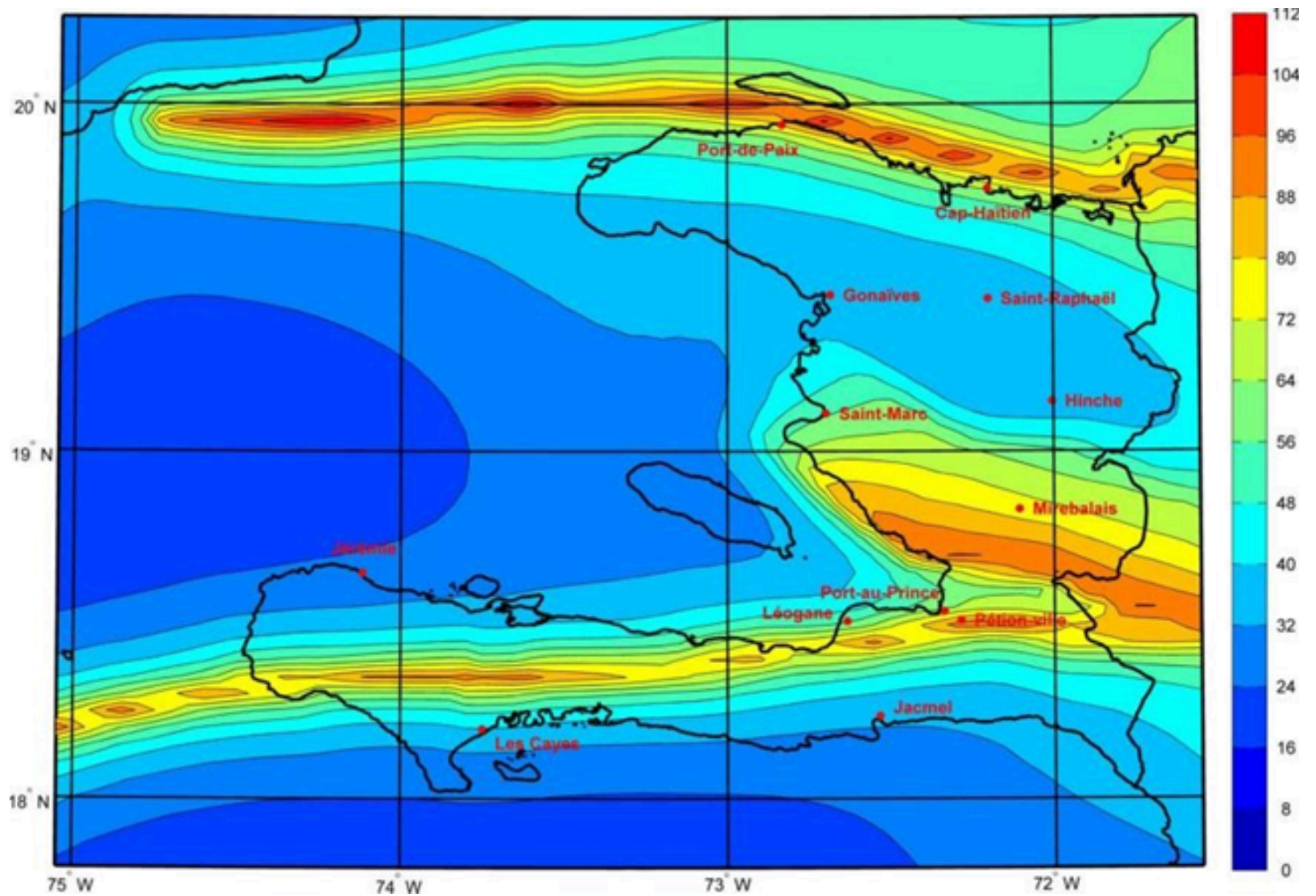


Figure A.8.2-1 Accélération maximale du sol (PGA, %g) pour 2 % de probabilité de dépassement en 50 ans, sans aléa de réplique (USGS)

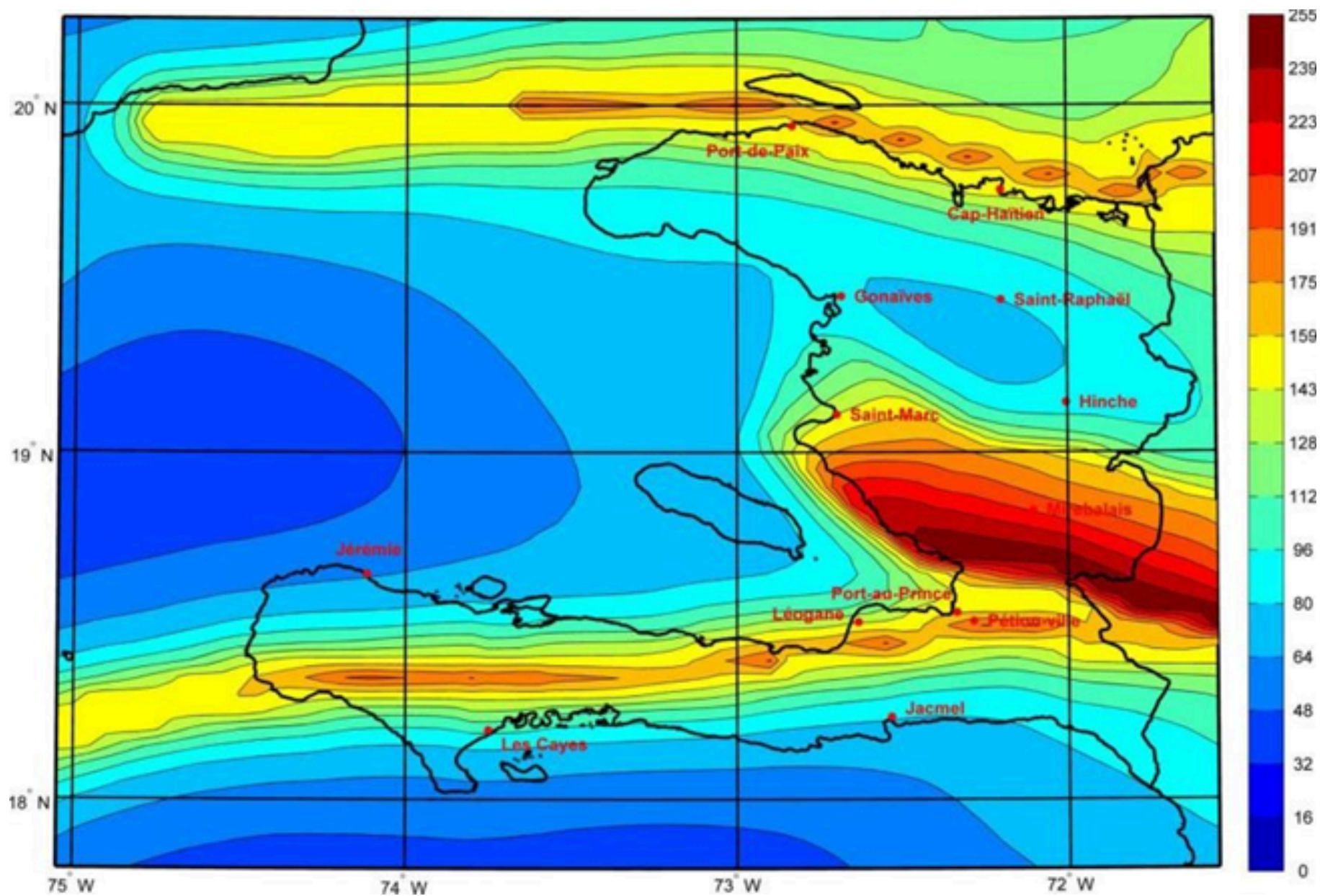


Figure A.8.2-2 Spectre d'accélération pour une période de 0,2 s, pour 2 % de probabilité de dépassement dans 50 ans.
Valeurs de dimensionnement (données USGS)

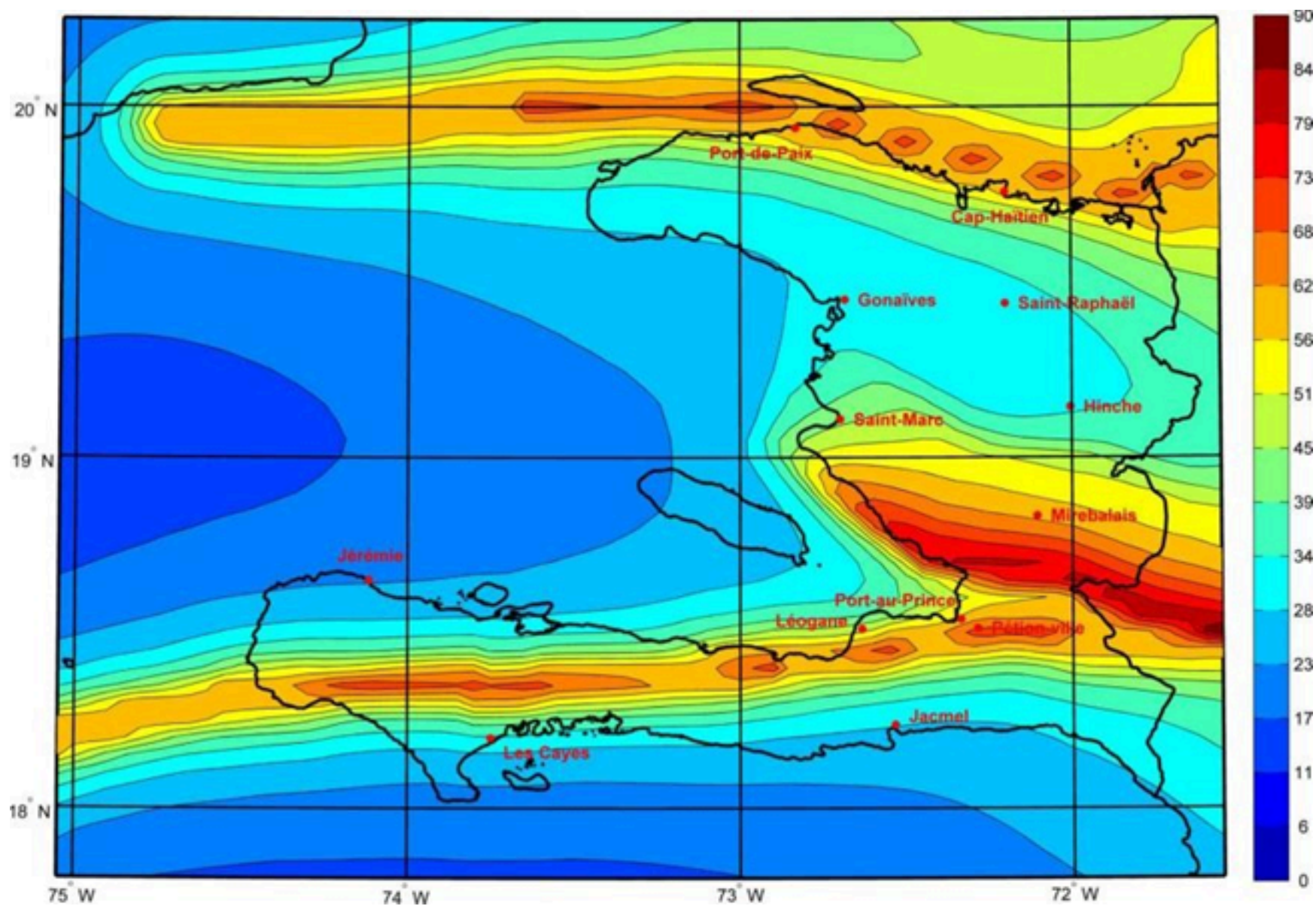


Figure A.8.2-3 Spectre d'accélération pour une période de 1,0 s, pour 2 % de probabilité de dépassement dans 50 ans.
Valeurs de dimensionnement (données USGS)

A.8.4 Risque sismique pour l'évaluation et la modernisation

A.8.5 Cartes des risques d'inondation

Les cartes suivantes sont extraites de cette source : *Atlas des menaces naturelles en Haïti*

Auteurs : Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM, France), Comité Interministériel d'Aménagement du Territoire (CIAT)

Préparé pour : Banque Mondiale (BM) et de la Facilité mondiale pour la prévention des risques de catastrophes et le relèvement (GFDRR, sigle en anglais).

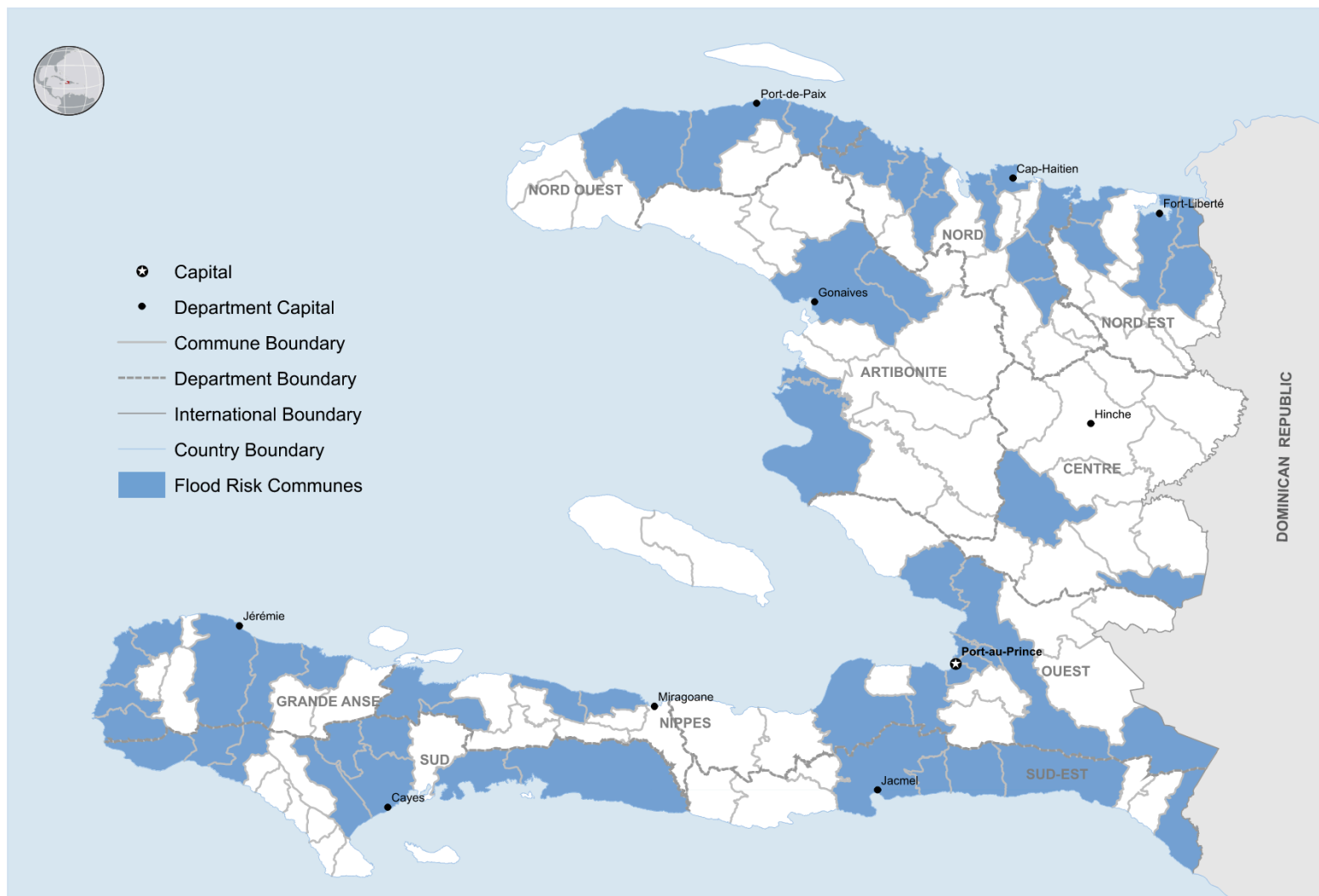


Figure A.8.5 Haiti: Flood Risk Communes (February 2015), Office for the Coordination of Humanitarian Affairs (OCHA).

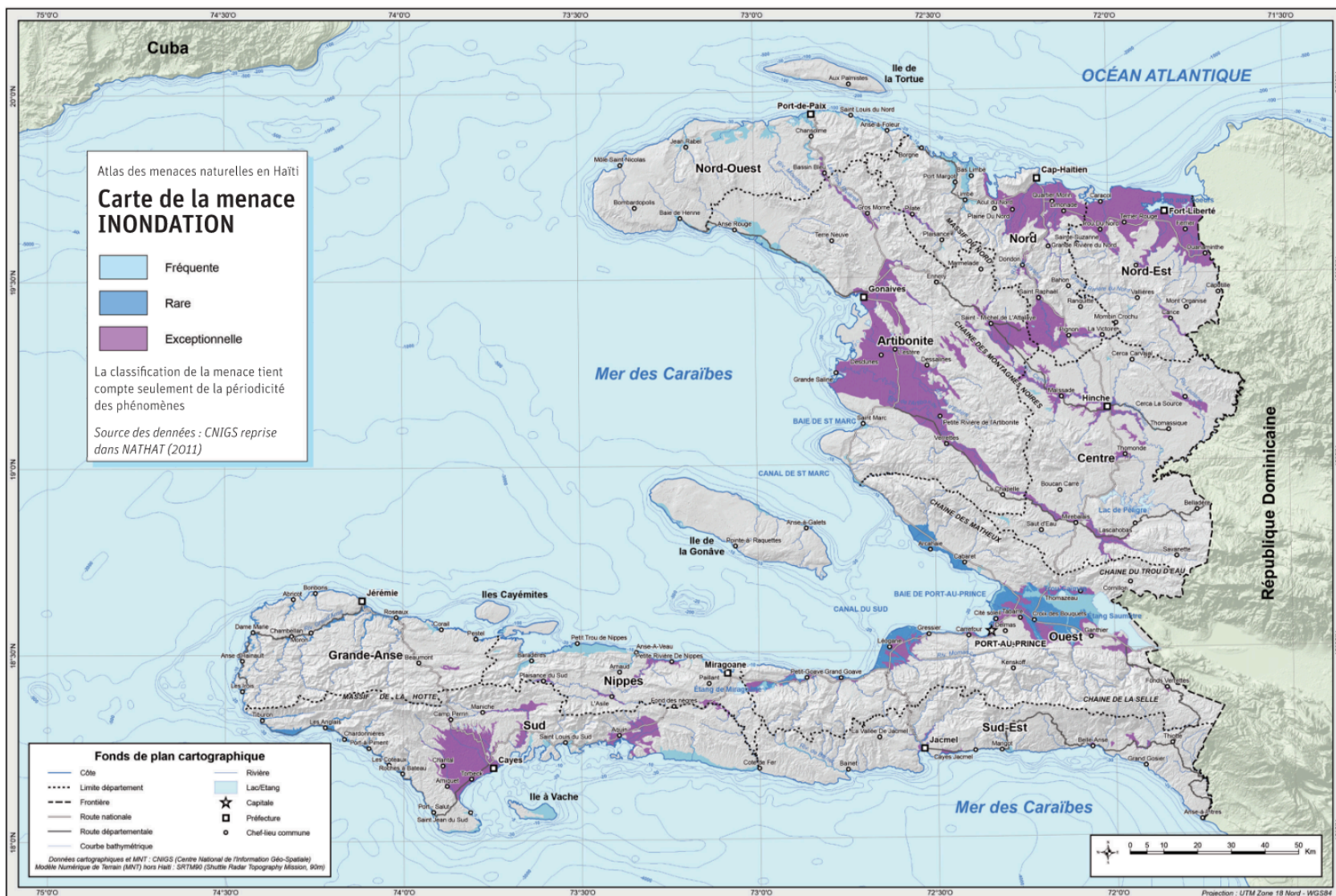


Figure A.8.6 Carte de la menace d'inondation.

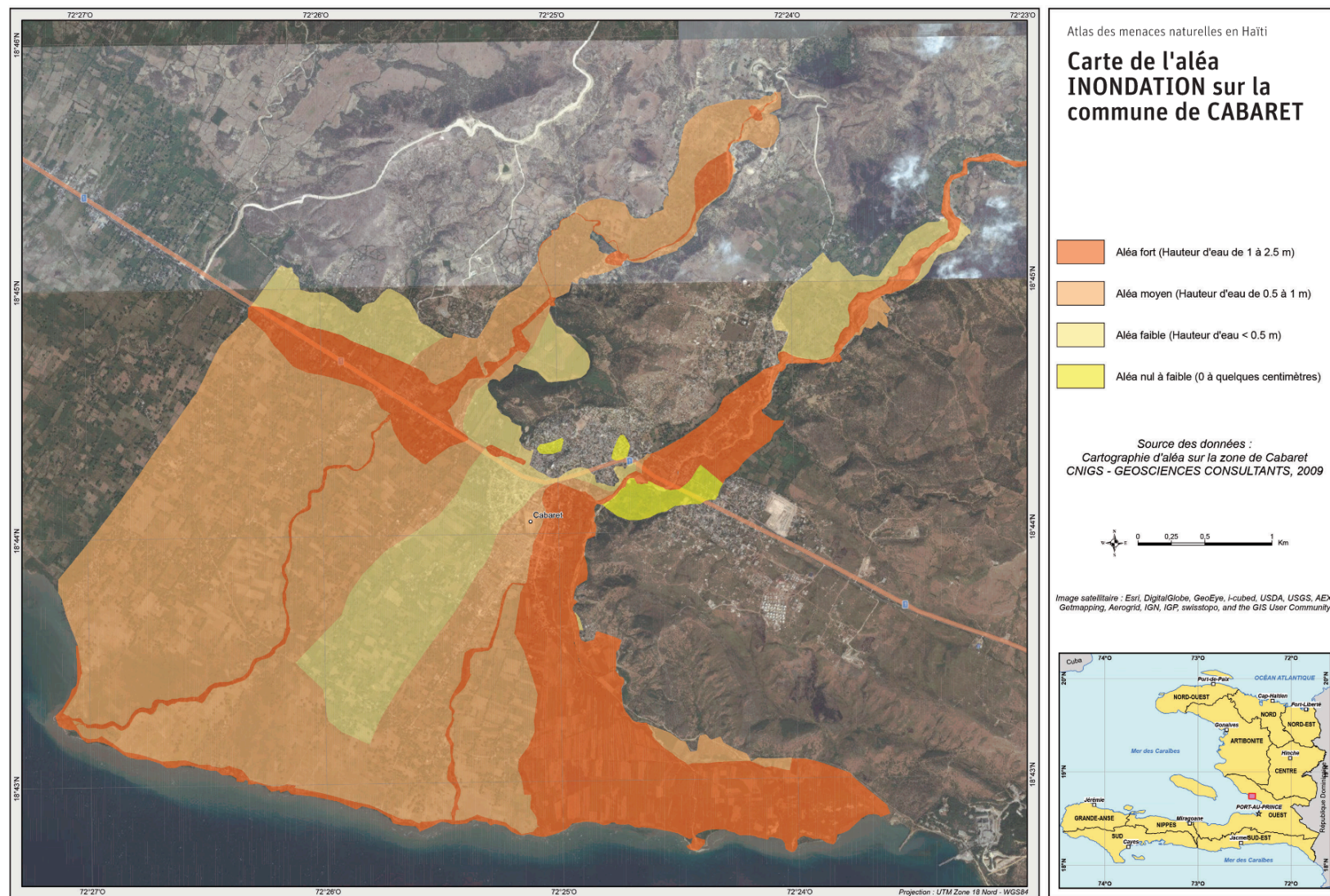


Figure A.8.7 Carte de l'aléa inondation sur la commune de Cabaret.

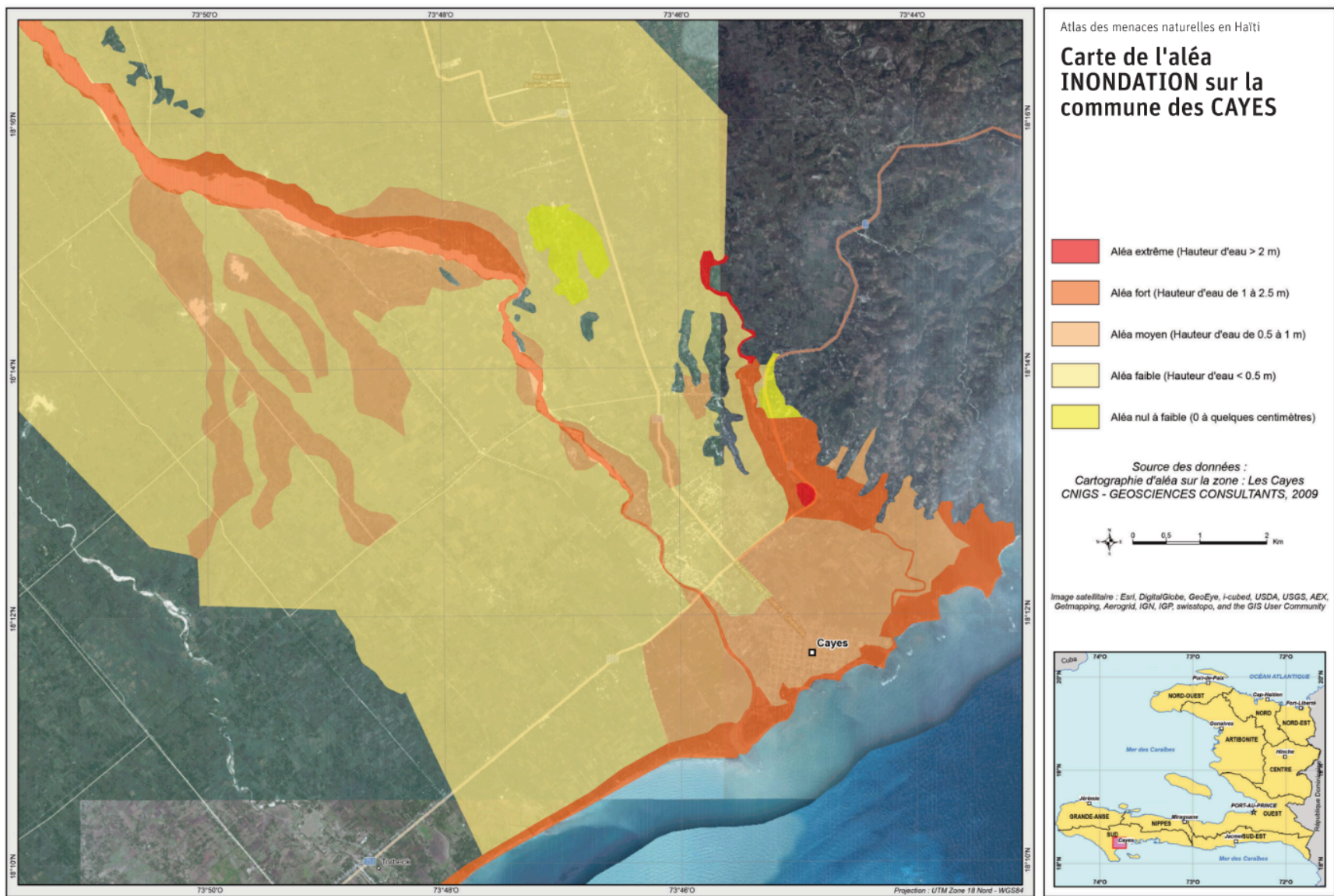


Figure A.8.8 Carte de l'aléa inondation sur la commune de Cayes.

