PIES
Plateforme Infrastructure et Équipements Scolaires

SGPT
Sous-Groupe Plans-Types

Modèle Maçonnerie Chainée 3 x 50m^2

Cahier d'exécution pour la construction de bâtiments scolaires à trois niveaux en béton armé et à toiture plate