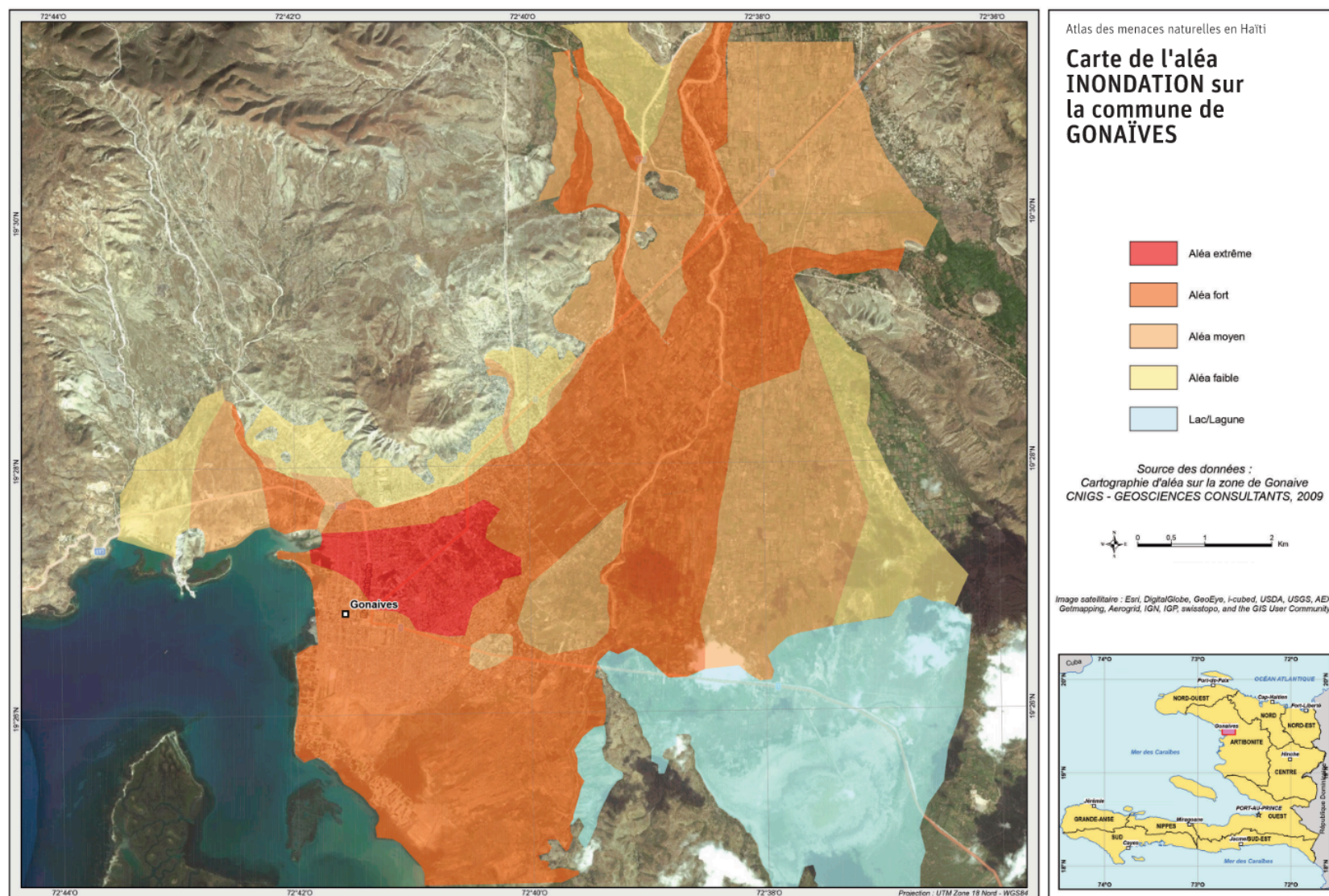


Figure A.8.9 Carte de l'aléa inondation sur la commune de Gonaïves.

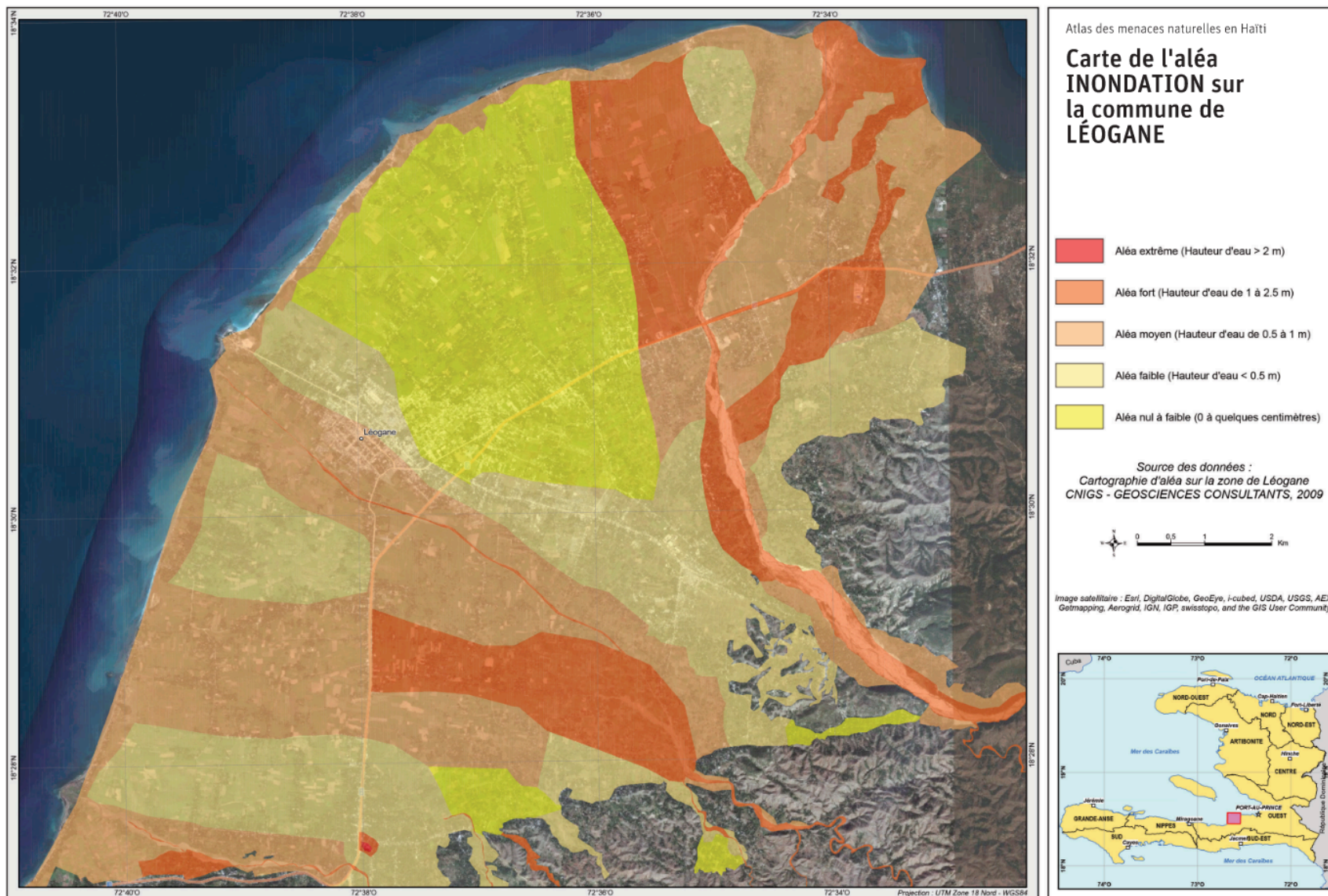


Figure A.8.10 Carte de l'aléa inondation sur la commune de Leogane.

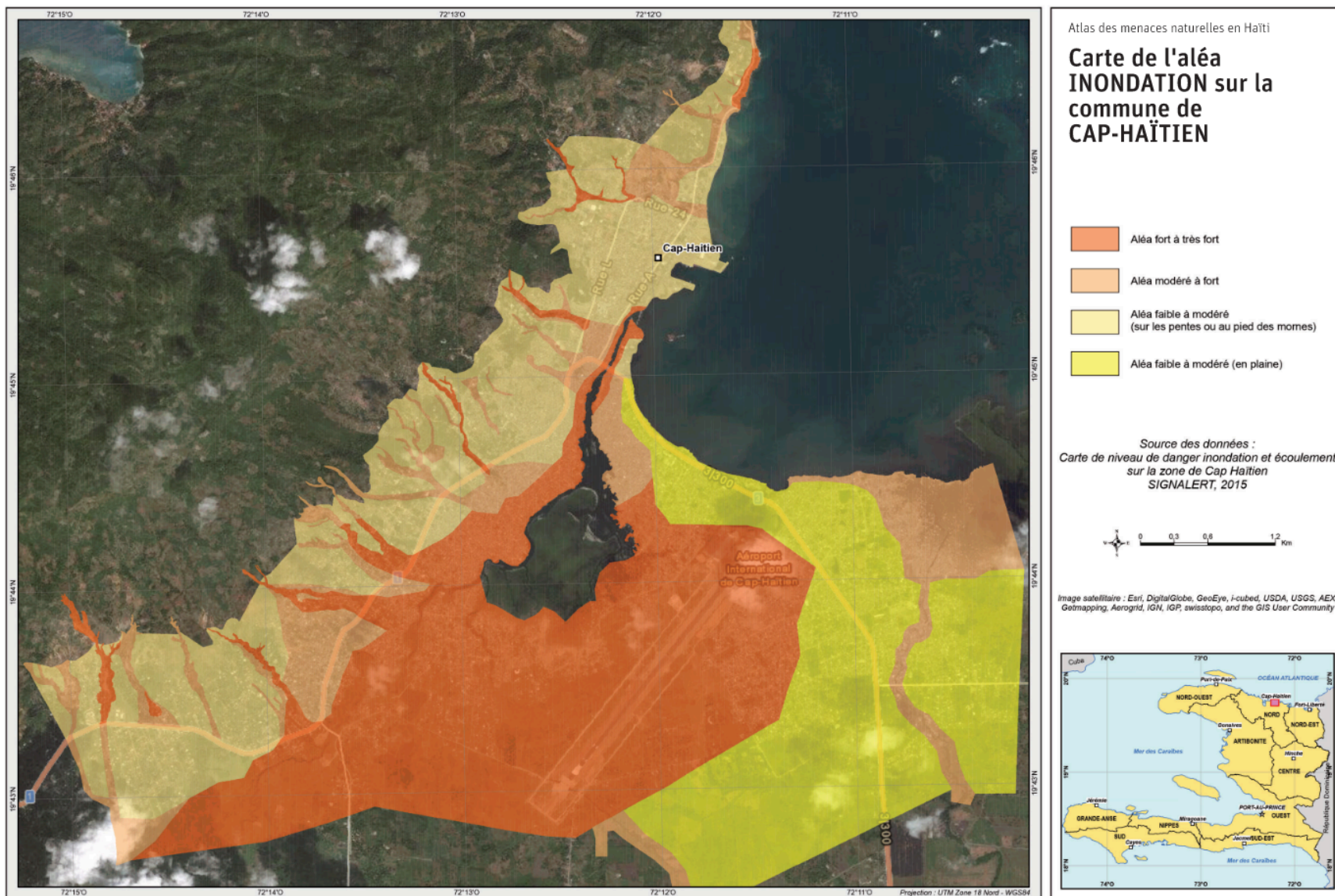


Figure A.8.11 Carte de l'aléa inondation sur la commune de Cap-Haïtien.

A.8.6 Cartes des sols

Les informations de la carte des sols ci-après sont fournies à titre de référence et ne doivent pas être utilisées seules pour déterminer la classe de site, sauf dans le cadre d'une investigation réalisée par des personnes qualifiées, conformément aux dispositions du IBC 2021 et de l'ASCE 7-16. Voir A.8.3 pour des informations supplémentaires.

Source : **CODE NATIONAL DU BÂTIMENT D'HAÏTI**, Édition janvier 2013, section 0.4.

Préparé pour : Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications (MTPTC).

Une version agrandie de cette carte peut être obtenue à l'adresse suivante : <http://www.lnbtgouv.ht/macrozonage/>

Explications

— Contours topographiques tous les 10 mètres

Mesures structurales



Pendage



Couche horizontale

Sites des tests de mesure des ondes de surface colorés en fonction de la classe de site NEHRP

- NEHRP B
- NEHRP C
- NEHRP D

Failles - Les longs tirets indiquent un degré de confiance relativement élevé sur le tracé de la faille. Les tirets courts indiquent un tracé moins certain.

— Faille principale supposée intersectant les dépôts alluviaux mio-pliocènes

- - - Faille secondaire supposée intersectant les dépôts alluviaux mio-pliocènes

Classification sismique NEHRP (IBC 2009)

■ NEHRP B

■ NEHRP C - Des régions de substrat plus compétent, du type de celui des sites de classe B, peuvent exister à l'intérieur des zones décrites en classe C. Cependant, il est prudent dans cette zone de développer des spectres de réponse sur la base de la classe C tant que des données plus spécifiques prouvant la classe B ne sont pas disponibles.

■ NEHRP D/E - Certains sols dans cette zone pourraient être classés de type D ou E, suivant la présence ou l'absence d'argile de faible compétence. Des investigations de sub-surface spécifiques et locales sont nécessaires pour déterminer si les classes D ou E s'appliquent. En l'absence de données de subsurface, les spectres de réponse devraient être développés à la fois pour les classes D et E, puis l'enveloppe résultante utilisée.

■ NEHRP F - Liquéfaction et rupture du sol par étalement latéral sont possibles dans ces zones. Des investigations spécifiques doivent être réalisés pour chaque site.

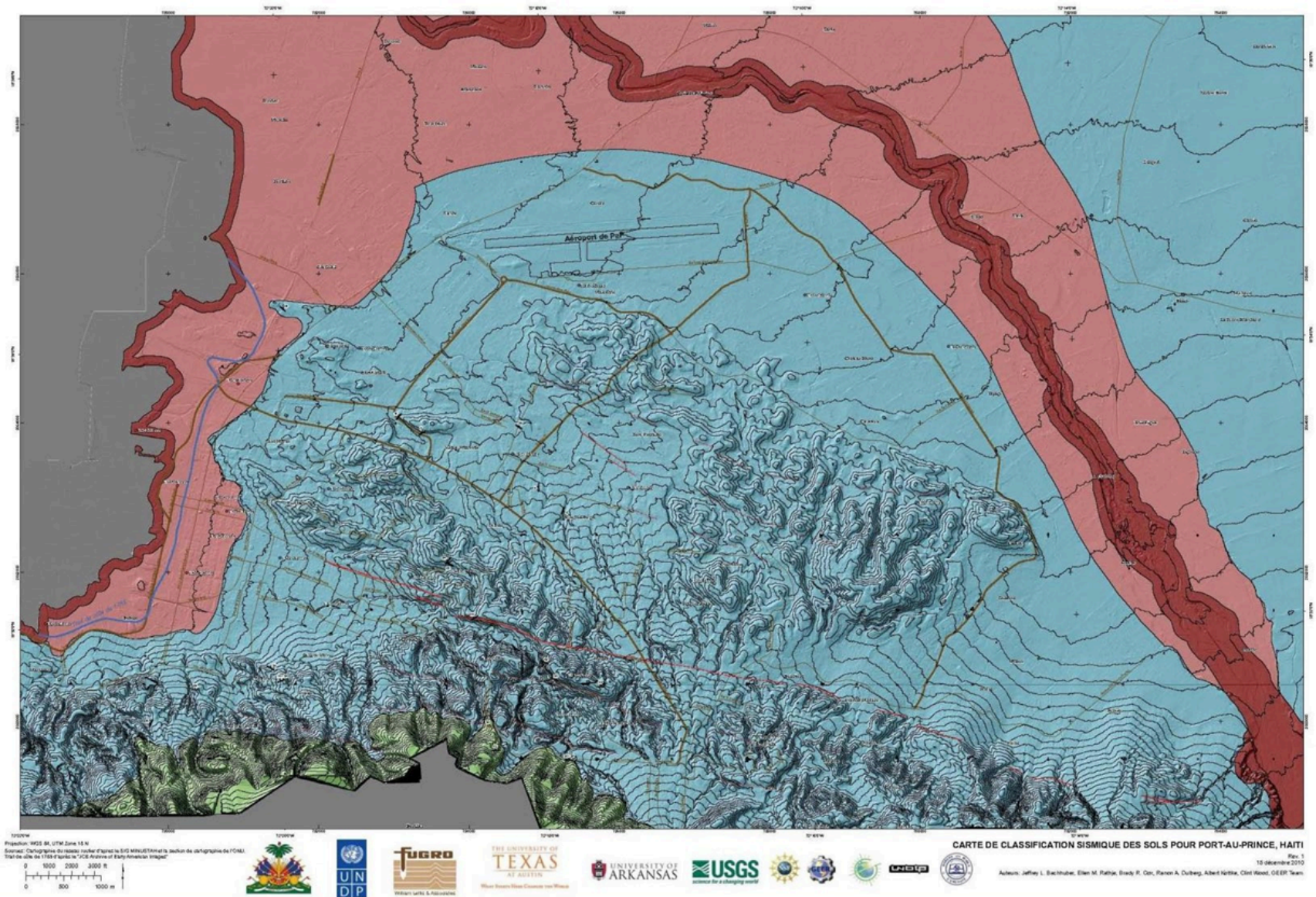


Figure A.8.6-1 Carte des classes de site pour Port-au-Prince

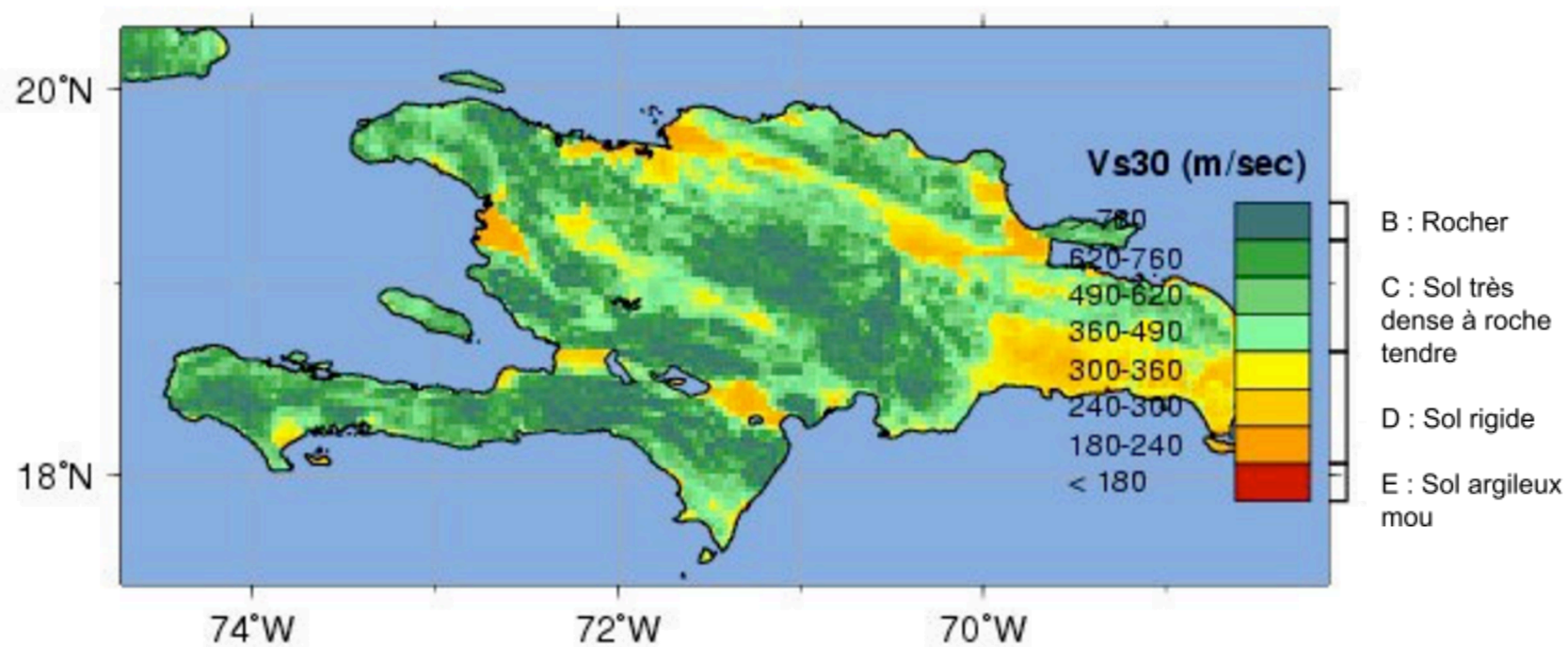


Figure A.8.6-2- Carte des classes de site pour Haïti

Cette figure est tirée du rapport USGS-USAID. Source : Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti 2010-106. Figure 6 – Carte d’Hispaniola montrant la vitesse des ondes de cisaillement moyenne sur les 30 premiers mètres du sol (Vs30), dérivée de la pente topographique. Les lettres à droite de l’échelle de couleurs indiquent les classes de site NEHRP approximativement déduites. Figure fournie par David Wald, USGS.

ANNEXE 9 : OSSATURES BOIS - CARACTÉRISATION ET ESSAIS SISMQUES

A.9.1 : Thèse de doctorat "Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage : essais expérimentaux" - modélisation numérique - calculs parasismiques"

A.9.2 : Essais sismiques sur Table vibrante - Rapport

A.9.3 : Analyse expérimentale d'un essai sur table vibrante sur une structures à ossature bois avec remplissage en pierre et en terre.

A.9.4 :Cadre d'analyse structurelle et de conception pour une maison typique à ossature bois de plain-pied avec remplissage en pierres et en terre (EN).

A.9.1 :Thèse de doctorat. Florent VIEUX-CHAMPAGNE.2013. "Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois avec remplissage : essais expérimentaux" - modélisation numérique - calculs parasismiques"

Cette annexe est disponible à l'adresse suivante :

<https://www.rezo-tcla-haiti.com/wp-content/uploads/2024/05/These-Florent-Vieux-Champagne-1.pdf>

A.9.2 : Essais sismiques sur Table vibrante - Rapport. BELINGA NKO'O, Christian, 2014. Essais sismiques sur table vibrante [en ligne]. AE&CC - CRAterre-ENSAG.

Cette annexe est disponible à l'adresse suivante :

<https://archive.org/details/EssaisSismiquesTableVibrante>

A.9.3 : Analyse expérimentale d'un essai sur table vibrante sur une structures à ossature bois avec remplissage en pierre et en terre.

Cette annexe est disponible à l'adresse suivante :

<https://journals.sagepub.com/doi/10.1193/010516eqs002m>

A.9.4 : Cadre d'analyse structurelle et de conception pour une maison typique à ossature bois de plain-pied avec remplissage en pierres et en terre (EN).

Résumé

Ce rapport présente une analyse structurelle et un cadre de conception pour une maison typique à ossature bois de plain-pied avec remplissage en pierres et en terre, développés dans le cadre de l'initiative CNBH (Code National du Bâtiment d'Haïti). L'objectif est de fournir un modèle de logement résilient, peu coûteux et culturellement approprié pour les zones rurales d'Haïti, en tenant compte de la grande vulnérabilité de la région aux risques sismiques et éoliens.

La conception proposée s'inspire des méthodes de construction vernaculaires d'Haïti, en particulier de l'approche TCLA (Timber with Local Aggregates), qui combine une ossature en bois flexible avec un remplissage lourd et non structurel utilisant des matériaux disponibles localement. Les assemblages traditionnels par tenons et mortaises, complétés par des techniques de connexion modernes telles que des renforts en acier cloués ou cerclés, constituent la base de la résistance sismique du système.

Les résultats expérimentaux, en particulier ceux de Sieffert et al. (2016), Vieux-Champagne et al. (2014, 2017), confirment l'efficacité structurelle de ce système hybride. Les mécanismes de dissipation d'énergie comprennent la déformation plastique des connecteurs métalliques, le comportement en flexion de l'ossature bois et le décollement contrôlé aux interfaces entre les infiltrations et les contreventements. Ce comportement ductile et non linéaire permet à la structure d'absorber une énergie sismique importante tout en minimisant les dommages. Le remplissage en pierre apporte une masse et une rigidité supplémentaires, améliorant la résistance latérale et l'amortissement sans compromettre la flexibilité nécessaire à l'absorption d'énergie.

Le rapport détaille les calculs de conception pour la reprise des charges verticales, les trajectoires des charges latérales, la capacité de cisaillement de la base sismique et éolienne, la stabilité hors plan et l'intégrité des connexions. Ces calculs sont effectués à l'aide des paramètres de conception d'ASCE 7-22, IBC 2021, AISC 360, ACI 318, TMS 402-16 et AWC NDS 2018.

La maison prototype, définie par une configuration typique de deux pièces avec véranda, démontre la conformité avec les critères de conception sismique et éolienne dans les zones de risque les plus exigeantes d'Haïti. La continuité du chemin de charge est assurée par une conception détaillée des connexions, y compris entre le toit et les murs, entre les murs et les fondations, et entre les joints d'ossature internes. Le dimensionnement et les détails des fondations sont guidés par les hypothèses de capacité du sol local et tiennent compte de la stabilité au renversement et au glissement.

Outre la sécurité structurelle, le rapport met l'accent sur la mise en œuvre pratique : l'utilisation de matériaux locaux, les méthodes de construction acceptées par la communauté et les stratégies d'entretien pour améliorer la durabilité à long terme. Des améliorations spécifiques telles que le mortier de boue renforcé par des fibres, l'armature en treillis métallique et les détails des ancrages métalliques sont suggérées pour améliorer les performances face aux charges extrêmes.

En résumé, ce rapport valide le système de construction à ossature bois avec remplissage en pierre en tant que solution de logement structurellement saine, économe en ressources et sensible au contexte pour les zones rurales d'Haïti. Il répond au double défi d'assurer la sécurité des personnes en cas de séisme et de vent tout en restant accessible et reproductible dans des environnements où les ressources sont limitées. Les résultats renforcent la viabilité du modèle

TCLA et soutiennent son adoption plus large par le biais de codes de construction nationaux et de programmes de reconstruction communautaires.

0.2.1 PERFORMANCE FACE AUX SÉISMES

1. CONTEXTE

Les pratiques traditionnelles de construction en Haïti ont évolué pour répondre aux défis environnementaux uniques de la région, y compris l'activité sismique fréquente, les ouragans et l'accès limité aux ressources. Le tremblement de terre de 2010 a mis en évidence les vulnérabilités des bâtiments mal construits, en particulier ceux qui utilisent la maçonnerie non renforcée ou des méthodes informelles de construction en béton. En réponse, des initiatives comme Rezo TCLA Haïti ont promu l'approche TCLA, qui améliore les techniques de construction locales pour renforcer la résilience tout en respectant les contextes culturels et économiques.

La méthode TCLA préconise des structures à ossature bois avec remplissage en pierre, un système léger et flexible qui se comporte bien lors des tremblements de terre en raison de sa faible masse et de sa ductilité. Ce type de construction, historiquement utilisé dans les zones rurales d'Haïti, comprend une ossature en bois stabilisée par un remplissage en pierre et en terre, souvent recouvert d'un enduit de boue. L'approche privilégie les matériaux locaux (bois, pierre, terre) afin de réduire les coûts et l'impact sur l'environnement, et elle s'est avérée efficace, comme en témoigne la performance des maisons reconstruites par le TCLA lors de l'ouragan Matthew en 2016, où elles ont subi beaucoup moins de dommages que les structures conventionnelles.

Ce rapport décrit les principes de conception, les éléments structurels et les calculs d'une maison typique à ossature bois avec remplissage en pierre en Haïti, en mettant l'accent sur la résistance aux séismes et au vent, la stabilité et la mise en œuvre pratique pour les communautés rurales.

2. PRINCIPE GÉNÉRAL DE L'OSSATURE BOIS AVEC REMPLISSAGE EN PIERRE

Le système de construction à ossature bois avec remplissage en pierre se compose d'une ossature primaire en bois qui constitue le squelette structurel, les murs de remplissage en pierre et en terre servant d'éléments non structurels ou semi-structurels pour fermer l'espace et renforcer la stabilité. L'ossature en bois, généralement fabriquée à partir de bois local ou importé, est assemblée à l'aide de techniques de menuiserie traditionnelles telles que les assemblages à tenons et mortaises, qui offrent une certaine flexibilité sous les charges latérales telles que les tremblements de terre. Le remplissage en pierre, souvent lié à un mortier de boue, comble les espaces entre les éléments en bois, ajoutant de la masse et de la rigidité tout en conservant la légèreté de la structure globale.

Les principes clés sont les suivants

- La flexibilité : Les joints flexibles de l'ossature bois (par exemple, à tenon et mortaise) lui permettent de se déformer sans se rompre lors d'événements sismiques, dissipant ainsi l'énergie de manière efficace.
- Construction légère : La faible masse de l'ossature bois réduit les forces sismiques, qui sont proportionnelles au poids de la structure.
- Matériaux locaux : Les pierres et la terre proviennent de sources locales, ce qui réduit les coûts et l'impact sur l'environnement, tandis que le bois peut être importé si l'approvisionnement local n'est pas durable.
- Pertinence culturelle : La conception s'aligne sur les pratiques de construction traditionnelles d'Haïti, garantissant l'acceptation par la communauté et la facilité d'entretien.

L'approche TCLA renforce ce système traditionnel en introduisant des détails de construction améliorés, tels que de meilleures connexions de bois, un ancrage correct des fondations et un

contrôle de la qualité des matériaux de remplissage, afin d'augmenter la résilience contre les catastrophes naturelles.

3. ÉLÉMENTS STRUCTURELS CLÉS

3.1. Stabilité de la structure

La stabilité d'une structure à ossature en bois avec remplissage en pierre dépend de plusieurs facteurs :

- L'ossature en bois : Le principal système porteur est constitué de poteaux verticaux, de poutres horizontales et de diagonales. La stabilité de l'ossature est renforcée par la flexibilité de ses joints, qui permettent une déformation contrôlée sous l'effet des charges latérales.
- Remplissage en pierre : Les murs de remplissage, bien qu'ils ne soient pas typiquement porteurs, ajoutent de la rigidité et de la masse à la structure. Cependant, ils doivent être bien liés à l'ossature afin d'éviter une rupture hors plan lors des tremblements de terre.
- Les fondations : Une fondation stable, souvent une semelle en béton ou en pierre peu profonde, ancre les poteaux en bois pour résister aux forces de soulèvement et de glissement. L'approche TCLA met l'accent sur l'encastrement des poteaux dans le béton pour renforcer la stabilité contre les forces éoliennes et sismiques.
- Contreventement : Les contreventements diagonaux en bois à l'intérieur de la charpente et des murs offrent une résistance au cisaillement, essentielle à la stabilité latérale. La méthode TCLA incorpore souvent des contreventements supplémentaires pour améliorer les performances.
- Toit : Un toit léger, à pignon, correctement raccordé à la charpente, empêche le soulèvement en cas de vents violents. La conception TCLA inclut souvent un toit en croupe pour réduire les charges de vent et faciliter la collecte de l'eau de pluie.

3.2. Chemin de charge, chemin de charge horizontal

Chemin de charge vertical : Les charges de gravité (mortes, vives, neige) sont transférées de la toiture à la charpente en bois via les pannes et les chevrons, puis à travers les poteaux verticaux jusqu'aux fondations, et enfin au sol. Le remplissage en pierre ne contribue généralement pas à la résistance aux charges verticales, mais ajoute un poids propre.

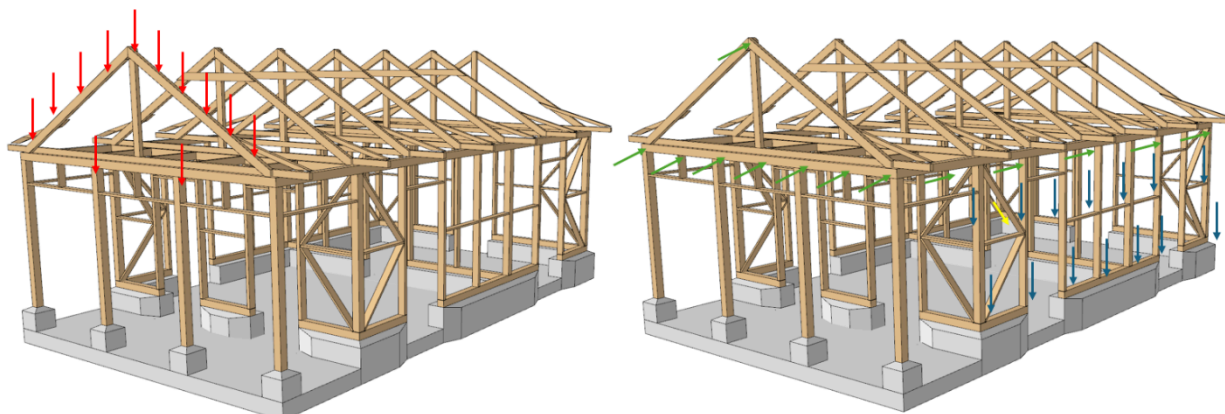
Chemin de charge horizontal : Les charges latérales (vent, séisme) suivent un chemin allant du diaphragme du toit aux éléments de la ferme, puis à travers le soubassement supérieur jusqu'aux murs et aux fondations :

Charge éolienne/sismique sur le toit : Le diaphragme du toit (s'il est recouvert d'un revêtement) ou les chevrons transfèrent les forces latérales au sommet des murs.

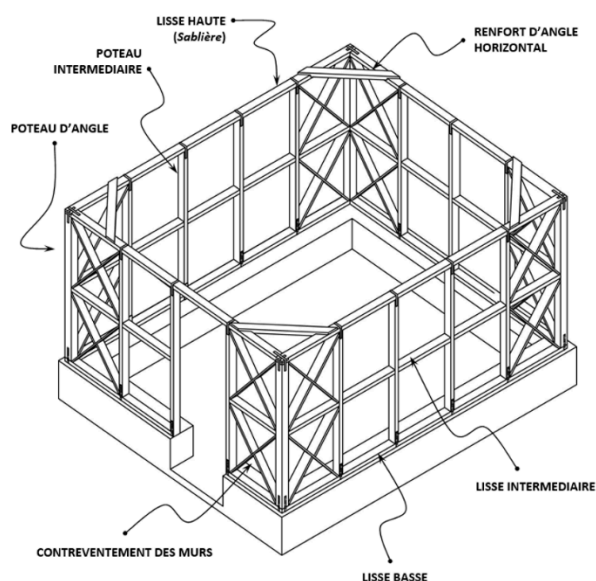
Murs : L'ossature en bois et le remplissage en pierre agissent comme des murs de cisaillement ou des cadres contreventés. Les contreventements diagonaux de l'ossature résistent au cisaillement, tandis que le remplissage apporte une rigidité supplémentaire. Les forces sont transférées à la base des poteaux.

Les fondations : Les fondations résistent au glissement et au renversement par frottement et par appui, les poteaux étant ancrés pour empêcher le soulèvement.

L'approche TCLA garantit un chemin de charge continu en mettant l'accent sur des connexions appropriées entre le toit, la charpente et les fondations, en utilisant souvent des sangles métalliques ou des ancrages pour renforcer l'intégrité.



Légendes des flèches : les flèches rouges indiquent les charges de gravité (mortes et vives), les flèches vertes indiquent les charges latérales (éoliennes et sismiques) et les flèches bleues et jaunes indiquent le chemin de charge. Veuillez noter qu'il ne s'agit que d'une représentation simplifiée de la charge et des chemins de charge. Le mécanisme réel de distribution et de transfert des charges présente un comportement plus complexe.

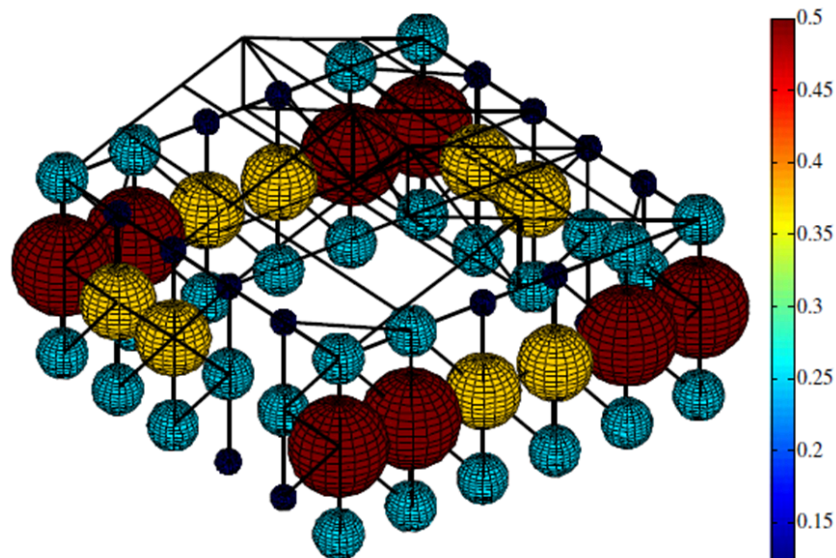


3.3. Réponse sismique basée sur des essais expérimentaux

Dans l'étude de Sieffert et al. (2016), le comportement sismique d'une structure à ossature bois remplie de pierres et de terre a été analysé à l'aide de la corrélation d'images numériques (DIC) lors d'un test sur table vibrante. Les résultats ont révélé que les forces de cisaillement à l'intérieur des sections de mur sont dissipées par une combinaison de mécanismes induits par la nature composite de la structure. L'ossature en bois, qui constitue le principal squelette porteur, résiste aux forces de cisaillement grâce à sa déformation élastique et aux interactions de frottement au niveau des joints. Le remplissage en pierre et en terre contribue à l'absorption et à la dissipation de l'énergie par le glissement frictionnel et la déformation plastique, en particulier sous charge cyclique. Les mesures DIC ont mis en évidence que les forces de cisaillement ne sont pas uniformément réparties sur le mur, avec des concentrations plus élevées aux interfaces bois-remplissage et une dissipation plus faible dans les zones de remplissage centrales en raison

de l'hétérogénéité des matériaux. Cette synergie entre l'ossature bois et le remplissage permet une dissipation efficace de l'énergie, améliorant ainsi la résilience sismique globale de la structure.

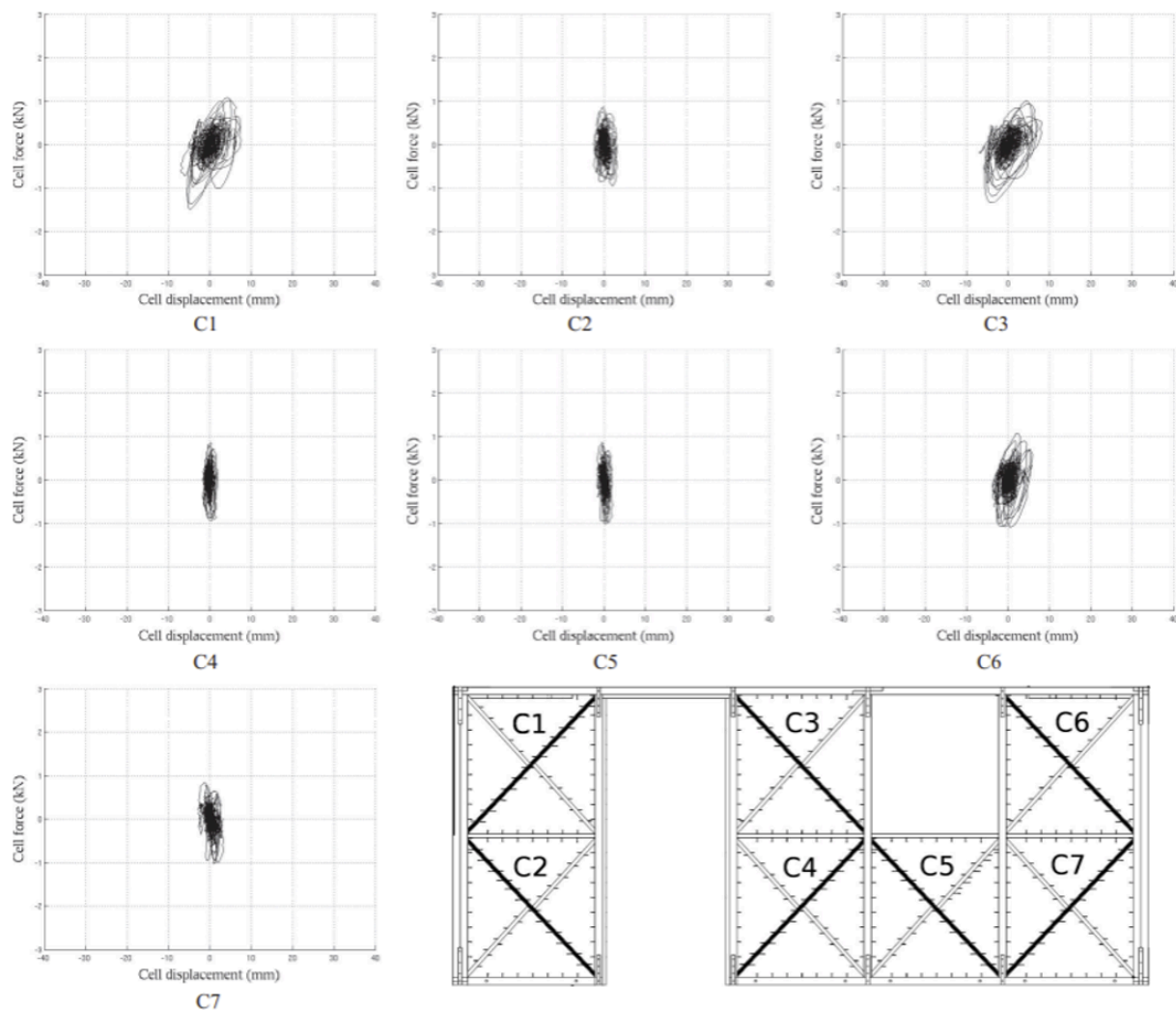
Contrairement aux structures à ossature à plusieurs étages, où la masse est généralement idéalisée comme étant concentrée aux différents niveaux du plancher et du toit pour les analyses MDOF ou SDOF, la structure à ossature en bois avec remplissage en maçonnerie présentée dans le rapport est un système à un seul étage avec un profil de masse distribuée plus complexe. La répartition des masses influence les forces d'inertie générées lors d'une excitation sismique, qui sont proportionnelles à la masse et à l'accélération ($F = m \cdot a$). Les zones à forte concentration de masse, telles que les zones de remplissage plus denses, subissent des forces d'inertie plus importantes, ce qui affecte le comportement sismique local et global. La figure ci-dessous, tirée de Sieffert et al. 2016, montre la répartition des masses utilisée pour calculer les forces d'inertie à chaque niveau de cellule.



Le comportement sismique de cette structure est régi par l'interaction entre l'ossature bois et le remplissage, modulée par la distribution des masses :

1. **Génération des forces d'inertie** : La répartition des masses détermine la façon dont les forces d'inertie sont générées et réparties sur le mur pendant les secousses sismiques. Contrairement aux bâtiments à plusieurs étages, où la masse est concentrée au niveau des planchers, la distribution continue de la masse dans le remplissage entraîne une charge d'inertie mieux répartie. Il en résulte un schéma complexe de contraintes normales et de cisaillement à l'intérieur du mur, car la masse du remplissage contribue de manière significative à la réponse dynamique.
2. **Mécanismes de dissipation de l'énergie** : L'étude souligne que le remplissage dissipe l'énergie par glissement frictionnel et déformation plastique, tandis que l'ossature en bois offre une résistance élastique. La répartition des masses affecte ces mécanismes en influençant l'ampleur et la localisation des forces d'inertie. Par exemple, les régions ayant une masse plus élevée (par exemple, un remplissage dense) peuvent connaître un glissement ou une déformation plus importants, ce qui augmente la dissipation de l'énergie.

3. **Modes dynamiques** : Dans les bâtiments conventionnels à plusieurs étages, les modèles MDOF saisissent plusieurs modes vibratoires (par exemple, le premier, le deuxième et les modes supérieurs) en fonction de la masse concentrée dans les étages. En revanche, la structure à ossature bois d'un seul étage avec une masse répartie présente principalement un mode de vibration fondamental, mais l'hétérogénéité du remplissage introduit des modes localisés ou des déformations à l'intérieur du mur. La répartition de la masse influe également sur ces modes locaux, affectant la façon dont la structure oscille ou se déforme sous l'effet de la charge sismique.
4. **Distribution des forces de cisaillement** : L'article note que les forces de cisaillement ne sont pas uniformément réparties, avec des concentrations plus élevées aux interfaces bois-remblai. La répartition de la masse a un impact direct sur ce point, car les zones à plus forte masse génèrent des forces d'inertie plus importantes, ce qui entraîne une augmentation du cisaillement aux interfaces où l'ossature bois retient le remplissage. Cela contraste avec les bâtiments à plusieurs étages, où le cisaillement de base est réparti entre les étages en fonction de leur masse et de leur rigidité. Le graphique ci-dessous (tiré de Sieffert et al 2016) montre l'hystérésis de la force de cisaillement par rapport au déplacement obtenue par DIC. Comme le montre le graphique, l'énergie dissipée par les cellules supérieures est importante en raison de l'accélération plus élevée au niveau supérieur par rapport aux cellules inférieures.



Les structures à ossature bois avec remplissage présentent une excellente résistance sismique en raison de leur capacité à dissiper l'énergie sismique par le biais de divers mécanismes non linéaires. Les principaux facteurs sont la plastification des connecteurs en acier, en particulier dans les bandes d'acier avec joints cloutés, le comportement en flexion de l'ossature en bois et le décollement à l'interface entre le remplissage et le contreventement, qui agit comme un fusible structural. Le matériau de remplissage améliore considérablement la dissipation de l'énergie en renforçant la structure, en réduisant la flexion de l'ossature et en contribuant par sa propre déformation. Dans l'ensemble, la réponse non linéaire et ductile de ces composants permet à la structure d'absorber de grandes quantités d'énergie sismique avec des dommages limités, ce qui la rend très efficace pour résister aux charges sismiques.

4. Charges

4.1. Charge de calcul

Les charges de calcul sont déterminées sur la base de la norme ASCE 7-22 et des conditions locales en Haïti :

- **Charge permanente (D)** : Inclut le poids propre de la structure (ossature en bois, remplissage en pierre, toit). Estimation ci-dessous.
- **Charge vive (L)** : Charge vive du toit = 20 psf (ASCE 7-22, tableau 4.3-1, pour les toits résidentiels). Charge vive du plancher (le cas échéant) = 40 psf.
- **Charge de vent (W)** : Vitesse de base du vent en Haïti, utiliser ASCE 7-22, chapitre 26.
- **Charge sismique (E)** : Catégorie de conception sismique et coefficients de réponse spectrale, ajuster en fonction des données spécifiques au site.
- **Autres charges** : La charge de neige est négligeable en Haïti. La charge de pluie sur le toit est prise en compte pour la conception du drainage.

Combinaisons de charges selon ASCE 7-22 (ASD) :

- D
- D+L
- D+0.6W
- D+0,7E
- 0,6D+0,6W

Pour la maison type utilisée dans ce rapport, les informations sur les charges sont données ci-dessous.

Charge nominale			U n i t é k N / m ² k N / m ² k N / m ² k N / m ²
Charge morte	DL=	1	
Charge vive du toit	LL=	1	
Soulèvement du vent (vers l'extérieur)	WU=	6	
Vent (vers l'intérieur)	IP=	0.55	
Espacement des chevrons	Espace ment=	1.2	m

Pente du toit		33.6 9	d e g r é
Combinaison de charges			
Gravité (DL+LL)=	DL+LL =	2	k N / m ²
Pesanteur (DL+0,75(LL+IP)) =	DL+0,7 5(LL+I P)=	2.16 4	k N / m ²
Charge de gravité gouvernante	$W_{DL+LL} =$	2.16 4	k N / m
Soulèvement (0,6DL+0,6WL)	0,6DL+ 0,6WL =	-3	k N / m ²
Charge de soulèvement uniforme	$W_{0,6DL+0,6WL} =$	-3.0 0	k N / m

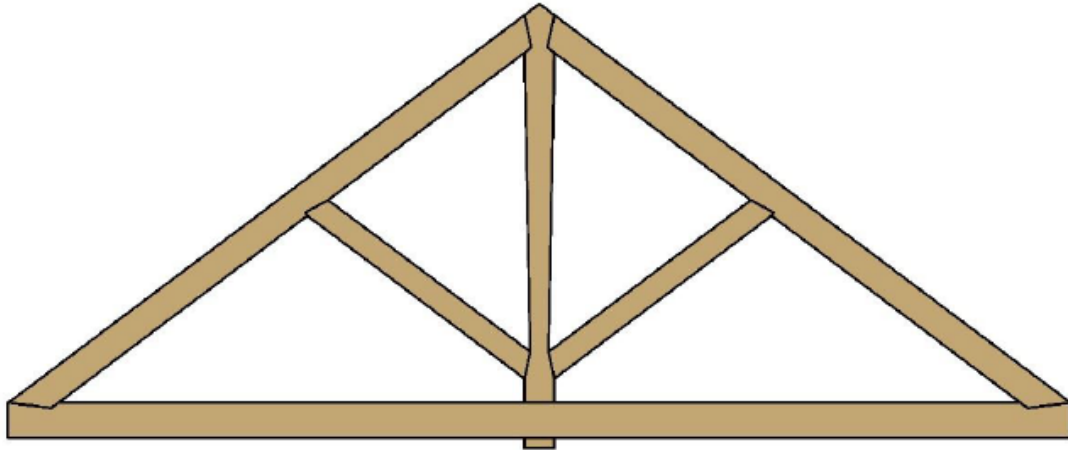
5. Dimensions d'une maison typique pour le calcul

Sur la base des maisons rurales haïtiennes typiques et selon le modèle de bâtiment de deux pièces proposé, les informations clés pour la construction sont données ci-dessous :

Informations sur la construction

Longueur, L=	6.54	m
Largeur, B=	6.1	m
Véranda, Lv=	5.1	m
Hauteur du pignon, h=	3.5	m

Épaisseur du mur, t=	0 . 1	m
	H (r)	B (m)
Informations sur les ouvertures		
		0 . 8
Porte	2 0 . 9	5 0 . 8
Fenêtre	5	5
	L (r)	B (m)
Informations sur les membres du bois		
Poteau principal et poutre de ceinture	0 . 1	0 . 1
	0 . 1	0 . 5
Poteau secondaire	1	0
Élément de contreventement horizontal	0 . 1	0 . 2
	0 . 1	0 . 3
Élément de contreventement diagonal	1	0
Élément inférieur de l'ossature du toit	0 . 1	0 . 5
	0 . 1	0 . 5
Ossature du toit, poteau central et élément supérieur	1	5



6. Calcul du poids total

6.1. Poids total de la structure

Le poids total de la structure est calculé en additionnant les contributions de l'ossature en bois, des murs de remplissage en pierre et du toit, en utilisant les densités et les volumes des matériaux basés sur les dimensions typiques de la maison. Ce poids est essentiel pour déterminer les forces sismiques selon ASCE 7-22, chapitre 12, qui spécifie que le poids sismique effectif comprend les charges permanentes et une partie des charges vives (par exemple, 25 % de la charge vive du plancher selon la section 12.7.2). Le Rezo TCLA Haïti "Guide Pratique de Construction TCLA" met l'accent sur l'utilisation de matériaux légers, d'origine locale, tels que le pin traité ou le cèdre pour la charpente et la pierre naturelle avec du mortier de boue pour le remplissage afin de réduire la masse, une stratégie éprouvée pour réduire la demande sismique dans les régions d'Haïti actives sur le plan tectonique. La section 1603 de l'IBC 2021 exige une estimation précise des charges permanentes, y compris le poids propre du remplissage en pierre, que l'approche TCLA renforce avec de la terre compactée pour améliorer la répartition des charges. Cependant, le recours au mortier de boue soulève des inquiétudes quant à la durabilité à long terme sous l'effet de l'humidité, ce qui suggère un entretien périodique ou un mélange stabilisé à la chaux comme amélioration potentielle.

	Description des articles	Quantité totale	Unité	Densité	Poids total (kN)
--	--------------------------	-----------------	-------	---------	------------------

		2			
		.			
		3		5	
	Bois de construction	5	m	.	
		2	3	5	12.9
		5			
		.		2	
		2		1	
	Maçonnerie de pierre	3	m	.	
		4	3	5	112.6
		7			
		1		0	
		.		.	
		2		0	
	Feuille CGI	5	m	4	
		6	2	4	3.1
	Total				128.80

28.9

Charge vive

Combles non habitables
avec peu de stockage

2
0

1
.
0

1
3
0

.
4
5

Poids sismique effectif

3
2
9
.
3

p
s
f
k
N
/
m
2

k
N
K
i
p
s

[Réf. IRC 2024, tableau
R301.5]

[Réf. ASCE 7-22, section
12.7.2]

6.2. Charge de vent

La charge de vent est calculée en utilisant ASCE 7-22, chapitre 26, avec une vitesse de vent de base de 181 mph reflétant les zones côtières et intérieures d'Haïti sujettes aux ouragans, ajustée pour la catégorie d'exposition D (veuillez noter que la ferme de toit conçue présentée dans le CNBH est limitée à la catégorie d'exposition C) et les effets topographiques. Le Rezo TCLA "Fiche Technique TCLA" recommande des toits en croupe ou inclinés (par exemple, pignon à 30

degrés) pour minimiser le soulèvement et faciliter la collecte de l'eau de pluie, une adaptation critique pour le climat d'Haïti. La section 1609 de l'IBC 2021 exige la conception des charges de vent pour les zones de vent fort, en incorporant des coefficients de pression dynamique. Les lignes directrices du TCLA préconisent l'utilisation de sangles métalliques pour fixer le toit à la charpente, réduisant ainsi la vulnérabilité aux forces des ouragans, comme l'ont montré les évaluations effectuées après le passage de l'ouragan Matthew.

Le calcul de la charge de vent est le suivant

Paramètre	Valeur	Unité	
Informations sur la structure			
Largeur du bâtiment, B=	15	pi	
Longueur du bâtiment, L=	26	pi	
Hauteur du faîtage, hr=	15	pi	
Hauteur de l'avant-toit, he=	10	pi	
Type de toit	à pignon		
Angle du toit=	34	Degré	
Classification de l'enceinte=	Fermé		[ASCE 7-22, Section 26.2]
Informations sur la porte			
Largeur de la porte=	3	pi	
Hauteur de la porte	7	pi	
Distance entre le bord de la porte et l'angle du bâtiment = 2,5 m	2	pi	
Emplacement du site/ville=	Jacmel		
Catégorie d'exposition=	D		[ASCE 7-22, section 26.7.3]
Vitesse de base du vent (V)=	181	mph	

Hauteur moyenne du bâtiment, $h =$	12.5	pi
Facteur d'importance (I) =	2	e
Facteur de directionnalité (K_d) =	0.85	d
Facteur topographique (K_{zt}) =	1	s
Facteur d'effet de rafale (G) =	0.85	
Facteur d'élévation du sol (K_e) =	1	

[ASCE 7-22, section 26.6]

[ASCE 7-22, section 26.8]

[ASCE 7-22, section 26.9]

Critères de vérification pour un bâtiment de faible hauteur

Est-ce que $h \leq 60'$? Oui

Est-ce que $h \leq$ le moindre de L ou B ? Oui

[ASCE 7-22 Tableau 26.11-1]

Exposition	α	$Z_{(g)}$ (ft)	K z p o u r Z < 1 5 0 . 5 7 3 0 . 8 5 1 1 . 0	Kz pour hauteur moyenne
B	7.5	3 2 8 0	0.55	
C	9.8	2 4 6 0 1 9 3	0.82	
D	11.5	5	1.00	

Paramètres

Vitesse
Pression (K_z) 1.04

**Coefficient de pression interne
(GC_{pi})**

GC_{p+}	GC_{p-}
0.18	-0.18

Pression de vitesse, $q_z =$ 86.81 p sf [ASCE 7-22, Eq. 26.10-1]

Coefficient de pression externe

[ASCE 7-22 Coefficient de pression externe, Figures 30.3-1]

Mur	Zone 4	Zone 5
Surface effective du vent, ft^2	GC_{p+}	GC_{p-}
1	1.00	-1.40
10	1.00	-1.40
20	0.95	-1.29
50	0.88	-1.15
100	0.82	-1.05
200	0.77	-0.94

				0			
				-0	.		
				.8	7		
	500	0.70		0	0	-0.80	
					0		
				-0	.		
				.8	7		
	1000	0.70		0	0	-0.80	
Toit		Toit_pignon_20_27	[Coefficient de pression externe ASCE 7-22, Figures 30.3-2]				
			Z	Z			Z
			o	o	Zone 1		o
			n	n	Zone 1		n
			e	e	Zone 2	Zone	e
		Zone 1	1	2	Zone 2	2	3
			C	C			(
Surface			G	C			(
éolienne			C	p		GCp	p
effective, ft²		GCp+	p-	+	GCp-	+	-
				0			-
				-1	.		3
				.5	6		(
	1	0.60	0	0	-2.50	0.60	(
							-
				0			3
				-1	.		(
				.5	6		(
	10	0.60	0	0	-2.50	0.60	(
							-
				0			2
				-1	.		(
				.3	5		5
	20	0.53	4	3	-2.11	0.53	2
							-
				0			1
				-1	.		(
				.1	4		8
	50	0.44	2	4	-1.59	0.44	8
							-
				0			1
				-0	.		(
				.9	3		2
	100	0.37	6	7	-1.20	0.37	(
							-
				0			1
				-0	.		(
				.8	3		2
	200	0.30	0	0	-1.20	0.30	(
							-
				0			1
				-0	.		(
				.8	3		2
	500	0.30	0	0	-1.20	0.30	(

			0			
		-0	.			-
		.8	3			1
		0	0			.
1000	0.30			-1.20	0.30	2
						(

Composant et bardage Pression ultime du vent
(psf)

Mur	Zone 4	Zone 4	Zone 5	Zone 5
Surface effective du vent, ft ²	GCp+	GCp-	GCp+	GCp-
1	60.5	-67.9	-60.5	-90.0
10	60.5	-67.9	-60.5	-90.0
20	56.6	-64.0	-56.6	-82.2
50	51.4	-58.8	-51.4	-71.8
100	47.5	-54.9	-47.5	-64.0
200	43.6	-50.9	-43.6	-56.1
500	38.4	-45.7	-38.4	-45.7
1000	38.4	-45.7	-38.4	-45.7

Note :
Conversion
des unités

1 psf =
47,88
N/m²
1 pi2 = 0,093 m2

Composants et bardages Pression ultime du vent (psf)

Toit	Zone 1	Zone 1	Zone 2	Zone 2	Zone 3
Surface effective du vent, ft ²	GCp+	GCp-	GCp+	GCp-	GCp+
1	31.0	-97.4	31.0	-171.2	31.0
10	31.0	-97.4	31.0	-171.2	31.0
20	25.9	-85.4	25.9	-142.3	25.9
50	19.1	-69.6	19.1	-104.1	19.1
100	14.0	-57.8	14.0	-75.3	14.0
200	8.9	-57.9	8.9	-75.3	8.9

		-4	8		
		5.	.		
500	8.9	7	9	-75.3	8.9
		-4	8		
		5.	.		
1000	8.9	7	9	-75.3	8.9
Note : Conversion des unités 1 psf = 47,88 N/m ² 1 pi2 = 0,093 m2					

6.3. Cisaillement de base sismique

Le cisaillement de base sismique est dérivé en utilisant la procédure de force latérale équivalente de ASCE 7-22, chapitre 12, avec des coefficients de réponse spectrale ($S_s=2.05g$, $S_1=0.61g$) et un facteur de modification de réponse ($R=6.5$) pour les murs de cisaillement en bois à ossature légère, reflétant la catégorie de conception sismique C d'Haïti. Les coefficients de réponse spectrale et la classe de site sismique utilisés dans ce rapport de calcul couvriraient plus de 90% de la zone d'Haïti. S'il y a une construction sur un site de classe D, des calculs et des vérifications spéciales doivent être effectués par le professionnel responsable. Le facteur de modification de la réponse de $R=6.5$ est raisonnable à utiliser pour ce type de structure sur la base des tests expérimentaux (Florent et al, 2014, 2017) qui ont démontré une ductilité élevée, une limite de sur-résistance plus importante et une capacité d'amortissement significative. Le Rezo TCLA "Guide de Construction TCLA" encourage les conceptions à faible masse avec un contreventement diagonal pour dissiper l'énergie sismique, un principe validé par la performance de la structure lors du tremblement de terre de 2010 lorsqu'elle est correctement exécutée. La section 1613 de l'IBC 2021 impose une conception sismique conforme à la norme ASCE 7-22, qui met l'accent sur l'ancrage et la ductilité. Le document de recherche sur la résistance sismique indique que les charpentes en bois avec remplissage en pierre présentent une bonne dissipation de l'énergie en raison de la flexibilité de la charpente, mais que la fissuration du remplissage réduit l'efficacité à moins d'être renforcée, ce qui suggère que l'accent mis par le TCLA sur les joints flexibles et le post-ancrage est une amélioration pratique pour le risque sismique en Haïti.

Lieu/Ville	Mir eb alais	
Catégorie de risque	II	[Basé sur le tableau 1605.4, IBC 2021]
Facteur d'importance sismique, I_e =	1	
Classe de site	C	[IBC 2021, Section 1613.2.2]
Coefficients de réponse spectrale		

	$S_s =$	2.0 5	g	[D'après la carte/tableau sismique de la CNBH]
	$S_1 =$	0.6 1	g	[D'après la carte sismique/le tableau de CNBH].
Coefficient de site et maximum ajusté				
	$S_{MS} =$	2.4 60	g	[IBC 2021, Eq. 16-20]
	$S_{M1} =$	0.8 54	g	[IBC 2021, Eq. 16-21]
Coefficients de réponse spectrale de conception				
	$S_{DS} =$	1.6 40	g	[IBC 2021, Eq. 16-22]
	$S_{D1} =$	0.5 69	g	[IBC 2021, Eq. 16-23]
Catégorie de conception sismique				
Système de résistance aux forces sismiques		Mur de cisaillement en bois à ossature légère		
Coefficient de modification de la réponse, $R =$	6.5			[ASCE 7 Tableau 12.2-1]
Poids sismique effectif, $W =$	29.3	kips		
Coefficient de réponse sismique, $C_s =$	0.2 52			[ASCE 7 Eq. 12.8-2]
Cisaillement de base de calcul, $V_u =$	7.4	kips		[ASCE 7 Eq. 12.8-1]
Cisaillement de base de calcul, $V_u = 32,9$ kips	32.9	kN		
Période fondamentale de la structure, $T =$	0.1			[ASCE 7 Section 12.8.2]
Période de transition à longue période, $T_L =$	12			[ASCE 7 Section 11.4.6]
Vérification de la limite C_s				
Limite supérieure, $C_{s_max} =$	0.8 76			[ASCE 7 Eq. 12.8-4 & 12.8-5]
Limite inférieure, $C_{(s)}_min = 0,047$	0.0 47			[ASCE 7 Eq. 12.8-7]
Vérifier $C_{(s)}$ limit=	D'accord			
Facteur de sur-résistance, $\Omega_o =$	2.5			[ASCE 7 Table 12.2-1]

Facteur d'amplification de la
déflexion, C_d =

12
5

[ASCE 7
Tableau
12.2-1]

Charge de cisaillement due au vent

	2	
	9	p
Force nominale du vent=	.	s
Longueur du mur, L=	2	f
	2	p
	2	i
Hauteur du mur, H=		p
	8	i
	3	k
Charge totale de cisaillement due au vent=	.	i
	0	p
	8	s
	1	
Charge totale de cisaillement du vent=	3	
	.	k
	7	N

La charge de cisaillement régissante s'avère être due à la charge sismique.

6.4. Les fondations

La conception des fondations tient compte des charges verticales et latérales, en s'assurant de la conformité de la capacité portante du sol conformément à l'IBC 2021, section 1806, qui autorise des valeurs présumées (par exemple, 150 kPa pour les sols rocheux) à moins que les données géotechniques ne précisent le contraire. La "Fiche Technique TCLA" du Rezo TCLA recommande des semelles en béton peu profondes avec des poteaux en bois encastrés, souvent renforcés par des moellons de pierre locaux, pour résister au soulèvement et au glissement, une solution rentable pour les zones rurales d'Haïti. La section 12.13 de la norme ASCE 7-22 exige un facteur de sécurité minimum de 1,5 contre le renversement et le glissement, incorporé dans l'analyse de la semelle. L'utilisation d'un remplissage en moellons dans le cadre de l'approche TCLA améliore la répartition des charges, mais le document de recherche met en garde contre les risques de tassement différentiel avec des fondations non renforcées, préconisant des couches de gravier compactées ou un renforcement minimal pour tenir compte des conditions variables du sol haïtien. En général, pour les fondations en maçonnerie, la largeur de la fondation doit être 2 à 3 fois supérieure à l'épaisseur du mur et elle doit atteindre le bon sol autant que possible pour obtenir une meilleure capacité portante. Les dimensions minimales des semelles sont également recommandées dans la section 1.7.1 du code CNBH. Les dimensions minimales des fondations des murs en béton coulé du tableau R403.5 de l'IRC peuvent également être utilisées.

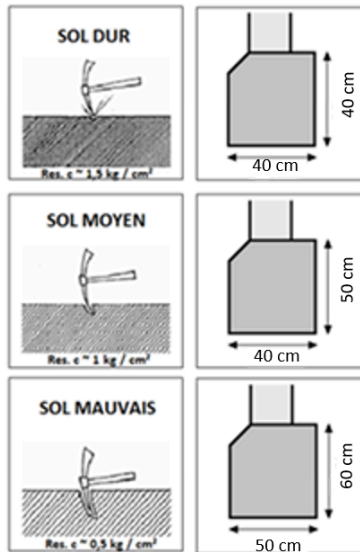


Figure 1 Dimensions minimales de la semelle d'un bâtiment à un étage

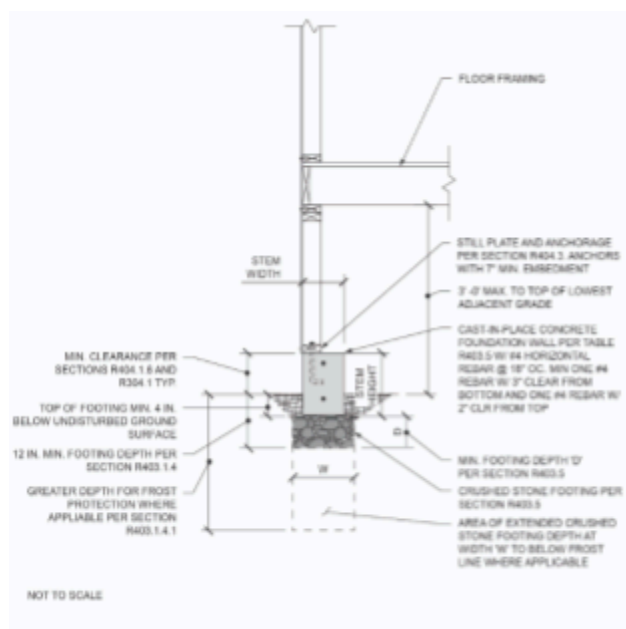


TABLE R403. MINIMUM DEPTH (D) AND WIDTH (W) OF CRUSHED STONE FOOTINGS^{a, b} (inches)

NUMBER OF STOREYS	UNIFORM WALL & LOAD	DEPTH (D) AND WIDTH (W)	LOAD-BEARING VALUE OF SOIL (psf)																			
			1,000				2,000				3,000				5,000				8,000			
			WELL GRADED, S&T				WELL GRADED, S&T				GR. GW ^c											
			Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)		Well width (inches)			
			8	10	12	8	10	12	8	10	12	8	10	12	8	10	12	8	10	12		
Conventional light-frame construction																						
1-story	1,100 psf	D	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			
		W	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
2-story	1,500 psf	D	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6			
		W	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
3-story	2,000 psf	D	10	12	10	9	7	5	0	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		
		W	20	24	20	18	16	14	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
4-inch brick veneer over light-frame or 8-inch hollow concrete masonry																						
1-story	1,100 psf	D	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			
		W	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
2-story	2,100 psf	D	10	12	10	9	8	6	4	0	4	4	4	4	4	4	4	4	4			
		W	20	22	20	18	17	14	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
3-story	4,000 psf	D	20	20	20	18	14	10	10	10	8	7	7	6	4	3	4	4	4	4		
		W	30	34	30	25	20	18	16	14	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
8-inch solid or fully grouted masonry																						
1-story	2,000 psf	D	7	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6		
		W	17	17	17	13	15	17	13	15	17	13	15	17	13	15	17	13	15	17		
2-story	3,000 psf	D	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		
		W	30	30	30	22	20	20	18	19	18	16	16	16	17	13	15	17	13	15	17	
3-story	5,100 psf	D	20	20	20	21	18	16	14	14	12	12	18	8	9	8	7	6	6	6		
		W	40	44	44	33	32	30	27	28	27	22	22	22	22	19	20	18	17	17	17	

For D: 1 inch = 25.4 mm, 1 foot = 304.8 mm, 1 mph = 0.447 m/s.
 a. Linear interpolation of values depth between wall widths is permitted within each load-bearing value of soil (psf).
 b. Crushed stone must be consolidated to 3 in. (76 mm) with a rubber mallet.
 c. Soil classes are in accordance with the Unified Soil Classification System, Refer to Table R403.4.1.2.

TABLE R403.5

MINIMUM CAST-IN-PLACE CONCRETE FOUNDATION WALL DIMENSIONS, REINFORCEMENT AND MAXIMUM BRACED WALL LINE SPACING

WIND EXPOSURE CATEGORY	ULTIMATE DESIGN WIND SPEED (miles per hour)	MINIMUM STEM WALL WIDTH (inches)	MINIMUM STEM WALL HEIGHT (inches)	MINIMUM HORIZONTAL REBAR	MAXIMUM BRACED WALL LINE SPACING (feet)
B	< 140	6	12	(2) - #4	28
C and D	< 140	8	18	(3) - #4	25

For SI: 1 inch = 25.4 mm, 1 foot = 304.8 mm, 1 mph = 0.447 m/s.

Un exemple de calcul de la semelle est donné ci-dessous.

Données

Paramètre	Valeur	Remarques
Géométrie de la paroi		
Épaisseur de la paroi, t_w =	4	Epaisseur du mur en maçonnerie
Hauteur du mur, H_w =	8	Hauteur du mur au-dessus de la fondation
Profondeur de la fondation sous le niveau du sol, D =	2	
Longueur du mur, L =	1	
Charges		
	1	
	2	
	0	
Charge morte (DL), P_D =	0	Charge verticale du mur par 1 pied de longueur de mur (y compris le poids propre)
	1	
	2	
	0	
Charge vive (LL), P_L =	0	Charge vive verticale du mur par 1 pied de longueur de mur
	1	
	5	
Charge latérale (vent/sismique), H_{Load} =	0	Charge latérale horizontale par 1 pied de longueur de mur
Propriétés des matériaux		
Type de maçonnerie en pierre		
	1	
	5	
	0	
Résistance de la maçonnerie, f'_m =	0	Résistance à la compression de la maçonnerie
	1	
	0	
	5	
	0	
	0	
Module d'élasticité pour la maçonnerie d'argile, E_m =	0	[TMS 402-2016, section 4.2.2]
	0	

Poids unitaire de la maçonnerie=

1

2

0

4

0

0

0

Limite d'élasticité de l'acier, f_y =

0

2

9

0

0

Module d'élasticité de l'acier, E_s =

0

Limite d'élasticité des armatures

Propriétés du sol

1

5

0

Capacité portante admissible, q_a =

0

0.

Coefficient de frottement (sol), μ =

4

Capacité portante du sol (d'après le rapport géotechnique)

Coefficient de frottement sol-béton (typiquement 0,3 - 0,6)

Profondeur du remblai

1

1

0

Poids unitaire du sol=

0

2.

0

Largeur en pied, B =

1

Largeur de la semelle d'essai

Profondeur du pied, D =

2

3

Profondeur de la semelle

2

Poids propre du mur, D_{mur} =

0

Facteurs de sécurité et contraintes admissibles

Facteur de sécurité (renversement), FS_{OT} =

1.

5

Facteur de sécurité minimal pour le renversement (plage de 1,5 à 2)

Facteur de sécurité (glissement), FS_{SL} =

1.

5

Facteur de sécurité minimal pour le glissement (plage 1,5 - 2)

En considérant la maçonnerie non armée

	1.	
	1	
Rayon de giration du mur, $r=$	5	
	8	
	3.	
	1	
Rapport $h/r=$	4	
	2	
	4	
	2.	
Contrainte de compression admissible, $F_a=$	7	
	6	[TMS 402-2016, section 8.2.4]
Contrainte de traction admissible, $F_t=$	0	[TMS 402-2016, section 8.2.5]
	5	
	8.	
Contrainte de cisaillement admissible, $F_v=$	0	
	9	[TMS 402-2016, section 8.2.6]

Calcul

Étape 1 : Combinaisons de charges pour ASD (ASCE 7-22, section 2.4.1)

	1
	2
	0
D	0
	2
	4
	0
D+L	0
	1
	2
	9
D+0.6W	0
	1
	3
	0
D+0.7E	5
	2
	1
	6
	7.
D+0.75(L+0.6W)	5
	1
	3
	0
D+0.7E	5

	2
	4
	0
Charge gouvernante, P_{total} =	0
Étape 2 : Calculer la pression d'appui du sol en supposant qu'il n'y a pas d'excentricité	
	1
	2
	0
	0.
	0
Pression d'appui du sol, q =	0
Vérification	O
	K
Étape 3 : Vérifier les contraintes de la maçonnerie	
	5
	0.
Contrainte axiale, f_a =	0
Vérifier	O
	K
	3.
	1
	2
Contrainte de cisaillement, f_v =	5
	D'
	a
	c
	c
	or
Vérifier	d
Étape 4 : Vérifier la stabilité	
Moment de renversement	
	1
	2
	0
$M_{OT}=H_{Charge} \times H_w$ =	0
Moment résistant	
	2
	4
	0
$M_R=P_{total} \times B/2$ =	0
Facteur de sécurité de renversement	

2.

0

0

FS_{OT,calc} = M_R/M_{OT} =

0

Vérification

O

K

Facteur de sécurité de résistance au glissement

4

8

0

F_R = μ x P_{total} =

3.

2

FS_{SL,calc} = F_R/H_{Charge} =

D'

a

c

c

or

Vérifier

d

6.5. Charpente en bois

La capacité de la charpente en bois est évaluée en utilisant le calcul des contraintes admissibles selon AWC-NDS 2018, avec un facteur de durée de charge ($C_D=1,6$) pour les charges sismiques, garantissant que les poteaux et les poutres résistent aux forces verticales et latérales. Le "Guide pratique" du Rezo TCLA encourage l'utilisation de bois disponible localement (par exemple, le pin) traité pour la résistance aux termites, avec des joints à tenon et mortaise pour la flexibilité, une technique enracinée dans la tradition haïtienne. La section 2304 de l'IBC 2021 s'aligne sur les normes de la NDS, exigeant un dimensionnement adéquat des éléments pour résister aux charges. Le document de recherche note que les charpentes en bois présentent une grande ductilité sous les charges cycliques, mais que l'intégrité des joints est essentielle ; l'ajout de renforts métalliques ou de chevilles par le TCLA permet de résoudre ce problème, bien que la corrosion à long terme dans le climat humide d'Haïti mérite d'être prise en compte.

Southern Pipe Grade 1 est utilisé pour les calculs présentés dans ce rapport. Les propriétés de conception de base de Southern Pipe Grade 1 sont indiquées ci-dessous.

Design values (in Mpa)					Modulus of Elasticity (GPa)		Specific Gravity	
Bending, F _b	Tension parallel to grain, F _t	Shear parallel to grain, F _v	Compression perpendicular to grain, F _{c_perpendicular}	Compression parallel to grain, F _{c_parallel}	E	E _{min}	Gravity	
10.34	6.90	1.21	3.90	11.38	11.03	4.00	0.55	

La distorsion du bois - principalement causée par les nœuds et les déviations dans l'orientation des fibres - a un impact significatif sur sa résistance structurelle, en particulier en flexion et en tension. Les nœuds introduisent des perturbations localisées des fibres qui modifient la répartition des contraintes, entraînant des réductions de la rigidité et de la résistance. L'angle du grain, ou l'orientation des fibres du bois par rapport à la direction de la charge, est un facteur critique ; des écarts aussi petits que 5° à 10° peuvent réduire la résistance du bois de 10 % à 30 % (Lucas 2011). Les nœuds vivants ont tendance à provoquer une distorsion des fibres plus importante que les nœuds morts, ce qui aggrave encore la faiblesse de la structure.

Bien que les limites de tolérance numériques spécifiques pour la flexion naturelle des poteaux en bois ne soient pas directement fournies dans la littérature référencée, les principes de conception clés des codes structurels, tels que la National Design Specification® (NDS) pour la construction en bois, répondent à ces préoccupations par le biais de contraintes géométriques et de stabilité.

Selon la section 4.4.1.3 du code NDS, lorsqu'un élément de flexion subit à la fois une flexion et une compression axiale, le rapport profondeur/largeur ne doit pas dépasser 5:1 si l'un des bords est fermement maintenu en ligne. Pour les éléments soumis à n'importe quelle combinaison de tension et de charge, le rapport profondeur/largeur ne doit pas dépasser 6:1. En outre, les éléments naturellement courbés nécessitent un contreventement approprié et leur stabilité doit être évaluée sous des charges axiales et de flexion combinées.

Dans la pratique, la tolérance à la déformation naturelle est évaluée en fonction de multiples facteurs, notamment l'essence de bois, la qualité, le type de charge, les dimensions de l'élément, la présence de défauts supplémentaires et les marges de sécurité requises. Les codes structurels utilisent des états limites ou des approches de conception des contraintes admissibles pour intégrer ces imperfections tout en garantissant la sécurité et l'aptitude au service.

Un exemple de calcul pour l'élément supérieur de la ferme de toit sous l'effet de la charge de vent est présenté ci-dessous.

Charge appliquée - flexion/extrusion

		U n i t é
Lieu d'application	$L_1 = 1.206$	m
Force de compression	$P_c = 0$	kN
Moment maximal, axe fort	$M_z = -0.276$	-kNm
Moment maximal, axe faible	$M_y = 0$	-m
Force de traction	$P_t = 7.868$	kN

Chargement appliqué - Cisaillement+Torsion

		U n i t é
Lieu d'application	$L_2 = 1.206$	m
Force de torsion	$T = 0$	kNm

Effort de cisaillement maximal, axe fort	$V_y =$	1.436	kN
Effort de cisaillement maximal, axe faible	$V_z =$	0	kN

Analyse de la compression axiale

Résistance à la compression admissible

Profondeur (largeur) de l'élément de flexion

Largeur (épaisseur) de l'élément de flexion

Module d'élasticité de référence

Valeur de référence pour la compression parallèle au grain

Facteur de durée de la charge

Facteur de service humide pour F_c

Facteur de température

Facteur de dimensionnement des sciages pour F_c

Facteur de dimensionnement des sciages pour F_t et F_b

Facteur d'incision pour le bois de construction

$d =$	88.9	mm
$b =$	38.1	mm
$E =$	11032	MPa
$F_{c0} =$	11.38	MPa
$C_D =$	1.6	[AWC NDS, tableau 2.3.2]
$C_M =$	1	[AWC NDS, tableau 4A-4F]
$C_t =$	1	[AWC NDS, tableau 2.3.3]
$C_F =$	1.15	[AWC NDS, section 4.3.6]
$C_F =$	1.5	[AWC NDS, section 4.3.6]
$C_i =$	1	[AWC NDS, tableau 4.3.8]

Facteur de répétition de l'élément pour le bois de charpente	$C_r = C_f$	1		[AWC NDS, section 4.3.9]
Facteur d'utilisation à plat	$U =$	1		[NDS AWC, section 4.3.7]
Coefficient d'élancement pour les poteaux pleins	$S_R =$	31.654		[NDS AWC, section 3.7.1.4]
Vérifier SR		D'accord		
Coefficient de variation du module d'élasticité	$C_C = C_V$	0.25		[AWC NDS, Tableau F1, App. F]
Module d'élasticité de référence pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	$E_m = E'$	4030.086	Np a	[AWC NDS, Eq D-4, App. D]
Module d'élasticité ajusté pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	$E_m = F^*$	4030.086	Np a	[AWC NDS, Table 4.3.1]
Valeur de conception de la compression de référence parallèle au grain multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C_p	$F_c = F$	20.9392	Np a	[NDS AWC, section 3.7.1]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments de compression	$F_c =$	3.307	Np a	[NDS AWC, section 3.7.1]

Pour les sciages	$C =$	0.8		[NDS AWC, section 3.7.1]
Facteur de stabilité des poteaux	$F_P =$	0.152		[AWC NDS, Eq 3.7-1]
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	$C =$	3.192	N p a	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de compression réelle parallèle au grain	$f_c =$	0.000	N p a	
Vérifier l'analyse de compression		OK		
Analyse de la tension axiale				
Valeur de conception de la tension de référence parallèle au grain	$F_t =$	6.895	N p a	[AWC NDS, tableau 4A-4F].
Valeur de conception de la tension ajustée parallèle au grain	$F_t =$	16.548	N p a	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de tension réelle parallèle au grain	$f_t =$	2.323	N p a	
Vérifier l'analyse de la tension		Ok		
Analyse de flexion, $F_{b1'}$ (axe fort)				
Valeur de référence de la conception de la flexion	$F_{bx} =$	10.34	N p a	[AWC NDS, Tableau 4A-4F]

Rapport d'élancement pour l'élément de flexion	R_B	=	8.594		
Vérifier R_B			Ok		[AWC NDS, Eq 3.3-5]
Valeur de flexion de référence multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C_{fu} , C_v et C_L	F_b^*	=	24.816	Mpa	[AWC NDS, Section 3.3.3.8]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments de flexion	F_{bE}	=	65.478	Mpa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Facteur de stabilité de la poutre	C_L	=	0.972		[AWC NDS, Eq 3.3-6]
Valeur de calcul de la flexion ajustée	F_b'	=	24.113	Mpa	[AWC NDS, Tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe fort)	f_b1	=	-5.500	Mpa	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion			Ok		
Analyse de flexion, F_b2' (axe faible)					
Valeur de référence de la conception de la flexion	F_{by}	=	10.34	Mpa	[AWC NDS, Tableau 4A-4F]

Valeur de calcul de la flexion ajustée	$F_b = 24.816$	M_p	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe faible)	$f_b = 0.000$	M_p	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion	Ok		
Analyse de la flexion et de la compression axiale			
Coefficient d'élancement	$K_y = 1$		
Coefficient d'élancement	$K_z = 1$		
Longueur effective modifiée du poteau (axe fort)	$l_1 = 1.206$	r	
Longueur effective modifiée du poteau (axe faible)	$l_2 = 1.206$	r	
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	$F_c = 3.192$	M_p	
Valeur de calcul ajustée pour la flexion sur chant	$F_b = 24.113$	M_p	

	$\frac{1}{F'}$			
Valeur de conception ajustée pour la flexion plane	$\frac{b_2}{F}$	24.816	Npa	
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	$\frac{c_1}{E}$	18.001	Npa	[AWC NDS, Section 3.9.2]
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	$\frac{c_2}{E}$	3.306	Npa	[AWC NDS, Section 3.9.2]
Valeur critique de calcul du flambement pour l'élément de flexion	$\frac{b_1}{E}$	65.478	Npa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Vérification de l'unité Vérifier l'analyse de la flexion et de la compression axiale	$\frac{U_C}{C}$	-0.23		[AWC NDS, Section 3.9-3]
		Ok		
Analyse de la flexion et de la tension axiale				
Vérification de l'unité de flexion et de tension axiale combinée	$\frac{U_C}{C}$	-0.081		[AWC NDS, Section 3.9-2]
Vérifier l'analyse de la flexion et de la tension axiale		D'accord		

Analyse de cisaillement

	σ_v		N	
	z		p	
Contrainte de cisaillement dans l'axe z	=	0.000	a	
	T		N	
	=	0.0000	p	
	f		a	
	v		N	
Effort de cisaillement combiné	=	0.000	p	[AWC NDS, Eq 3.4-2]
	a		a	
Capacité de cisaillement admissible				
	F		N	
Valeur de référence pour le cisaillement parallèle au grain (cisaillement horizontal)	v		p	
	=	1.207	a	[AWC NDS, Tableau 4A-4F]
	F			
	'		N	
	v		p	
Valeur de calcul du cisaillement ajusté parallèle au grain (cisaillement horizontal)	=	1.93	a	
	U			
	C			
Rapport d'unité de cisaillement	=	0.000		
Vérification de l'unité de cisaillement		OK		

6.6. Capacité des murs de cisaillement

La capacité d'un mur de cisaillement à ossature bois avec remplissage en maçonnerie est la contribution combinée de l'ossature bois et du remplissage en pierre. La présence d'un remplissage a une influence positive significative sur la résistance maximale et la capacité de charge latérale du mur. Les résultats des tests expérimentaux de la thèse de Florent sont utilisés comme référence pour calculer la capacité du mur de cisaillement pour le bâtiment modèle utilisé dans ce rapport.

Données d'entrée		Unité	Remarques
	1		
	3		
	0		
Poids sismique effectif, $W=$	.532	kN	
Cisaillement de base sismique total, $V=$	.92	kN	[ASCE 7-22, Section 12.8]
Hauteur du mur, $H_{\text{mur}}=$	.751	m	
Hauteur du pignon, $H_{\text{pignon}}=$	.56	m	
Longueur du long mur, $L=$	.54	m	
Longueur du mur court, $B=$	.60	m	
Longueur de chaque segment de mur à ossature bois, $l_e=$	.90	m	
Epaisseur du mur, $t=$	.110	m	
Résistance à la compression de la maçonnerie, $f_m=$	.340	MPa	
Contrainte de cisaillement admissible pour la maçonnerie non armée, $F_v=$	.1	MPa	
Calculer le facteur de distribution verticale ($w_{(x)} h(x)^k$)			

Facteur d'exposant lié à la période de la structure, $k=$

1

[ASCE 7-22, section 12.8.3]

Poids approximatif à chaque niveau

En supposant que le poids sismique est concentré à chaque niveau proportionnellement à la distribution de la masse

$$w_1 = \frac{8}{4} \cdot \frac{k}{N} \text{ à } h_1 = 2,75 \text{ m}$$

$$w_2 = \frac{4}{6} \cdot \frac{k}{N} \text{ à } h_2 = 4,25 \text{ m}$$

$$w_{(1) h(1)}^{(k)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k}{N}$$

$$w_{(2) h(2)}^{(k)} = \frac{2}{5} \cdot \frac{k}{N}$$

$$\text{Total } w_{(x) h(x)}^{(k)} = \frac{8}{10} \cdot \frac{k}{N}$$

Calculer la force latérale à chaque niveau (F_x)

[ASCE 7-22, section 12.8.3]

$$F_1 = \frac{1}{7} \cdot \frac{k}{N} \text{ à } h_1 = 2,75 \text{ m}$$

$$F_2 = \frac{1}{5} \cdot \frac{k}{N} \text{ à } h_2 = 4,25 \text{ m}$$

Répartition des forces sur les murs

$$\text{Longueur de la paroi longue, } L_{\text{paroi longue}} = \frac{6}{5} \text{ m}$$

$$\text{Longueur du mur court, } L_{\text{mur court}} = \frac{4}{6} \text{ m}$$

$$\text{Force par paroi longue} = \frac{1}{6} \cdot \frac{k}{N} \text{ par mur de 6,5 m}$$

	4		
	5		
	1		
	1		
	.	k	
Force par paroi courte=	6	N	par mur de 4,6 m

Vérification de la capacité de cisaillement d'un cadre en bois avec un remplissage en maçonnerie de pierre

Capacité de cisaillement de l'ossature bois

Capacité de cisaillement nominale supposée pour l'ossature bois (avec remplissage en pierre) avec contreventement, $F_{(s1)}$ =
 Nombre de segments avec contreventement le long du mur long=

6
.
7
5
3

k
N
/
rr

Nombre de segments avec contreventement le long du mur court = 3,5

5
1
.
3
4

k
N
/
rr

Capacité de cisaillement nominale supposée pour un cadre en bois (avec remplissage en pierre) sans contreventement, $F_{(s2)}$ =
 Nombre de segments sans contreventement le long du mur long=
 Nombre de segments sans contreventement le long du mur court=

0
0

Facteur de sécurité pour la conception ASD. SF=

2
3

Capacité de cisaillement admissible pour une ossature bois (avec remplissage en pierre) avec contreventement, F'_{s1} =

.
3
5
0

k
N
/
rr
k

Capacité de cisaillement admissible pour l'ossature bois (avec remplissage en pierre) sans contreventement, F'_{s2} =

.
6
7

N
/
rr

Capacité de cisaillement de l'ossature bois le long du mur long, $V_{(long)} \text{ bois}$ =

1
6
.
7
5
1
1

k
N

Capacité de cisaillement de l'ossature bois le long du mur court, $V_{(court)} \text{ bois}$ =

.
7
2
5

k
N

Capacité de cisaillement combinée

	1	
	6	
	.	
Capacité de cisaillement totale=	7	k
	5	N
	3	
	3	
	.	k
Pour deux murs longs=	5	N
Vérifier le cisaillement =	C	
	K	
Pour les murs courts, en utilisant les échelles de capacité par rapport à la longueur		
	1	
	1	
	.	
Capacité totale de cisaillement =	7	k
	3	N
	3	
	5	
	.	
	1	k
Pour trois murs courts=	8	N
	C	
	,	
	a	
	c	
	c	
	o	
	r	
Vérifier le cisaillement =	d	

6.7. Stabilité hors plan

La stabilité hors plan est un aspect critique de la performance sismique des murs à ossature bois avec remplissage en maçonnerie. Bien qu'il n'existe pas de formule unique pour calculer directement la résistance hors plan en se basant uniquement sur la taille des éléments en bois, la recherche met en évidence une série de facteurs contributifs et de méthodes d'évaluation.

Facteurs contribuant à la stabilité hors plan

1. Résistance à la flexion des éléments de l'ossature bois
La rigidité et la résistance à la flexion des principaux éléments en bois, tels que les poteaux verticaux (poteaux), les plaques supérieures (lisse haute) et les poutres d'ancrage (entrait), sont essentielles pour résister aux forces de flexion hors plan. Ces éléments continus contribuent à la rigidité globale et à la performance en flexion du mur sous les charges sismiques ou éoliennes agissant perpendiculairement au plan.
2. Contreventement de la ferme de toit et de l'angle du mur

Le contreventement de la ferme de toit à l'aide d'éléments diagonaux entre chaque élément de la ferme ou au moins à l'aide d'un contreventement entre l'élément supérieur de la ferme extérieure et les murs latéraux contribuera à fournir une stabilité supplémentaire en cas de charge hors du plan. Les éléments de renforcement horizontaux utilisés à l'angle du mur jouent également un rôle important dans la réduction de la concentration des contraintes à l'angle du bâtiment et dans la réduction des risques de séparation de l'angle lors d'un tremblement de terre ou d'un vent violent. La taille de l'élément de contreventement doit être la même que celle du bois utilisé comme poutre de ceinture.

3. Détails des connexions

Le type et la qualité des connexions entre les éléments en bois et entre le bois et le remplissage sont essentiels pour le transfert des charges hors plan. Des études expérimentales ont montré que les assemblages cloués réduisent considérablement le risque de détachement du remplissage lors d'événements sismiques, ce qui permet de maintenir la stabilité globale de la paroi.

4. Confinement et soutien apportés par le remplissage

Un remplissage en maçonnerie bien fixé améliore la résistance hors plan en fournissant un soutien latéral aux éléments en bois, réduisant ainsi leur longueur effective de flambement. Toutefois, si le remplissage est mal collé ou détérioré, il peut constituer un handicap et présenter un risque d'effondrement.

5. Interaction entre l'ossature et le remplissage

Le comportement structurel est influencé par l'interaction entre l'ossature et le remplissage. Alors que la maçonnerie de remplissage a généralement une faible résistance hors plan lorsqu'elle est considérée indépendamment, sa masse et sa résistance au frottement aux interfaces contribuent à l'amortissement et à la stabilité lorsqu'elle est bien confinée.

6. Élancement des panneaux et qualité des matériaux

Le rapport d'élancement (hauteur sur épaisseur) du remplissage et la résistance à la compression du mortier sont des paramètres importants. Les panneaux minces, mal entretenus ou fissurés présentent une résistance moindre aux charges hors plan.

7. Mesures de renforcement

Des mesures supplémentaires telles que le treillis métallique interne, les mortiers de terre renforcés de fibres et la limitation de la teneur en eau pendant la construction se sont avérées efficaces pour contrôler la fissuration et améliorer la stabilité après la fissuration sous l'effet des forces hors plan.

6.8. Raccordement

Les connexions sont conçues conformément à l'AWC-NDS 2018, en utilisant des joints cloués ou chevillés pour résister aux charges axiales et latérales, avec un facteur de durée de charge ($C_D=1,6$) pour les conditions sismiques. La "Fiche Technique" de Rezo TCLA préconise de combiner les assemblages traditionnels à tenons et mortaises avec des sangles ou des boulons métalliques modernes pour améliorer la résistance, une approche hybride validée par les conclusions du document de recherche selon lesquelles les connexions renforcées augmentent la dissipation de l'énergie de 30 à 40 % sous les charges sismiques. La section 2305 de l'IBC 2021 exige que les connexions transfèrent efficacement les forces, tandis que la section 12.11 de l'ASCE 7-22 impose un ancrage pour prévenir les défaillances. Les calculs présentés pour la conception des connexions sont basés sur la NDS de l'AWC et le manuel de l'acier de l'AISC.

Conception des connexions

Géométrie de la charpente en bois

Épaisseur de l'élément principal, t_m =	1.5	en
Épaisseur de l'élément latéral, t_s =	1.5	po
Largeur de l'élément principal, b_m =	3.5	po
Largeur de l'élément latéral, b_s =	3.5	po

Propriétés des matériaux

Espèce=

Qualité=

Densité (G)=

Module d'élasticité, E=

Contrainte d'appui admissible, $F_{c \square}$ =

No.

1

0.5

5

160

000

0

565

psi

psi

[Réf. tableau NDS 12.3.3A]

[Réf. tableau NDS 4A-4F]

[Réf. tableau NDS 4A-4F]

Charges

Charge axiale (compression ou traction), P=

Charge latérale (cisaillement), V=

200

850

lb

lb

Détails de la fixation (connexion)

Type de fixation

Diamètre, D=

Pénétration, p=

Vérification de la pénétration minimale=

Clo

u

0.1

62

1.5

Ok

en

po

Nombre de fixations, N=

Nombre de fixations dans une rangée=

Facteurs d'action de groupe, C_d =

Espacement minimal des clous, s=

Distance minimale entre les bords et les extrémités=

Limite d'élasticité du clou, $F_{(vb)}$ =Facteur de réduction basé sur le diamètre du clou, R_d =

10

2

1

0.4

86

0.5

67

900

00

2.2

po

po

psi

[Estimation initiale]

[Réf. tableau 11.3.6A de la NDS]

[Réf. tableau SDN 12.5.1E]

[Réf. tableau NDS 12.5.1A]

[Réf. tableau NDS 12.3.1E]

Facteur d'ajustement du tableau
11.3.1 des NDS

Facteur de durée de la charge, C_D =	1.6		Pour les charges de vent
Facteur de service humide, C_M =	1		[Ref NDS 11.3.3]
Facteur de température, C_t =	1		[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de grain final, C_{eq} =	1		
	0.6		
Facteur de clouage, C_{tn} =	7		[Réf. NDS 12.5.4]

Calcul de l'assemblage par clouage

	552		
Résistance de la cheville, $F_{eml}=F_{esl}=$	5.5		
	5	psi	[Réf. tableau NDS 12.3.3]
	636		
	9.4		
Résistance de la cheville, $F_{em\Box}=$	0	psi	[Réf. tableau NDS 12.3.3]
	1.0		
$Re=F_{em}/F_{es}=$	0		

Calcul de la capacité latérale

Valeur de conception latérale de référence, Z =	113	lb/clou	[Réf. tableau 12S de la ND dans l'hypothèse d'un clou de 16d]
Valeur de calcul latérale ajustée, Z' =	181	lb/clou	
	180		
Capacité totale=	8	lb	

Capacité de charge axiale (retrait)

	50.	lb/in de pénétration	
Capacité de conception de retrait=	15		[Réf. NDS Eqn. 12.2-3]
Capacité nominale totale de retrait, W =	75	lb par clou	
Capacité de retrait ajustée par clou, W' =	81	lb	

Capacité portante (compression axiale)

Valeur de conception de référence, $F_c\Box=$	565	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Valeur de calcul corrigée, $F'_c\Box=$	904	psi	
	474		
Capacité portante totale, $P_{total}=$	6	lb	

Calcul du nombre de clous

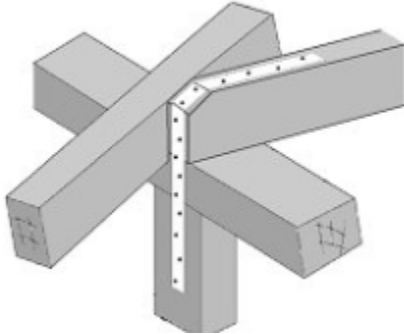
Pour la charge latérale, nombre de clous, $N_{latéral}=$	5	pcs	
--	---	-----	--

Pour une charge axiale, nombre de
clous, $N_{axial} =$

3

pièces

6.8.1. Toit à la charpente en bois



Géométrie de la charpente en bois

		Unité
Épaisseur de l'élément principal, $t_m =$	3	
	.	
	5	po
	3	
Épaisseur de l'élément latéral, $t_s =$	.	
	5	po
	1	
Largeur de l'élément principal, $b_m =$	.	
	5	po
	1	
	.	
Largeur de l'élément latéral, $b_s =$	5	po

Propriétés des matériaux

Espèce=	N		
	0		
	.		
Qualité=	1		
	0		
	.		
Densité (G)=	5		[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
	5		
	1		
	6		
	0		
	0		
	0		
Module d'élasticité, E=	0	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
	5		
Contrainte d'appui admissible, F_c	6		[Réf. tableau NDS 4A-4F]
$\square =$	5	psi	

Charges

	3	
	7	
Charge de cisaillement totale le	0	
long de chaque mur=	0	lb
Nombre de segments de mur=	5	
	1	
	3	
Charge axiale (compression ou	5	
tension), P=	0	lb
	7	
Charge latérale (cisaillement),	4	
V=	0	lb

Détails de la fixation (connexion)

	C		
	I		
	o		
Type de fixation	u		
	0		
	.		
	1		
Diamètre, D=	6		
	2	en	
	1		
	.		
Pénétration, p=	5	po	
Vérification de la pénétration	O		
minimale=	k		
Nombre de fixations, N=	4		[Estimation initiale]
Facteurs d'action de groupe, C _g =	1		[Réf. tableau
	0		11.3.6A de la NDS]
	.		
	4		
Espacement minimal des clous,	8		[Réf. tableau SDN
s=	6	po	12.5.1B]
	0		
	.		
	5		
Distance minimale entre les	6		[Réf. tableau NDS
bords et les extrémités=	7	po	12.5.1A]
	9		
	0		
	0		
	0		
Limite d'élasticité du clou, F _(yb) =	0	psi	
	2		
Facteur de réduction basé sur le	.		[Réf. tableau NDS
diamètre du clou, R _d =	2		12.3.1B]

Facteur d'ajustement du tableau
11.3.1 des NDS

	1		
Facteur de durée de la charge, $C_D=$	.		Pour les charges de vent
	6		
Facteur de service humide, $C_M=$	1		[Ref NDS 11.3.3]
Facteur de température, $C_t=$	1		[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de grain final, $C_{eq}=$	1		
	0		
	.		
	6		
Facteur de clouage, $C_{tn}=$	7		[Réf. NDS 12.5.4]

Calcul de l'assemblage par clouage

	5		
	5		
	2		
	5		
	.		
Résistance de la cheville, $F_{eml}=F_{esl}=$	5		[Réf. tableau NDS 12.3.3]
	5	psi	
	6		
	3		
	6		
	9		
	.		
Résistance de la cheville, $F_{em\Box}=$	4		[Réf. tableau NDS 12.3.3]
	0	psi	

Calcul de la capacité latérale

	1		
Valeur de conception latérale de référence, $Z=$	5		[Réf. tableau 12P de la NDS dans l'hypothèse d'un clou de 16d].
	0	lb/clou	
	2		
Valeur de calcul latérale ajustée, $Z'=$	4		
	0	lb/clou	
	9		
	6		
Capacité totale=	0	lb	

Capacité de charge axiale
(retrait)

	5		
	0		
	.		
Capacité de conception de retrait=	1	lb/in de pénétration	[Réf. NDS Eqn. 12.2-3]
	5		

Capacité nominale totale de retrait, $W=$	7	lb par clou	
Capacité de retrait ajustée par clou, $W'=$	5		
	8		
	1	lb	
Capacité portante (compression axiale)			
	5		
Valeur de conception de référence, $F_c \phi=$	6		
	5	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
	9		
	0		
Valeur de calcul corrigée, $F'_c \phi=$	4	psi	
	4		
	7		
	4		
Capacité portante totale, $P_{total}=$	6	lb	
Calcul du nombre de clous			
Pour la charge latérale, le nombre de clous, $N_{latéral}=$	4	pcs	
Taille de la sangle métallique (AISC 360, section D2)			
	1		
	.		
Largeur de la bande, $w=$	5	en	[supposer pour l'essai]
	0		
	.		
	0		
Épaisseur de la bande, $t=$	6		
	0	po	[En supposant la jauge 16]
	0		
	.		
	1		
	7		
	9		
Surface brute, $A_g=$	4	po ²	
Limite d'élasticité du feuillard métallique, $F_v=$	3		
Résistance ultime de la sangle métallique, $F_u=$	3	ksi	
	5		
	0	ksi	
	5		
	.		
	9		
Résistance nominale à la traction, $P_n=$	2		
	0	kips	
	3		
	.		
	5		
Résistance ASD : $P_{admissible}=$	5	kips	

Vérification	O K		
Rupture nette de la section [AISC 360, section D2]			
Nombre de clous par emplacement, n_{trous} =	1 0 .2 2 4 5 0 0 7 6 3		
Diamètre du trou, D_h =		en	
Surface nette, A_n =		po ²	
Résistance à la rupture par traction, P_n =		kips	
Résistance ASD : $P_{\text{admissible}}$ =		kips	
Vérification	D , a c c o r d		
Nombre de clous nécessaires pour la charge axiale avec sangle métallique =	6	pcs	
Résistance au cisaillement de la bande métallique			
Résistance nominale au cisaillement, V_n =	3 .6 2 1 3	kips	
Résistance au cisaillement admissible, $V_{\text{admissible}}$ =		kips	[AISC 360, section G1]
Vérifier	D , a c c		

0
r
d

Vérification de l'interaction axiale
et de cisaillement

	1		
	.		
	3		
Résistance axiale requise, P_r =	5	kips	
	3		
	.		
Résistance axiale admissible, P_a =	5		
	5	kips	
	0		
	.		
Résistance au cisaillement requis, V_r =	7		
	4	kips	
	2		
	.		
Résistance au cisaillement admissible, V_a =	1		
	3	kips	
	0		
	.		
	5		
Rapport d'interaction=	0		[AISC 360, section H3]
	O		
Vérifier	K		

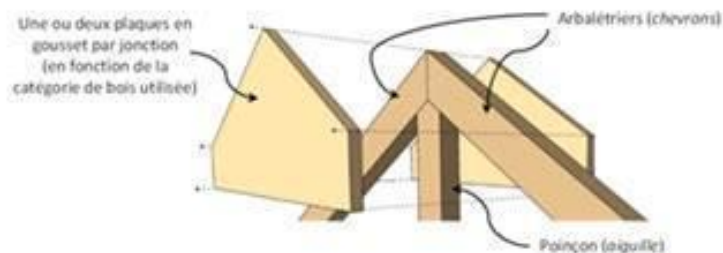
REMARQUE :

Si un clou 10d (diamètre 0,128") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 50 %.

Si un clou 8d (diamètre 0,131") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 45%.

Si un clou 6d (diamètre 0,113") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 90 %.

Pour une ferme de toit avec des goussets utilisant une gravité spécifique identique, le calcul du nombre de clous requis pour l'élément de la ferme de toit est donné ci-dessous.



Propriétés du matériau

Espèce=	No. 1		
Grade=			
Gravité spécifique (G)=		0.55	[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
		160 000	
Module d'élasticité, E=	0	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]

**Détails des fixations
(connexions)**

Type de fixation	Clou	
Diamètre, D=	0.113	po
Pénétration, p=	1.5	en
Vérification de la pénétration minimale=	D'acco rd	

**Facteur d'ajustement du tableau
11.3.1 des NDS**

Facteur de durée de charge, C_D =		Pour les charges de vent
Facteur de durée de la charge, C_D =		Pour les charges gravitaires (D+L)
Facteur de service humide, C_M =		[Ref NDS 11.3.3]

Facteur de température, $C_t =$

[Réf. tableau NDS
2.3.3]

Facteur de grain final, $C_{eg} =$

Facteur d'action de
groupe, $C_g =$

[Réf. tableau
11.3.6A des NDS]

Calcul de la capacité latérale

Valeur de conception
latérale de référence,
 $Z =$

7
9

lb/clou

[Réf. tableau NDS 12N
dans l'hypothèse d'un
clou 8d].

Valeur de calcul
latérale ajustée, $Z' =$

1
2
6

lb/clou

pour un assemblage en
cisaillement simple pour
une charge de vent

Valeur de calcul
latérale ajustée, $Z' =$

7
9

lb/clou

pour un assemblage en
cisaillement simple pour
une charge de gravité

	Élément de la ferme de toit	Hau t/ba s	V e r t i c a l	D i a g o n a l e	
Ve nt	Charge axiale, $P =$	204 1	8 9 9	7 6 9	lb
	En supposant un clou 8d, d'un diamètre de 0,113".				

Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec goussets (assemblage à double cisaillement) =	9	4	4	Pcs
---	---	---	---	-----

Gravité	Élément de ferme de toit	Haut/bas	Vertical	Diagonale	
	Charge axiale, P=	1633	720	615	lb
	En supposant un clou 8d, d'un diamètre de 0,113".				
	Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec goussets (assemblage à double cisaillement) =	11	5	4	Pcs

Nombre maximal de clous requis pour la ferme de toit

Élément de la ferme de toit	Haut/bas	Vertical	Diagonale	
-----------------------------	----------	----------	-----------	--

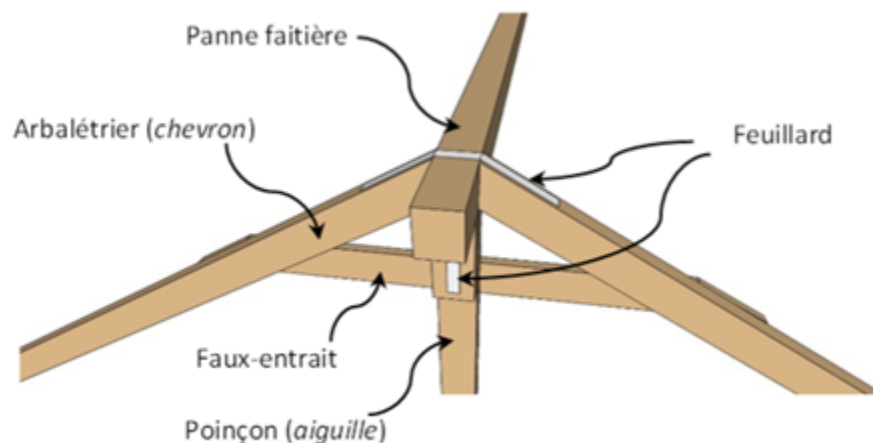
En supposant un clou 8d, d'un diamètre de 0,113".				
Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec goussets (assemblage à double cisaillement) =	11	5	4	Pcs

REMARQUE :

Si un clou 6d (diamètre 0.099") est utilisé à la place d'un clou 8d (diamètre 0.113"), la quantité de clous nécessaire peut être augmentée de 30%.

Si un clou 10d (diamètre 0,128") est utilisé à la place d'un clou 8d (diamètre 0,113") lors de l'utilisation d'un gousset plus épais, la quantité de clous nécessaire peut être diminuée de 30%.

Une autre méthode d'assemblage pour les éléments de la ferme de toit consiste à utiliser une sangle métallique (épaisseur minimale de 16). Le calcul est illustré ci-dessous.



Propriétés du matériau

Espèce=

Qualité

N°
1

Densité (G)=	0.55	p s i	[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
	160000		
Module d'élasticité, E=	0		[Réf. tableau NDS 4A-4F]

Détails des fixations (connexions)

Type de fixation	Clou	p o e n
Diamètre, D=	0.162	
Pénétration, p=	1.5	
Vérification de la pénétration minimale=	D'accord	

Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 des NDS

Facteur de durée de charge, C_D =	1.6	Pour les charges de vent
Facteur de durée de la charge, C_D =	1	Pour les charges gravitaires (D+L)
Facteur de service humide, C_M =	1	[Ref NDS 11.3.3]
Facteur de température, C_t =	1	[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de grain final, C_{eg} =	1	

Calcul de la capacité
latérale

Valeur de conception latérale de référence, Z=	1 5 0	lb/cl ou	[Réf. tableau 12P des SND, en supposant un clou de 16d].
Valeur de calcul latérale ajustée, Z'=	2 4 0	lb/cl ou	pour un assemblage en cisaillement simple sous charge de vent
Valeur de calcul latérale ajustée, Z'=	1 5 0	lb/cl ou	pour un assemblage en cisaillement simple pour une charge de gravité

V e n t	Élément de la ferme de toit	Haut/ bas	Vertical	Diag onal e	
	Charge axiale, P=	2041	899	769	
	En supposant un clou 16d, d'un diamètre de 0,162".				
	Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec une sangle métallique =	9	4	4	

G
r
a
v
i
t
é

Élément de ferme de toit	Haut/ bas	Vertical	Diag onal e	
Charge axiale, P=	1633	720	615	
En supposant un clou 16d, d'un diamètre de 0,162".				
Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec une sangle métallique =	11	5	5	

Nombre maximal de clous requis pour les fermes de toit

Membre de la ferme de toit	Haut/ bas	Vertical	Diag onal e	
En supposant un clou 16d, d'un diamètre de 0,162".				
Nombre de clous nécessaires pour une charge axiale avec une sangle métallique =	11	5	5	

REMARQUE :

Si un clou 10d (diamètre 0,128") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 50 %.

Si un clou 8d (diamètre 0,131") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 45%.

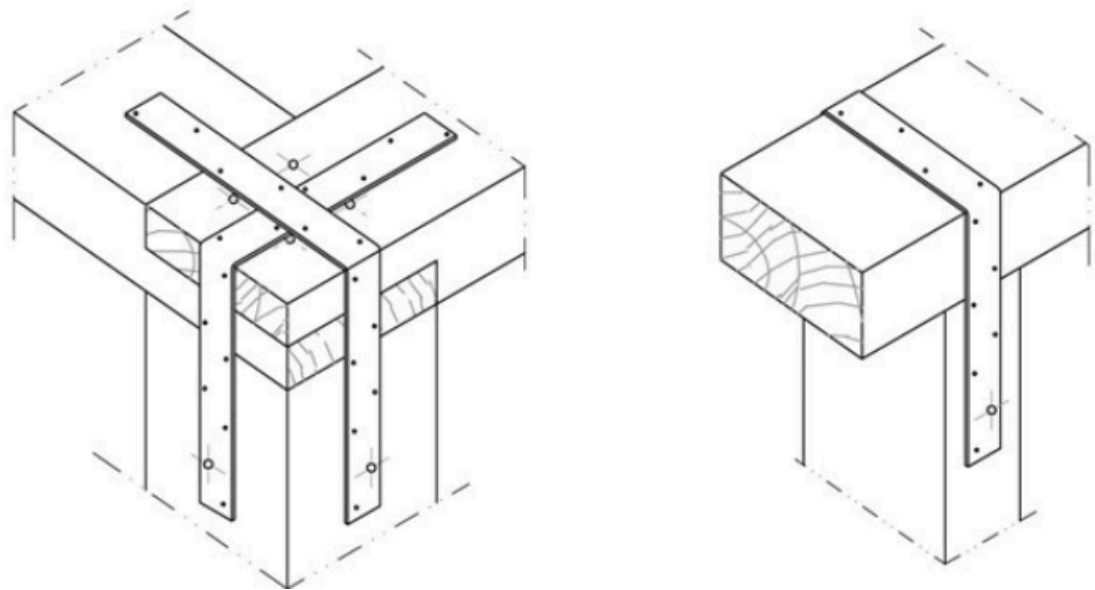
Si un clou 6d (diamètre 0,113") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 90 %.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de calcul latérales des tableaux NDS pour les différents types de clous et le type de connexion, ainsi que la longueur minimale de pénétration dans l'élément principal, qui peuvent être utilisés pour calculer les exigences de connexion en suivant la même approche que celle décrite ci-dessus.

Type de boîte commun	Diamètre, D (po)	Longu eur minim ale suppo sée de pénétr ation, P dans l'élème nt princip al (po)	V a l e u r d e c al c u l c u l l a t é r a l e (v a l e u r Z))	V al e u r d e c al c u l l a t é r a l e (v a l e u r Z))	Val eur de cal cul lat é ra le (va leu r Z) av ec un élé me nt de gra vit é sp éci fiq ue ide nti qu e de 3/4 ".
-------------------------	---------------------	--	---	--	---

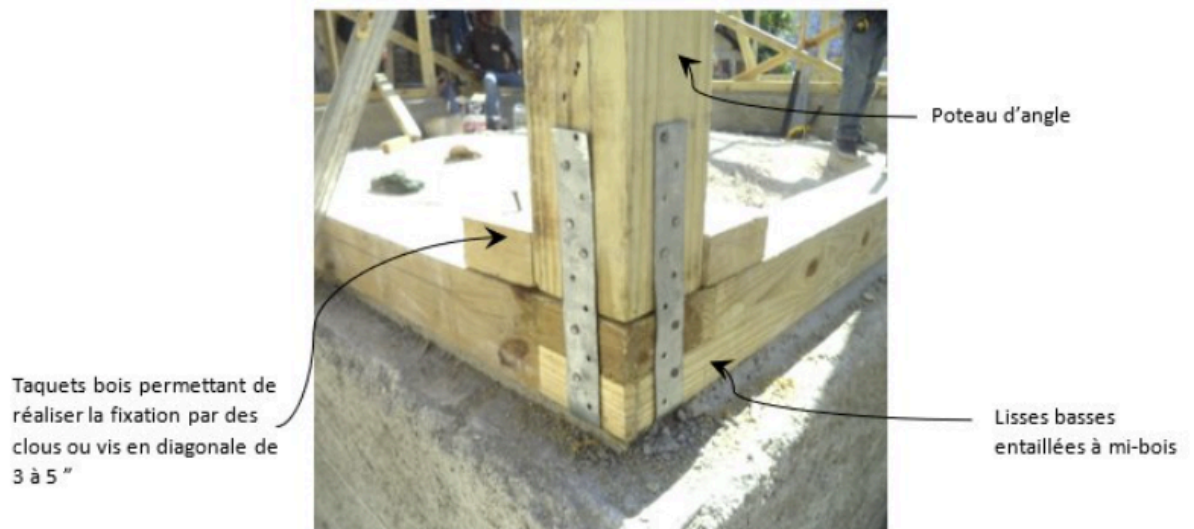
			c u n e t ô l e d' a c i e r d e q u a l i t é 3 3	oi d s s p é cif iq u e id e nt iq u e d e 1	
Clou 16d (0.162" dia.)	0.162	1.62	1 5 0	1 5 4	13 8
Clou 10d (0,128" dia.)	0.128	1.28	1 0 0	1 0 1	10 1
Clou 8d (0,131" dia.)	0.131	1.31	1 0 4	1 0 6	10 4
Clou 6d (0,113" dia.)	0.113	1.13	7 9	7 9	79

6.8.2. Plaque d'appui aux poteaux



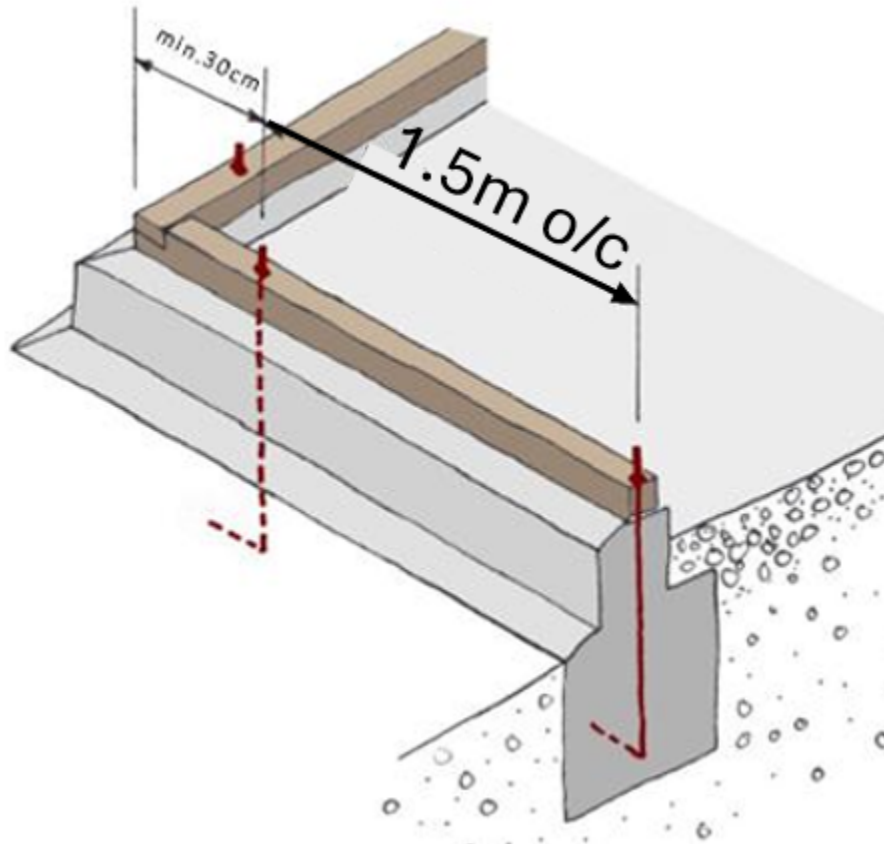
Le calcul de la liaison entre la lisse d'assise et les poteaux est similaire à celui présenté pour la liaison entre la toiture et le soubassement supérieur, dans l'hypothèse du scénario le plus défavorable.

6.8.3. Poteau à la base du bois



Le calcul de la liaison entre les poteaux et le bois de base est similaire à celui présenté pour la liaison entre la toiture et le soubassement supérieur, dans l'hypothèse la plus défavorable.

6.8.4. Plaque d'ancrage ou bois de base à la fondation



Géométrie

Épaisseur de la pièce de bois, t_m =

Largeur de la pièce de bois, W_m =

Profondeur des fondations, h_f =

Longueur du crochet pour la tige de renforcement, e_n =

Longueur effective d'encastrement du boulon d'ancrage plié, l_b =

Diamètre de la tige d'ancrage, d_a =

Diamètre de la tête de fixation, D_H =

Nombre de tiges de renforcement par poteau, n =

Espacement entre les tiges, s =

Distance au bord, e =

Unité
nn
nn
nn
nn
nn

nn
nn
nn
nn
nn

nn
nn
nn
nn

Propriétés des matériaux

Résistance à la compression de la maçonnerie, $f_{(m)}$ =	10	M P a M P a	
Module d'élasticité de la maçonnerie, E_m =	7000		[Réf. TMS 402, section 4.2.2]
Limite d'élasticité de l'armature, f_y =	275		
Espèce=			
Grade=	No. 1		
Densité (G)=	0.55		[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
Module d'élasticité, E =	11032	M P a k	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Valeur de calcul latérale, Z	2.32	N	[Réf. tableau 12A des NDS]
Calcul de la valeur de calcul de l'enfoncement de la tête, W_H =	7.06	k N	[Réf. NDS équation 12.2-6]

Charges

Charge de cisaillement totale le long de chaque mur=	16.45	k N
Réaction de soulèvement totale à chaque long mur=	44	k N
Nombre de points d'ancrage=	5	
Charge de soulèvement, P_u =	8.8	k N
Charge latérale, V =	3.29	k N

Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 de la NDS

Facteur de durée de la charge, C_D =	1.6	Pour la charge de vent
Facteur de service humide, C_M =	1	[Ref NDS 11.3.3]
Facteur de température, C_t =	1	[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de grain final, C_{eq} =	1	
Facteur de clouage, C_{tn} =	0.67	[Réf. NDS 12.5.4]

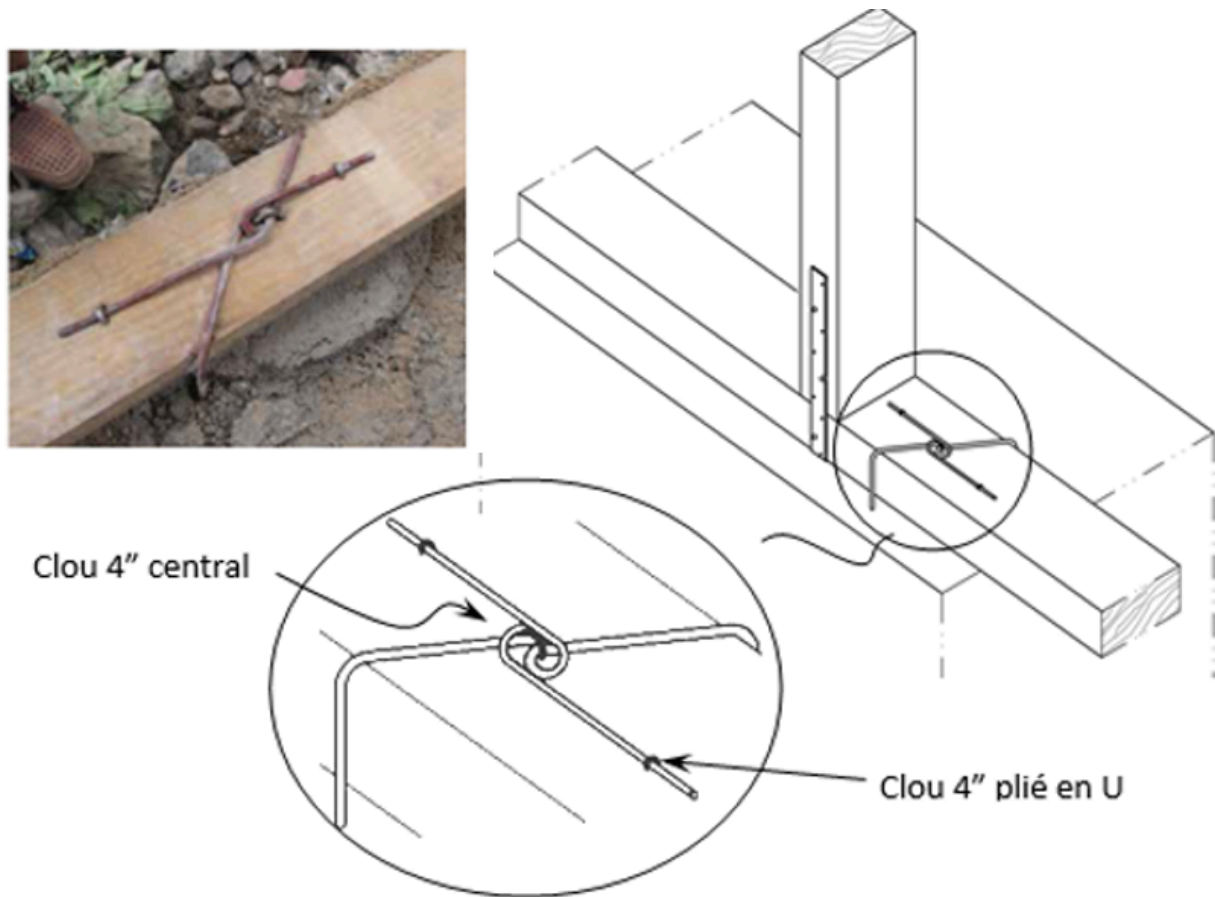
Capacité d'ancrage avec tige en L

Facteur de réduction de la résistance, ϕ pour l'arrachement de l'ancrage=	0.65	[Réf. TMS 402, section 9.1.4.1]
--	------	---------------------------------

Facteur de réduction de la résistance, ϕ pour la déformation de l'acier = 0,9	0.9		[Réf. TMS 402, section 9.1.4.1]
Surface totale pour les tiges, $A_{st} =$	113.10	m^2	
Limite d'élasticité admissible, $P_{sv} =$	18.7	kN	
Vérification de la longueur de développement (ACI 318)			
Longueur de développement de base, $l_d =$	41.74	m	[ACI 318, tableau 25.4.2.2]
Vérifier la longueur de développement	Ok		
Calcul de la capacité d'arrachement du béton en traction			
$\Psi_{c,P} =$	1		
Capacité d'arrachement par tige, $\phi N_{dn} =$	21.1	kN	[ACI 318, Eq. 17.4.3.1]
Capacité de gouverne par tige =	18.7	kN	
Charge de traction axiale admissible d'une barre d'ancrage coudée			
Lorsque l'ancrage est régi par le bec de biche de la maçonnerie, $B_{ab} =$	165.31	kN	[Réf. TMS 402, eqn 8-3]
En cas d'arrachement de l'ancrage, $B_{ap} = 43,9$ kN [Réf.	43.9	kN	[Réf. TMS 402, eqn 8-4]
Lorsqu'il est régi par la déformation de l'acier, $B_{as} = 18,7$ kN [Réf.	18.7	kN	[Réf. TMS 402, eqn 8-5]
Longueur de développement de la barre de traction, $l_d =$	393.21	m	
Capacité d'ancrage totale de la barre =	18.7	kN	
Capacité d'ancrage ajustée avec le facteur de réduction =	13.1	kN	[ACI 318, section 17.3.3]
Vérification de la capacité d'ancrage =	OK		
Résistance latérale (cisaillement) Supposons que les tiges résistent au cisaillement par friction ou par l'action des chevilles.			
Capacité de chevillage ajustée pour les tiges =	3.71	kN	
Vérification de la capacité d'ancrage	OK		
Résistance au cisaillement de la tige			

Résistance nominale au cisaillement, V_n =	18.7	kN	[AISC 360, section G1]
Résistance au cisaillement admissible, $V_{admissible}$ =	11.17	kN	
Vérification	D'accord		

Le calcul de la capacité d'ancrage à l'aide d'un fil de ligature de 6 mm est donné ci-dessous.
L'espacement maximal entre les ancrages doit être de 1 m o/c.



Géométrie

Epaisseur de la pièce de bois, t_m =	88.9	mm	Unité
Largeur de la pièce de bois, W_m =	88.9	mm	
Profondeur des fondations, h_f =	0.5	m	
Longueur du crochet pour le fil de ligature, L_s =	0.3	m	
Longueur effective d'encastrement du fil de ligature, l_b =	0.4	m	

Diamètre du fil de ligature torsadé, D_w =	6	n	
Nombre de tiges/fils de renforcement par poteau, n =	1	n	
Espacement entre les fils, s =	1000	n	
Distance entre les bords, e =	50	n	
Propriétés des matériaux			
Résistance à la compression du béton, $f_{(c)}$ =	10	M	
Limite d'élasticité de l'armature, f_y =	275	P	
Limite d'élasticité du fil de ligature torsadé, f_{yw} =	275	a	
Espèce=		M	
Qualité=	No. 1	P	
Gravité spécifique (G)=	0.55	a	[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
Module d'élasticité, E =	11032	M	
		P	
		a	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Charges			
Charge de cisaillement totale le long de chaque mur=	16.45	k	
Réaction de soulèvement totale à chaque long mur=	44	N	
Nombre de points d'ancrage=	8	k	
Charge de soulèvement, P_u =	5.5	N	
Charge latérale, V =	2.06	k	
		N	
Détails des fixations (connexions)			
Type de fixation=	Clou	n	
Diamètre, D =	4.1	n	
Pénétration, p =	41.1	n	
Vérification de la pénétration minimale=	D'accord	n	
Nombre de fixations dans une rangée, N =	2		[A chaque emplacement de connexion]
Espacement minimum des clous, s =	12.3	n	[Réf. tableau NDS 12.5.1B]

Distance minimale entre les bords et les extrémités=	14.4	mm	[Réf. tableau NDS 12.5.1A]
Limite d'élasticité du clou, F_{yb} =	920		
Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 de la NDS		kN / clo	Pour les charges de vent [Ref NDS 11.3.3] [Réf. tableau NDS 2.3.3] [Réf. NDS 12.5.4]
Facteur de durée de la charge, C_D =	1.6		
Facteur de service humide, C_M =	1		
Facteur de température, C_t =	1		
Facteur de grain final, C_{eq} =	1		
Facteur de clouage, C_{tn} =	0.67		
Calcul de la capacité latérale		kN / clo	[Réf. NDS Tableau 12P dans l'hypothèse d'un clou 16d] [Ref. NDS Table 12P note 3 ajustement]
Valeur de calcul latérale, Z	0.67		
Limite de pénétration 10D=	41.1		
Valeur de calcul latérale ajustée, Z'=	1		
Capacité d'ancrage avec des fils de ligature torsadés		mm ²	[En considérant l'application en forme de U]
Surface du fil torsadé, A_w =	56.55		
Limite d'élasticité admissible, P_{wy} =	9.33	kN	
En supposant que le fil torsadé en forme de U se comporte comme un boulon d'ancrage			
Capacité d'arrachement du fil torsadé=	21.8	kN	
Capacité d'ancrage totale du fil torsadé=	9.33		
Capacité d'ancrage ajustée (ASD)=	5.59		
Vérification de la capacité d'ancrage=	Ok		

Résistance latérale (cisaillement)

Supposons que les tiges/fils résistent au cisaillement par friction ou par l'action des chevilles.

Capacité ajustée de la cheville pour une connexion par clou au niveau du fil = 2,14 kN

Vérification de la capacité d'ancrage= D'accord

Le calcul de la capacité d'ancrage à l'aide d'une bande métallique placée à 1 m d'axe en axe est donné ci-dessous. La profondeur effective d'encastrement et la longueur du crochet doivent être similaires à ce qui est présenté pour un fil de ligature de 6 mm.

Géométrie de l'ossature bois

Unité

Epaisseur de l'élément principal, t_m = 3.5 en

Propriétés des matériaux

Espèce=

Qualité=

Densité (G)=

Module d'élasticité, E=

Contrainte d'appui admissible, $F_{c \square}$ =

No.

1

0.5

5

160

000

0

565

psi

psi

[Réf. tableau
NDS 12.3.3A]

[Réf. tableau
NDS 4A-4F]

[Réf. tableau
NDS 4A-4F]

Charges

Charge de cisaillement totale le long de chaque mur= 369 8 lb

Réaction totale de soulèvement à chaque long mur= 989 2 lb

Nombre de points d'ancrage= 8

Charge axiale (compression ou tension) P= 123 7 lb

Charge latérale, V= 462 lb

Détails de la fixation (connexion)

Type de fixation=

Diamètre, D=

Pénétration, p=

Vérification de la pénétration minimale=

Clo

u

0.1

62

1.5

Ok

en

po

Nombre de fixations, $N=$	6		[Estimation initiale] [Réf. tableau 11.3.6A de la NDS]
Facteurs d'action de groupe, $C_g=$	1		[Réf. tableau SDN 12.5.1B]
Espacement minimal des clous, $s=$	0.4	po	[Réf. tableau SDN 12.5.1B]
Distance minimale entre les bords et les extrémités=	86		
	0.5	po	[Réf. tableau NDS 12.5.1A]
	67		
Limite d'élasticité du clou, $F_{(yb)} =$	900		
	00	psi	
Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 des NDS			
Facteur de durée de la charge, $C_D=$	1.6		Pour les charges dues au vent [Ref NDS 11.3.3]
Facteur de service humide, $C_M=$	1		[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de température, $C_t=$	1		
Facteur de grain final, $C_{eq}=$	1		
	0.6		[Réf. NDS 12.5.4]
Facteur de clouage, $C_{tn}=$	7		
Calcul de l'assemblage par clouage			
Calcul de la capacité latérale			
Valeur de conception latérale de référence, $Z=$	150	lb/clou	[Réf. tableau 12P des SND, en supposant un clou de 16d]. [Ref. NDS Table 12P note 3 ajustement]
Limite de pénétration $10D=$	1.6	po	
Valeur de calcul latérale ajustée, $Z'=$	222	lb/clou	
	133		
Capacité totale=	3	lb	
Vérification	D'accord		
Calcul du nombre de clous			
Pour la charge latérale, le nombre de clous, $N_{latéral}=$	6	pièces	

Taille de la bande métallique (AISC 360, section D2)

Largeur de la bande, $w=$	1.5	po
Épaisseur de la bande, $t=$	0.060	po
Surface brute, $A_g=$	0.1794	po ²
Limite d'élasticité du feuillard métallique, $F_y=$	33	ksi
Résistance ultime de la sangle métallique, $F_u=$	50	ksi
Résistance nominale à la traction, $P_n=$	5.920	kips
Résistance ASD : $P_{admissible}=$	3.55	kips
Vérification	OK	

[supposer pour l'essai]
[En supposant la jauge 16]
[Les deux côtés sont pris en compte]

Rupture nette de la section [AISC 360, section D2]		
Nombre de clous par emplacement, $n_{trous}=$	1	
Diamètre du trou, $D_h=$	0.245	en
Surface nette, $A_n=$	0.0763	po ²
Résistance à la rupture par traction, $P_n=$	3.814	kips
Résistance ASD : $P_{admissible}=$	1.91	kips
Vérification	D'accord	

Résistance au cisaillement de la sangle métallique		
Résistance nominale au cisaillement, $V_n=$	3.6	kips
Résistance au cisaillement admissible, $V_{admissible}=$	2.13	kips
Vérifier	D'accord	

[AISC 360, section G1]

Vérification de l'interaction axiale et de cisaillement		
Résistance axiale requise, $P_r=$	1.24	kips

Résistance axiale admissible, P_a =	3.5		
Résistance au cisaillement requise, V_r =	5	0.4	kips
Résistance au cisaillement admissible, V_a =	6	2.1	kips
Rapport d'interaction=	3	0.4	
	0	0	
Vérifier	OK		[AISC 360, section H3]

6.8.5. Ossature bois (poteaux de véranda) à la fondation

Les poteaux de véranda sont reliés à la fondation à l'aide d'une bande métallique. Le calcul de la bande métallique et des connexions par clouage est illustré ci-dessous. La profondeur minimale d'encastrement et la longueur du crochet doivent être similaires à celles présentées pour un fil de ligature de 6 mm.



Géométrie de l'ossature bois

Epaisseur de l'élément principal, t_m =

3.5

Unité

en

Propriétés des matériaux

Espèce=	No.		
Qualité=	1		
Densité (G)=	0.5		[Réf. tableau NDS 12.3.3A]
	5		
	160		
	000		[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Module d'élasticité, E=	0	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Contrainte d'appui admissible, F_c =	565	psi	[Réf. tableau NDS 4A-4F]
Charges			
Charge axiale (compression ou traction), P=	920	lb	
Charge latérale, V=	150	lb	
Détails de la fixation (connexion)			
Type de fixation=	Clo		
	u		
	0.1		
Diamètre, D=	62	en	
Pénétration, p=	1.5	po	
Vérification de la pénétration minimale=	Ok		
Nombre de fixations, N=	4		[Estimation initiale] [Réf. tableau 11.3.6A de la NDS]
Facteurs d'action de groupe, C_d =	1		[Réf. tableau SDN 12.5.1B]
	0.4		[Réf. tableau SDN 12.5.1B]
Espacement minimal des clous, s=	86	po	[Réf. tableau NDS 12.5.1A]
Distance minimale entre les bords et les extrémités=	0.5		
	67	po	
	900		
Limite d'élasticité du clou, $F_{(vb)}$ =	00	psi	
Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 des NDS			
Facteur de durée de la charge, C_D =	1.6		Pour les charges dues au vent [Ref NDS 11.3.3]
Facteur de service humide, C_M =	1		[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur de température, C_t =	1		
Facteur de grain final, C_{eq} =	1		
	0.6		[Réf. NDS 12.5.4]
Facteur de clouage, C_{tn} =	7		

Calcul de l'assemblage par clouage

Calcul de la capacité latérale

Valeur de conception latérale de référence, $Z=$	150	lb/clou
Valeur de calcul latérale ajustée, $Z'=$	240	lb/clou
Capacité totale= $$	960	lb
Vérification	D'a cco rd	

[Réf. tableau 12P de la NDS pour un clou de 16d].

Calcul du nombre de clous

Pour la charge latérale, le nombre de clous, $N_{latéral}=$	4	pièces
---	---	--------

Taille de la bande métallique (AISC 360, section D2)

Largeur de la bande, $w=$	1.5	po
Épaisseur de la bande, $t=$	0.060	po
Surface brute, $A_g=$	0.1794	po ²
Limite d'élasticité du feuillard métallique, $F_y=$	33	ksi
Résistance ultime du feuillard métallique, $F_u=$	50	ksi
Résistance nominale à la traction, $P_n=$	5.920	kips
Résistance ASD : $P_{admissible}=$	3.55	kips
Vérification	OK	

[supposer pour l'essai]
[En supposant la jauge 16]
[Les deux côtés sont pris en compte]

Rupture nette de la section [AISC 360, section D2]

Nombre de clous par emplacement, $n_{trous}=$	1	
Diamètre du trou, $D_h=$	0.245	en
Surface nette, $A_n=$	0.763	po ²
Résistance à la rupture par traction, $P_n=$	3.814	kips

Résistance ASD : $P_{admissible} =$	1.9 1	kips
Vérification	D'a cco rd	

Résistance au cisaillement de la
sangle métallique
Résistance nominale au cisaillement,
 $V_n =$
Résistance au cisaillement
admissible, $V_{admissible} =$

3.6	kips
2.1	
3	kips

[AISC 360,
section G1]

Vérifier

D'a
cco
rd

Vérification de l'interaction axiale et
de cisaillement

Résistance axiale requise, $P_r =$

0.9 2	kips
----------	------

Résistance axiale admissible, $P_a =$
Résistance au cisaillement requise,
 $V_r =$

3.5 5	kips
0.1 5	kips

Résistance au cisaillement
admissible, $V_a =$

2.1 3	kips
----------	------

Rapport d'interaction =

0.2 6	
----------	--

[AISC 360,
section H3]

Vérifier

OK

REMARQUE :

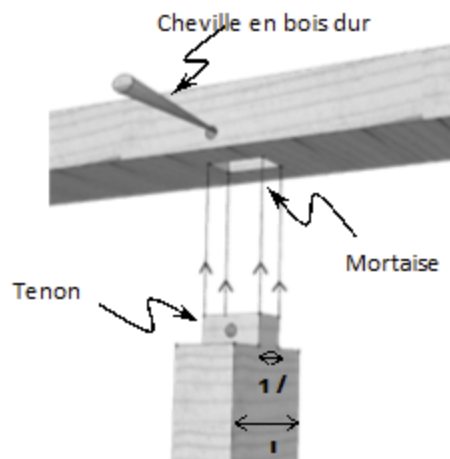
Si un clou 10d (diamètre 0,128") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 50 %.

Si un clou 8d (diamètre 0,131") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 45%.

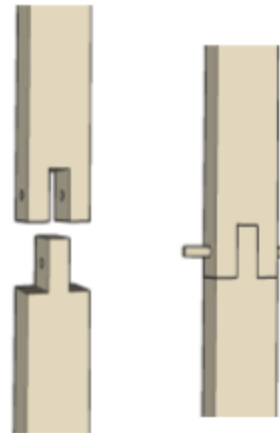
Si un clou 6d (diamètre 0,113") est utilisé à la place d'un clou 16d (diamètre 0,162"), la quantité de clous doit être augmentée de 90 %.

6.8.6. Mortaise et tenon

Une solive à tenon et mortaise est un type d'assemblage utilisé dans les structures à ossature bois. Il s'agit d'un assemblage dans lequel une saillie appelée tenon sur une extrémité d'une pièce de bois est insérée dans une encoche, une fente ou un trou appelé mortaise dans une autre pièce de bois. Ces assemblages sont généralement réalisés à l'aide d'une menuiserie de type charpentier et sont généralement fixés à l'aide de chevilles ou de cales en bois. Les chevilles ou les cales en bois doivent être exemptes de tout défaut et fabriquées en bois dur afin d'éviter toute défaillance lors de l'installation. Peu de travaux de recherche ont été menés pour étudier et quantifier les performances de ce type d'assemblage. Vous trouverez ci-dessous un exemple de calcul (basé sur TFEC 2019) démontrant la résistance d'un assemblage traditionnel par tenon et mortaise (comme indiqué dans l'image ci-dessous).



Jonction d'un poteau avec la lisse



Allongement d'un poteau

Géométrie de l'ossature bois

Épaisseur de l'élément principal, t_m =

3.5

Unité

en

Épaisseur de l'élément latéral, t_s =

3.5

po

Largeur de l'élément principal, b_m =

3.5

po

Largeur de l'élément latéral, b_s =

3.5

en

Propriétés des matériaux

Espèce=

Qualité=

No. 1

Densité du bois principal (G_{10})=

0.55

[Réf. tableau
NDS 12.3.3A]

Module d'élasticité, E =

160000

[Réf. tableau
NDS 4A-4F]

psi

Contrainte d'appui admissible, $F_{c \square}$ =

565

[Réf. tableau
4A-4F des
NDS]

psi

Détails des fixations (connexions)

Type d'assemblage

Mortaise
et
tenon

Diamètre de la cheville, D =

0.6

po

Gravité spécifique de la cheville (G_{D1})=

0.7

[En supposant que le bois Meranti
soit du bois rond]

Longueur de pénétration dans les parois
latérales de la mortaise, l_s = 3,5 cm

3.5

en

Angle entre la direction de la charge et la direction de la charge, θ =	0	degré	
Limite d'élasticité en flexion pour la cheville, F_{yb} =	15540	psi	
Vérification du diamètre de la cheville	Bon		[Réf. TFEC-2019 section 3.4.6]
Facteur d'ajustement du tableau 11.3.1 des NDS			
Facteur de durée de la charge, C_D =	1.6		Pour les charges de vent
Facteur de service humide, C_M =	1		[Ref NDS 11.3.3]
Facteur de température, C_t =	1		[Réf. tableau NDS 2.3.3]
Facteur d'action de groupe, C_g =	1		
Facteur de géométrie, $C_{(\Delta)}$ =	1		
Calcul de l'assemblage par tenon et mortaise			
Résistance de la cheville pour le tenon, $F_{em}=F_{ell}$ =	2978.84	psi	[Réf. TFEC-2019 eqn 3.4-10]
Résistance du goujon pour la mortaise, $F_{es}=F_{e\Box}=2543$.76 psi [Ref. TFEC-2019 eqn 3.4-10]	2543.76	psi	[Réf. TFEC-2019 eqn 3.4-11]
$R_e=F_{em}/F_{es}$ =	1.17		
Longueur d'appui de la cheville du tenon, l_m =	3.50	en	
En considérant un double cisaillement			
Mode d'élasticité I_m : écrasement de l'élément principal et des chevilles sous l'effet de l'action de l'appui			
Valeur nominale Z =	1563.89	lb/patte	[Réf. NDS eqn 12.3-7]
Mode d'élasticité I_s : écrasement de l'élément latéral et des chevilles sous l'effet de l'action des roulements			
Valeur nominale Z =	2670.94	lb/peg	[Réf. NDS eqn 12.3-8]
Mode de rendement III_s : flexion combinée de la cheville et écrasement du bois sous l'effet de l'appui.			
Valeur nominale Z =	1242.79	lb/chevi lle	[Réf. NDS eqn 12.3-9]
Mode de rendement V : rupture en double cisaillement de la cheville			
Valeur nominale Z =	350.32	lb/peg	[Réf. TFEC-2019 eqn 3.4-3]

Calcul de la capacité latérale

Valeur de conception latérale de référence,

Z=

350.32

lb/peg

lb/pique

Valeur de calcul latérale ajustée, Z'=

561

t

La valeur de calcul nominale et latérale ajustée pour une cheville simple est donnée dans le calcul ci-dessus. Le calcul est basé sur un scénario de double cisaillement, car la configuration standard pour résister à la tension implique que la cheville traverse le tenon et les deux parois latérales de la mortaise. Il est également important de noter que les chevilles ne sont pas considérées comme contribuant à la résistance au cisaillement de l'élément tenonné lorsque la connexion est chargée en cisaillement (c'est-à-dire parallèlement au tenon), il est donc recommandé d'utiliser une bande métallique avec une connexion par clou ou une autre méthode alternative pour transférer efficacement la force de cisaillement. Si le bois utilisé pour le tenon est de haute qualité (par exemple Logwood Meranti), la capacité de charge de cisaillement de la section du tenon sera suffisante pour supporter la charge de cisaillement. L'exemple de calcul est présenté ci-dessous.

Résistance au cisaillement
par section de tenon
uniquement

Largeur=

1

p

o

3

Longueur=

.

p

5

o

2

Résistance au cisaillement
des caractéristiques, Fv=

1

p

7

s

5

i

[Pour le bois rond
Meranti]

7

6

1

2

Capacité de charge ultime de
cisaillement=

.

l

5

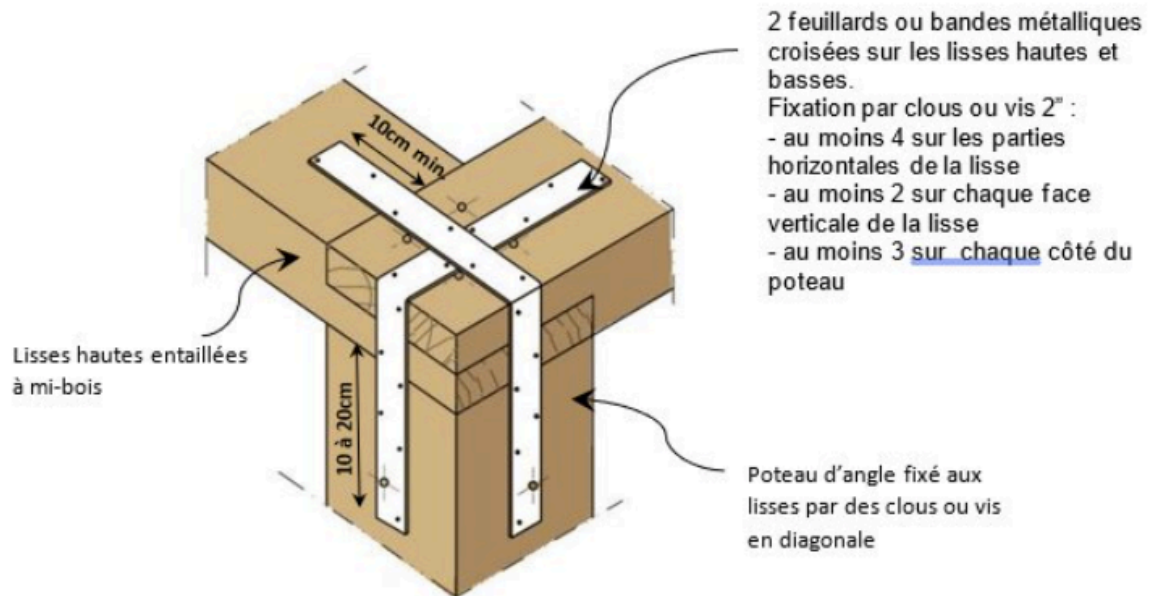
b

[Réf. TFEC 2019,
Section 3.3.2]

6.9. Véranda

La conception de la véranda prend en compte les charges verticales et latérales sur les poteaux en bois et le toit, conformément aux dispositions de charge de la norme ASCE 7-22, avec un toit en pente pour gérer le drainage. Le " Guide Pratique " de Rezo TCLA recommande d'étendre le toit principal au-dessus de la véranda à une pente de 15 degrés, réduisant ainsi le soulèvement dû au vent et s'alignant sur les besoins de collecte des eaux de pluie en Haïti. La section 1607 de l'IBC 2021 exige des charges dynamiques et des charges de vent sur tous les éléments, y compris les vérandas vulnérables aux ouragans. Les vérandas ouvertes bénéficient d'une ossature légère, mais elles nécessitent un ancrage robuste pour résister au renversement, une caractéristique que l'approche TCLA prend en compte avec des semelles en béton. Le calcul

ci-dessous est effectué pour la charge de vent et les poteaux de la véranda sont vérifiés pour la réaction de soulèvement maximale et la charge de vent latérale.



Le calcul de l'élément de poteau de véranda sous l'effet de la charge de vent est illustré ci-dessous.

Charge appliquée - flexion/extrusion

		U ni t é
Lieu d'application	$L_1 = 2.2$	m
Force de compression	$P_c = 0$	kN
Moment maximal, axe fort	$M_z = 0$	-m kN
Moment maximal, axe faible	$M_y = 0.74$	-m kN
Force de traction	$P_t = 4.1$	N

Chargement appliqué - Cisaillement+Torsion

		U ni t é
Lieu d'application	$L_2 = 2.2$	m
Force de torsion	$T = 0$	-m kN
Effort de cisaillement maximal, axe fort	$V_y = 0$	N

Effort de cisaillement maximal, axe faible	V_z =	0.67	k N
--	------------	------	--------

Analyse de la compression axiale

Résistance à la compression admissible	d =	88.9	m m	
Profondeur (largeur) de l'élément de flexion	b =	88.9	m m	
Largeur (épaisseur) de l'élément de flexion	E =	11032	M p a M p a	[AWC NDS, tableau 4A-4F]
Module d'élasticité de référence	F_c =	11.38		[AWC NDS, tableau 4A-4F]
Valeur de référence pour la compression parallèle au grain	C_D =	0.9		[AWC NDS, tableau 2.3.2]
Facteur de durée de la charge	C_M =	1		[AWC NDS, tableau 4A-4F]
Facteur de service humide pour F_c	C_t =	1		[AWC NDS, tableau 2.3.3]
Facteur de température	C_F =	1		[AWC NDS, section 4.3.6]
Facteur de dimensionnement des sciages pour F_c	C_F =	1		[AWC NDS, section 4.3.6]
Coefficient de dimensionnement des sciages pour F_t et F_b	C_i =	1		[AWC NDS, tableau 4.3.8]
Facteur d'incision pour le bois de construction	C_r =	1		[AWC NDS, section 4.3.9]
Facteur de répétition de l'élément pour le bois de charpente	C_r =	1		[NDS AWC, section 4.3.7]
Facteur d'utilisation à plat	u =	1		

Coefficient d'élancement pour les poteaux pleins	S R =	24.747		[NDS AWC, section 3.7.1.4]
Vérifier SR		D'accord		
Coefficient de variation du module d'élasticité	C O V _E =	0.25		[AWC NDS, Tableau F1, App. F]
Module d'élasticité de référence pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	E _{min} =	4030.085 964	M p a	[AWC NDS, Eq D-4, App. D]
Module d'élasticité ajusté pour les calculs de stabilité de la poutre et du poteau	E' _{min} =	4030.085 964	M p a	[AWC NDS, Table 4.3.1]
Valeur de conception de la compression de référence parallèle au grain multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C _P	F* _c =	10.242	M p a	[NDS AWC, section 3.7.1]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments de compression	F _c E=	5.409340 103	M p a	[NDS AWC, section 3.7.1]
Pour les sciages	c= C _P	0.8		[NDS AWC, section 3.7.1]
Facteur de stabilité du poteau	=	0.453		[AWC NDS, Eq 3.7-1]
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	F' _c =	4.640	M p a	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de compression réelle parallèle au grain	f _c =	0.000	M p a	

Vérifier l'analyse de compression		OK	
Analyse de la tension axiale			
Valeur de conception de la tension de référence parallèle au grain	F_t =	6.895	M p a [AWC NDS, Tableau 4A-4F]
Valeur de calcul de la tension ajustée parallèle au grain	F'_t =	6.2055	M p a [AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de tension réelle parallèle au grain	f_t =	0.519	M p a
Vérifier l'analyse de la tension		Ok	
Analyse de flexion, Fb1' (axe fort)			
Valeur de référence de la conception de la flexion	F_b x =	10.342	M p a [AWC NDS, Tableau 4A-4F]
Rapport d'élancement pour l'élément de flexion	R_B =	4.975	
Vérifier R_B		Ok	[AWC NDS, Eq 3.3-5]
Valeur de flexion de référence multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de Cfu, Cv et CL	F_b *=	9.308	M p a [AWC NDS, Section 3.3.3.8]

Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments en flexion	F_{bE}	195.423	M p a	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Facteur de stabilité de la poutre	C_L	0.998		[AWC NDS, Eq 3.3-6]
Valeur de calcul de la flexion ajustée	F'_b	9.285	M p a	[AWC NDS, Tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe fort)	f_{b1}	0.000	M p a	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion		Ok		

Analyse de flexion, $F_{b2'}$ (axe faible)

Valeur de référence de la conception de la flexion	F_{by}	10.34	M p a	[AWC NDS, Tableau 4A-4F]
Valeur de calcul de la flexion ajustée	F'_b	9.306	M p a	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe faible)	f_{b2}	6.319	M p a	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion		Ok		

Analyse de la flexion et de la compression axiale

Coefficient d'élanement	K_y			
	$=$	1		
Coefficient d'élanement	K_z			
	$=$	1		
Longueur effective modifiée du poteau (axe fort)	l'_{e1}			
	$=$	2.2	m	
Longueur effective modifiée du poteau (axe faible)	l'_{e2}			
	$=$	2.2	m	
Valeur ajustée de la conception de la compression parallèle au grain	F'_c		M	
	$=$	4.640	p	
	F'		a	
Valeur de conception ajustée pour la flexion sur chant	b_1		M	
	$=$	9.285	p	
	F'		a	
Valeur de conception ajustée pour la flexion plane	b_2		M	
	$=$	9.306	p	
	F_c		a	
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	E_1		M	[AWC NDS, Section 3.9.2]
	$=$	5.409	p	
	F_c		a	
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	E_2		M	[AWC NDS, section 3.9.2]
	$=$	5.409	p	
	F_b		a	
Valeur critique de calcul du flambement pour l'élément de flexion	E		M	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
	$=$	195.423	p	
	F_c		a	
	U			
	C			
Vérification de l'unité	$=$	0.68		[AWC NDS, Section 3.9-3]

Vérifier l'analyse de la flexion et de la compression axiale

Ok

Analyse de la flexion et de la tension axiale

Vérification de l'unité de flexion et de tension axiale combinée

U
C
=

0.763

[AWC NDS, Section 3.9-2]

Vérifier l'analyse de la flexion et de la tension axiale

D'accord

Analyse de cisaillement

Contrainte de cisaillement dans l'axe z

σ_v
z=

0.127

M
p
a
M

Effort de cisaillement dû à la torsion

τ =

0.0000

p
a
M

Effort de cisaillement combiné

f_v
=

0.127

p
a

[AWC NDS, Eq 3.4-2]

Capacité de cisaillement admissible

Valeur de référence pour le cisaillement parallèle au grain (cisaillement horizontal)

F_v
=

1.207

M
p
a

[AWC NDS, Tableau 4A-4F]

Valeur de calcul du cisaillement ajusté parallèle au grain (cisaillement horizontal)	F'_v =		M p a
	U C =	1.09	
Rapport d'unité de cisaillement		0.117	
Vérification de l'unité de cisaillement		D'accord	

6.10. Vulnérabilités et importance d'un entretien régulier

Les structures traditionnelles à ossature bois avec remplissage en maçonnerie ou en terre présentent plusieurs vulnérabilités récurrentes, dont beaucoup sont directement liées à des pratiques d'entretien inadéquates ou absentes. Il est essentiel de traiter ces problèmes par une inspection régulière, la préservation des techniques traditionnelles et une sélection éclairée des matériaux pour améliorer la résilience des structures.

a) Bases de poteaux dégradées

L'une des vulnérabilités les plus fréquentes et les plus importantes est la détérioration des bases de poteaux en bois, souvent due à la pourriture. Ce phénomène est généralement dû à une exposition prolongée à l'humidité, à l'utilisation d'essences de bois non traitées ou moins durables, et à une baisse générale des pratiques d'entretien. Dans les constructions plus récentes, l'abandon des traitements traditionnels des bases, tels que le carbonisage ou l'encastrement, a accéléré cette dégradation. Si elles ne sont pas remplacées ou réparées à temps ("lonjé poto"), les bases de poteaux affaiblies compromettent à la fois la capacité de charge verticale et la performance du contreventement latéral.

b) Contreventements inadéquats

Bien qu'elle ne soit pas la première cause de défaillance dans les bâtiments de faible hauteur, l'absence de contreventement devient critique lorsqu'elle est combinée à des bases de poteaux pourries ou à des panneaux de remplissage manquants. Le contreventement en bois et le remplissage confiné servent tous deux d'éléments stabilisateurs. Leur absence, en particulier dans les structures mal entretenues, accroît la vulnérabilité aux défaillances latérales et hors plan sous l'effet des charges sismiques ou éoliennes.

c) Remplissage et plâtre trop lourds ou rigides

L'utilisation d'enduits épais à base de ciment ("enduits ciment épais") ou de maçonnerie dense a été observée comme introduisant une rigidité et un poids excessifs dans des structures qui n'ont pas été conçues pour supporter de telles charges. Cette inadéquation entraîne souvent le détachement ou l'effondrement des panneaux lors d'événements dynamiques. Un remplissage mal entretenu ou fissuré aggrave le problème, en particulier dans les structures où les matériaux en terre d'origine ont été remplacés par des substituts inappropriés.

d) Réparations incomplètes ou inadéquates après la catastrophe

Les structures qui n'ont pas été réparées ou qui ont fait l'objet de réparations temporaires (par exemple, des bâches en plastique) à la suite de catastrophes telles que l'ouragan Matthew ont montré une vulnérabilité nettement accrue. Si certaines réparations improvisées à l'aide de tôles ondulées offrent des avantages temporaires, une réhabilitation durable exige le respect des principes structurels et des méthodes traditionnelles. L'absence d'entretien régulier permet à la détérioration de progresser sans être remarquée, ce qui aggrave les dommages initiaux.

e) Baisse de la qualité de la construction et de l'artisanat

Dans les bâtiments récents et les réparations effectuées après les catastrophes, une réduction notable de la qualité de la menuiserie et des matériaux a été constatée. Parmi les exemples, on peut citer le remplacement des assemblages traditionnels par tenons et mortaises par des

assemblages cloués en demi-lune, l'utilisation de bois non séché ou non traité, et l'absence de préparation adéquate des bases des poteaux. Ces pratiques résultent souvent d'un manque de formation, de contraintes de temps ou d'une connaissance limitée des méthodes traditionnelles. Une surveillance régulière et un renforcement des normes de qualité par le biais de formations et d'inspections sont nécessaires pour empêcher l'enracinement de ces déficiences.

f) Vulnérabilité des fondations

Dans les structures à ossature bois construites sur des fondations en pierre, les problèmes les plus courants sont l'utilisation de pierres de rivière inadaptées, l'absence de pierres traversantes et la hauteur excessive des fondations (par exemple, >60 cm). Ces faiblesses sont souvent le résultat d'une mauvaise exécution et d'une supervision insuffisante. Des inspections de routine et des conseils au niveau de la communauté sur les pratiques correctes en matière de fondations sont essentiels pour atténuer ces risques.

Références

1. ACI 318 (American Concrete Institute). (2014). *Exigences du code du bâtiment pour le béton structurel*.
2. AISC 360 (American Institute of Steel Construction). (2023). *Manuel de construction en acier*, 16e édition.
3. ASCE 7 (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (Charges minimales de conception et critères associés pour les bâtiments et autres structures)*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
4. EN 338:2004. (2004). *Bois de construction - Classes de résistance*.
5. IBC. (2021). *Code international du bâtiment*. International Code Council, Inc.
6. NDS. (2017). *Spécification nationale de conception pour la construction en bois*, édition 2018. www.awc.org
7. NDS. (2014). *NDS Supplement National Design Specification Design Values for Wood Construction 2015 Edition*. www.awc.org
8. Sieffert, Y., Vieux-Champagne, F., Grange, S., Garnier, P., Duccini, J. C., & Daudeville, L. (2016). Mesure plein champ avec une analyse de corrélation d'images numériques d'un essai sur table vibrante sur une structure à ossature bois remplie de pierres et de terre. *Engineering Structures*, 123, 451-472. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.009>
9. TFEC (Timber Frame Engineering Council). (2019). *Standard for Design of Timber Frame Structures and Commentary (Norme pour la conception des structures à ossature bois et commentaires)*.
10. TMS (The Masonry Society). (2016). *Exigences du code du bâtiment pour les structures en maçonnerie (TMS 402-16)*.
11. Vieux-Champagne, F., Sieffert, Y., Grange, S., Belinga Nko'ol, C., Bertrand, E., Duccini, J. C., Faye, C., & Daudeville, L. (2017). Analyse expérimentale d'un test sur table à secousses de structures à ossature bois avec remplissage en pierre et en terre. *Earthquake Spectra*, 33(3), 1075-1100. <https://doi.org/10.1193/010516EQS002M>
12. Vieux-Champagne, F., Sieffert, Y., Grange, S., Polastri, A., Ceccotti, A., & Daudeville, L. (2014). Analyse expérimentale de la résistance sismique des structures à ossature bois avec des pierres et des remplissages en terre. *Engineering Structures*, 69, 102-115. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.02.020>

Annexes

1. Dimensions et propriétés des sections du bois de sciage standard

Dimensions nominales	Dimension standard (S4S)	Surface de la section A , en 2	Axe X-X		Axe Y-Y	
			Module de la section S_x , , en ³	Moment d'inertie I_{xx} , en(4))	Module de la section S_{yy} , en(3)	Moment d'inertie I_{yy} , en ⁴
		1				
0	8	0.	0.	0.	0.	
7	7	78	97	23	0.0	
5	5	1	7	4	88	
	2					
0	6	1.	2.	0.		
7	2	53	68	32	0.1	
5	5	1	0	8	23	
	4					
0	1	3.	10	0.		
7	2	78	.3	51	0.1	
5	5	1	98	6	93	
	5					
0	4	6.	23	0.		
7	3	57	.8	68	0.2	
5	8	0	17	0	55	
	6					
0	9	10	49	0.		
7	3	.6	.4	86	0.3	
5	8	95	66	7	25	
	8					
0	4	15	88	1.		
7	3	.8	.9	05	0.3	
5	8	20	89	5	96	

	3				
1	.7	1.	1.	0.	
.5	505	563	953	938	0.703
1	.2	3.	5.	1.	
.5	506	063	359	313	0.984
1	.7	5.	11	1.	
.5	508	063	.391	688	1.266
1	.2	7.	20	2.	
.5	5010	563	.797	063	1.547
1	.8	13	47	2.	
.5	7513	.141	.635	719	2.039
1	.8	21	98	3.	
.5	7516	.391	.932	469	2.602
1	.8	31	17	4.	
.5	7519	.641	7.979	219	3.164
1	.8	43	29	4.	
.5	758	.891	0.775	969	3.727
2	.7	5.	8.	3.	
.5	5011	104	932	646	4.557
2	.2	8.	18	4.	
.5	50	438	.984	688	5.859

		1				
		3				
		.				
2		7	12	34	5.	
.		5	.6	.6	72	7.1
5		0	04	61	9	61
		1				
		8				
		.				
2		1	21	79	7.	
.		2	.9	.3	55	9.4
5		5	01	91	2	40
		2				
		3				
		.		16		
2		1	35	4.	9.	
.		2	.6	88	63	12.
5		5	51	6	5	044
		2				
		8				
		.		29		
2		1	52	6.	11	
.		2	.7	63	.7	14.
5		5	34	1	19	648
		3				
		3				
		.		48		
2		1	73	4.	13	
.		2	.1	62	.8	17.
5		5	51	6	02	253
		3				
		8				
		.		73		
2		1	96	8.	15	
.		2	.9	87	.8	19.
5		5	01	0	85	857
		1				
		2				
		.				
3		2	7.	12	7.	
.		5	14	.5	14	12.
5		0	6	05	6	505
		1				
		5				
		.				
3		7	11	26	9.	
.		5	.8	.5	18	16.
5		0	13	78	8	078
		1				
		9				
		.				
3		2	17	48	11	
.		5	.6	.5	.2	19.
5		0	46	26	29	651

		2				
		5				
		.		11		
3		3	30	1.	14	
.		7	.6	14	.8	25.
5		5	61	8	02	904
		3				
		2				
		.		23		
3		3	49	0.	18	
.		7	.9	84	.8	33.
5		5	11	0	85	049
		3				
		9				
		.		41		
3		3	73	5.	22	
.		7	.8	28	.9	40.
5		5	28	3	69	195
		4				
		6				
		.	10	67		
3		3	2.	8.	27	
.		7	41	47	.0	47.
5		5	1	6	52	341
		5				
		3				
		.	13	10		
3		3	5.	34	31	
.		7	66	.4	.1	54.
5		5	1	19	35	487

Note

:

Conversion des unités

1 pouce
= 25,4
mm
1 pouce carré =
0,000645 mm
carré

2. Bois Valeurs de calcul

			Valeurs de calcul (en Mpa)					Module d'élasticité (GPa)		
Espèces	Qualité commerciale	Classification par taille	Flexion, F_b	Tension parallèle au grain, F_t		Compression perpendiculaire au grain, $F_{c_{\perp}}$	Compression parallèle au grain, $F_{c_{\parallel}}$	E	E_{min}	Gravité spécifique
Érable mélangé	Select Structural		6.9	4.1		4.3	6.0	9	3	0.55
Érable mixte	N° 1		5.0	2.9		4.3	4.8	8	3	0.55
Érable mixte	No. 2	2" et plus	4.8	2.9		4.3	3.8	8	3	0.55

Érable Mixte Érable mixte Érable mixte Érable mélange Érable mixte Chêne rouge du Nord Chêne rouge du Nord Chêne rouge du Nord Chêne rouge du Nord	No. 3		2.8	1. 7	4.3	2.2	7	3	0.55
	Pointes	2" et plus	3.8	2. 2	4.3	2.4	7	3	0.55
	Construction		5.5	3. 3	4.3	5.0	8	3	0.55
	Standard	2"-4" de large	3.1	1. 9	4.3	4.0	7	3	0.55
	Utilité		1.6	0. 9	4.3	2.6	6	2	0.55
	Select Structural		9.7	5. 5	6.1	7.9	1 0	4	0.68
	N° 1		6.9	4. 0	6.1	6.4	1 0	4	0.68
	No. 2	2" et plus	6.7	4. 0	6.1	5.0	9	3	0.68
	No. 3		3.8	2. 2	6.1	2.9	8	3	0.68
	Poteau	2" et plus	5.2	3. 1	6.1	3.1	8	3	0.68
	Construction		7.6	4. 5	6.1	6.7	8	3	0.68

Chêne rouge du Nord	Standard	2"-4" de large	4.3	2.4	6.1	5.2	8	3	0.68
Chêne rouge du Nord	Utilité		2.1	1.2	6.1	3.4	7	3	0.68
Sapin Douglas-Mélèze	Select Structural		10.3	6.9	4.3	11.7	13	5	0.5
Sapin Douglas-Mélèze	N° 1	2" et plus	6.9	4.7	4.3	10.3	12	4	0.5
Sapin Douglas-Mélèze	No. 2		6.2	4.0	4.3	9.3	11	4	0.5
Sapin Douglas-Mélèze	No. 3		3.6	2.2	4.3	5.3	10	4	0.5
Sapin -Mélèze	Poteau	2" et plus	4.8	3.1	4.3	5.9	10	4	0.5
Sapin Douglas-Mélèze	Construction		6.9	4.5	4.3	11.4	10	4	0.5
as taxifolié - mélèze	Standard	2"-4" de large	4.0	2.6	4.3	9.7	10	4	0.5

Douglas Sapin-Mélèze				1.					
Pin du Sud	Utilité Dense		1.9	2	4.3	6.2	9	3	0.5
Pin du Sud	Select Structural		18.6	3.1	4.6	14.1	13	5	0.55
Pin du Sud	Select Structural		16.2	11.4	3.9	13.1	12	5	0.55
Pin du Sud	Non dense			1					
Pin du Sud	Select Structural		14.1	0.	3.3	12.4	11	4	0.55
Pin méridional	No. 1 Dense		11.4	7.6	4.6	12.1	12	54	0.55
Pin méridional		2"-4" de large		6.			11	.	
Pin du Sud	N° 1		10.34	90	3.90	11.38	.03	00	0.55
Pin du Sud	No. 1 Non dense		9.0	6.0	3.3	10.7	10	4	0.55
Pin du Sud	No. 2 Dense		8.3	5.2	4.6	10.3	11	4	0.55
Pin du Sud	N° 2		7.6	4.7	3.9	10.0	10	4	0.55
Pin du Sud	No. 2 Non dense		7.2	4.1	3.3	10.0	9	3	0.55
Pin du Sud	No. 3 et Stud		4.5	2.8	3.9	5.9	9	3	0.55
Pin du Sud	Construction		6.0	3.4	3.9	11.0	10	4	0.55
Pin du Sud	Standard	4" de large	3.3	1.9	3.9	9.0	8	3	0.55
Pin du Sud	Utilité		1.6	0.9	3.9	5.9	8	3	0.55

MEL	M12	2" et plus	11. 0	5. 9	0.0	11. 5	11	5	0
MEL	M16	2" et plus	12. 4	9. 0	0.0	12. 1	1 0	5	0
MEL	M18	2" et plus	13. 8	8. 3 1	0.0	12. 6	1 2	6	0
MEL	M24	2" et plus	18. 6	2. 4 1	0.0	14. 5	1 3	6	0
MEL Gmeli na arbor ea	M26	2" et plus	19. 3	2. 4	0.0	14. 8	1 4	6	0
	Standard	1" et plus	55. 6	6 7. 9 1 0	4.5	34. 0	11	0	0.45
Bois rond	Meranti	1" et plus	122 .3	0. 0 1	0.0	70. 9	1 7	0	0.85
Bois tendr e	C16	1" et plus	16. 0	0. 0	2.2	17. 0	8	0	0.37
Bois tendr e	C18	1" et plus	18. 0	11 .0 1	2.2	18. 0	9	0	0.38
Bois tendr e	C24	1" et plus	24. 0	4. 0 1	2.5	21. 0	11	0	0.42
Bois tendr e	C30	1" et plus	30. 0	8. 0 2	2.7	23. 0	1 2	0	0.46
Bois tendr e	C35	1" et plus	35. 0	1. 0 2	2.8	25. 0	1 3	0	0.48
Bois tendr e	C40	1" et plus	40. 0	4. 0 2	2.9	26. 0	1 4	0	0.5
Bois tendr e	C45	1" et plus	45. 0	7. 0	3.1	27. 0	1 5	0	0.52

Bois tendr e	D30	1" et plus	30. 0	1 8. 0	8.0	23. 0	1 0	1	0.64
Bois tendr e	D35	1" et plus	35. 0	2 1. 0	8.4	25. 0	1 0	1	0.67
Bois tendr e	D40	1" & plus large	40. 0	2 4. 0	8.8	26. 0	11	1	0.7

NOT

E :

Les valeurs pour les résineux C16-D40 dans le tableau ci-dessus sont tirées de la norme EN 338, qui est donnée comme valeurs caractéristiques.

Les valeurs pour Gmelina arborea et le bois rond figurant dans le tableau ci-dessus sont également des valeurs caractéristiques provenant de sources référencées.

Pour les autres catégories d'essences, la norme AWS NDS est donnée comme valeur de conception, qui tient déjà compte du facteur de sécurité.

MEL= Machine Evaluated

Lumber (bois évalué par la machine)

3. Calcul de la poutre de rive supérieure et de l'entretoise d'angle pour la charge de vent sur le mur

Données		Unité
Longueur du mur de chargement, l=	4.5	m
Pression du vent sur le mur (ASD)=	2.1	kN/m ²

En supposant une hauteur de mur de 1 m

Charge uniforme, w=	2.1	kN/m
Moment maximal=	5.22	kN-m
Cisaillement maximal=	4.641	kN
Cisaillement à l'endroit, x de l'extrémité=	0.3	m
Cisaillement à l'emplacement x=	4.0	kN
Angle de l'élément de contreventement d'angle=	45	degré
Force supportée par l'élément de contreventement=	5.7	kN

Calcul de la poutre annulaire supérieure pour la charge de vent

U
nit
é

Emplacement de référence	L_1 =	1.5	m
Force de compression	P_c =	4.7	k N
Moment maximal, axe fort	M_z =	5.3	k N- m
Moment maximal, axe faible	M_y =	5.3	k N- m
Force de traction	P_t =	4.7	k N
Chargement appliqué - Cisaillement+Torsion			
			U nit é
Lieu d'application	L_2 =	1.5	m
Force de torsion	T =	0	k N- m
Effort de cisaillement maximal, axe fort	V_y =	4.7	k N
Effort de cisaillement maximal, axe faible	V_z =	4.7	k N

Analyse de la compression axiale

En considérant le bois de Gmelina Arborea

Résistance à la compression admissible

Profondeur (largeur) de l'élément de flexion	d =	88.9	m m	
Largeur (épaisseur) de l'élément de flexion	b =	88.9	m m	
Module d'élasticité de référence	E =	11000	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Valeur de référence pour la compression parallèle au fil du bois	F_c =	34	M pa	[bois de Gmelina Arborea]
Facteur de durée de la charge	C_D =	1.6		[AWC NDS, tableau 2.3.2]
Facteur de service humide pour F_c	C_M =	1		[AWC NDS, tableau 4A-4F]
Facteur de température	C_t =	1		[AWC NDS, tableau 2.3.3]
Facteur de dimensionnement du bois scié pour F_c	C_F =	1.15		[AWC NDS, section 4.3.6]
Facteur de dimensionnement des sciages pour F_t et F_b	C_F =	1.5		[AWC NDS, section 4.3.6]
Facteur d'incision pour le bois de construction	C_i =	1		[AWC NDS, tableau 4.3.8]
Facteur de répétition de l'élément pour le bois de charpente	C_r =	1		[AWC NDS, section 4.3.9]
Facteur d'utilisation à plat	C_u =	1		[NDS AWC, section 4.3.7]
Coefficient d'élancement pour les poteaux pleins	S_R =	16.873		[NDS AWC, section 3.7.1.4]
Vérifier SR		D'accord		

Coefficient de variation du module d'élasticité	C_{V_E} =	0.25		[AWC NDS, Tableau F1, App. F]
Module d'élasticité de référence pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	E_{min} =	4018.39608 4	M pa	[AWC NDS, Eq D-4, App. D]
Module d'élasticité ajusté pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	E'_{min} =	4018.39608 4	M pa	[AWC NDS, Table 4.3.1]
Valeur de conception de la compression de référence parallèle au grain multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C_P	F^*_c =	62.56	M pa	[NDS AWC, section 3.7.1]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments de compression	F_{cE} =	11.60233934	M pa	[AWC NDS, Section 3.7.1]
Pour les sciages	c =	0.8		[NDS AWC, section 3.7.1]
Facteur de stabilité des poteaux	C_P =	0.178		[AWC NDS, Eq 3.7-1]
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	F'_c =	11.121	M pa	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de compression réelle parallèle au grain	f_c =	0.595	M pa	
Vérifier l'analyse de compression		OK		
Analyse de la tension axiale				
Valeur de conception de la tension de référence parallèle	F_t	67.9	M	[Bois de Gmelina]

au grain	=		pa	Arborea]
Valeur de calcul de la tension ajustée parallèle au fil	F'_t =	162.96	M pa	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de tension réelle parallèle au grain	f_t =	0.595	M pa	
Vérifier l'analyse de la tension		Ok		
Analyse de flexion, Fb1' (axe fort)				
Valeur de référence de la conception de la flexion	F_{bx}	55.6	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Rapport d'élancement pour l'élément de flexion	R_B =	4.108		
Vérifier R_B		Ok		[AWC NDS, Eq 3.3-5]
Valeur de flexion de référence multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de Cfu, Cv et CL	F_{b*}	133.440	M pa	[AWC NDS, Section 3.3.3.8]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments en flexion	F_{bE}	285.788	M pa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Facteur de stabilité de la poutre	C_L =	0.961		[AWC NDS, Eq 3.3-6]
Valeur de calcul de la flexion ajustée	F'_b =	128.223	M pa	[AWC NDS, Tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe fort)	f_{b1} =	45.261	M pa	[AWC NDS, Eq 3.3-2]

Vérifier l'analyse de la flexion

Ok

Analyse de flexion, F_{b2} (axe faible)

Valeur de référence de la conception de la flexion

F_{b_v}

55.6

M
pa

[bois de Gmelina
Arborea].

Valeur de calcul de la flexion ajustée

$F'_{b=}$

133.440

M
pa

[AWC NDS, tableau
4.3.1]

Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe faible)

f_{b2}
=

45.261

M
pa

[AWC NDS, Eq 3.3-2]

Vérifier l'analyse de la flexion

Ok

Analyse de la flexion et de la compression axiale

Coefficient d'élanement

K_y
 $v=$

1

Coefficient d'élanement

K_z
 $z=$

1

Longueur effective modifiée du poteau (axe fort)

l'_{e1}
=

1.5

m

Longueur effective modifiée du poteau (axe faible)

l'_{e2}
=

1.5

m

Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain

F'_c
=

11.121

M
pa

Valeur de conception de la flexion sur chant ajustée

F'_{b1}
895

128.223

M
pa

	=			
	F'			
Valeur de calcul ajustée pour la flexion plane	ϕF_c	133.440	Mpa	
	F_c			
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	ϕF_c	11.602	Mpa	[AWC NDS, Section 3.9.2]
	F_c			
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	ϕF_c	11.602	Mpa	[AWC NDS, section 3.9.2]
	F_c			
Valeur critique de calcul du flambement pour l'élément de flexion	F_b	285.788	Mpa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
	F_b			
	U			
	C			
Vérification de l'unité	=	0.74		[AWC NDS, Section 3.9-3]
Vérifier l'analyse de la flexion et de la compression axiale		Ok		

Analyse de la flexion et de la tension axiale

	U			
	C			
Vérification de l'unité de flexion et de tension axiale combinée	=	0.682		[AWC NDS, Section 3.9-2]
Vérifier l'analyse de la flexion et de la tension axiale		D'accord		

Analyse de cisaillement

	σ_v		Mpa	
Contrainte de cisaillement dans l'axe z	τ_z	0.892		
	τ			
Effort de cisaillement dû à la torsion	τ_{896}	0.0000	M	

			pa	
Effort de cisaillement combiné	f_v =	0.892	M pa	[AWC NDS, Eq 3.4-2]
Capacité de cisaillement admissible				
Valeur de référence pour le cisaillement parallèle au grain (cisaillement horizontal)	F_v =	6.3	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Valeur de calcul ajustée pour le cisaillement parallèle aux fibres (cisaillement horizontal)	F'_v =	10.08	M pa	
Rapport d'unité de cisaillement	U C =	0.088		
Vérification de l'unité de cisaillement		D'accord		

Calcul pour l'élément de contreventement d'angle

			U nit é
Lieu d'implantation	L_1 =	0.5	m
Force de compression	P_c =	5.7	k N
Moment maximal, axe fort	M_z =	0	k N- m
Moment maximal, axe faible	M_y =	0	k N-

			m	
Force de traction	P_t =	5.7	k N	
Chargement appliqué - Cisaillement+Torsion				
			U nit é	
Lieu d'application	L_2 =	0.5	m	
Force de torsion	T =	0	k N- m	
Effort de cisaillement maximal, axe fort	V_y =	0	k N	
Effort de cisaillement maximal, axe faible	V_z =	0	k N	

Analyse de la compression axiale

En considérant le bois de Gmelina Arborea

Résistance à la compression admissible				
Profondeur (largeur) de l'élément de flexion	d =	88.9	m m	
Largeur (épaisseur) de l'élément de flexion	b =	88.9	m m	
Module d'élasticité de référence	E =	11000	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Valeur de référence pour la compression parallèle au fil du bois	F_c =	34	M pa	[bois de Gmelina Arborea]

Facteur de durée de la charge	$C_D =$	1.6			[AWC NDS, tableau 2.3.2]
Facteur de service humide pour F_c	$C_M =$	1			[AWC NDS, tableau 4A-4F]
Facteur de température	$C_t =$	1			[AWC NDS, tableau 2.3.3]
Facteur de dimensionnement des sciages pour F_c	$C_F =$	1.15			[AWC NDS, section 4.3.6]
Facteur de dimensionnement des sciages pour F_t et F_b	$C_F =$	1.5			[AWC NDS, section 4.3.6]
Facteur d'incision pour le bois de construction	$C_i =$	1			[AWC NDS, tableau 4.3.8]
Facteur de répétition de l'élément pour le bois de charpente	$C_r =$	1			[AWC NDS, section 4.3.9]
Facteur d'utilisation à plat	$C_u =$	1			[NDS AWC, section 4.3.7]
Coefficient d'élancement pour les poteaux pleins	$S_R =$	5.624			[NDS AWC, section 3.7.1.4]
Vérifier SR				D'accord	
Coefficient de variation du module d'élasticité	$C_O V_E =$	0.25			[AWC NDS, Tableau F1, App. F]
Module d'élasticité de référence pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	$E_{min} =$	4018.39608 4	M pa		[AWC NDS, Eq D-4, App. D]
Module d'élasticité ajusté pour les calculs de stabilité des poutres et des poteaux	$E'_{min} =$	4018.39608 4	M pa		[AWC NDS, Table 4.3.1]

	=			
Valeur de conception de la compression de référence parallèle au grain multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C_p	F_c^* =	62.56	M pa	[NDS AWC, section 3.7.1]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments de compression	F_{cE} =	104.421054 1	M pa	[NDS AWC, section 3.7.1]
Pour les sciages	c	0.8		[NDS AWC, section 3.7.1]
Facteur de stabilité des poteaux	C_p =	0.834		[AWC NDS, Eq 3.7-1]
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	F_c' =	52.153	M pa	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de compression réelle parallèle au grain	f_c =	0.721	M pa	
Vérifier l'analyse de compression		OK		
Analyse de la tension axiale				
Valeur de conception de la tension de référence parallèle au grain	F_t =	67.9	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Valeur de calcul de la tension ajustée parallèle au fil	F_t' =	162.96	M pa	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de tension réelle parallèle au grain	f_t	0.721	M pa	
Vérifier l'analyse de la tension		Ok		

Analyse de flexion, Fb1' (axe fort)

Valeur de référence de la conception de la flexion	F_{bx}	55.6	M pa	[Bois de Gmelina Arborea]
Rapport d'élancement pour l'élément de flexion	R_B	2.372		
Vérifier R_B		Ok		[AWC NDS, Eq 3.3-5]
Valeur de flexion de référence multipliée par tous les facteurs d'ajustement applicables, à l'exception de C_{fu} , C_v et C_L	F_{b*}	133.440	M pa	[AWC NDS, Section 3.3.3.8]
Valeur de calcul du flambement critique pour les éléments en flexion	F_{bE}	857.365	M pa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Facteur de stabilité de la poutre	C_L	0.991		[AWC NDS, Eq 3.3-6]
Valeur de calcul de la flexion ajustée	F'_b	132.234	M pa	[AWC NDS, Tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe fort)	f_{b1}	0.000	M pa	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion		Ok		

Analyse de flexion, Fb2' (axe faible)

Valeur de référence de la conception de la flexion	F_{bv}	55.6	M pa	[bois de Gmelina Arborea].
--	----------	------	---------	-------------------------------

Valeur de calcul de la flexion ajustée	$F'_b =$	133.440	M pa	[AWC NDS, tableau 4.3.1]
Contrainte de flexion réelle due au moment de flexion (axe faible)	$f_{b2} =$	0.000	M pa	[AWC NDS, Eq 3.3-2]
Vérifier l'analyse de la flexion		Ok		
Analyse de la flexion et de la compression axiale				
Coefficient d'élancement	$K_y =$	1		
Coefficient d'élancement	$K_z =$	1		
Longueur effective modifiée du poteau (axe fort)	$l'_{e1} =$	0.5	m	
Longueur effective modifiée du poteau (axe faible)	$l'_{e2} =$	0.5	m	
Valeur de calcul de la compression ajustée parallèle au grain	$F'_c =$	52.153	M pa	
Valeur de calcul ajustée pour la flexion sur chant	$F'_{b1} =$	132.234	M pa	
Valeur de conception ajustée pour la flexion plane	$F'_{b2} =$	133.440	M pa	
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	$F_{E1} =$	104.421	M pa	[AWC NDS, Section 3.9.2]
Valeur de calcul du flambement critique pour l'élément de compression dans les plans d'appui latéral	$F_{E2} =$	104.421	M pa	[AWC NDS, Section 3.9.2]

Valeur critique de calcul du flambement pour l'élément de flexion	F_{bE}	857.365	Mpa	[AWC NDS, section 3.3.3.8]
Vérification de l'unité	U_C	= 0.00		[AWC NDS, Section 3.9-3]
Vérifier l'analyse de la flexion et de la compression axiale		Ok		

Analyse de la flexion et de la tension axiale

Vérification de l'unité de flexion et de tension axiale combinée	U_C	= 0.004		[AWC NDS, Section 3.9-2]
Vérifier l'analyse de la flexion et de la tension axiale		D'accord		

Analyse de cisaillement

Contrainte de cisaillement dans l'axe z	σ_z	= 0.000	Mpa	
Effort de cisaillement dû à la torsion	τ	= 0.0000	Mpa	
Effort de cisaillement combiné	f_v	= 0.000	Mpa	[AWC NDS, Eq 3.4-2]
Capacité de cisaillement admissible				
Valeur de référence pour le cisaillement parallèle au grain (cisaillement horizontal)	F_v	= 6.3	Mpa	[Bois de Gmelina Arborea]

Valeur de calcul ajustée pour le cisaillement parallèle aux fibres (cisaillement horizontal)

F'_v
=

10.08

M
pa

Rapport d'unité de cisaillement

U
C
=

0.000

Vérification de l'unité de cisaillement

D'accord

Editions MTPTC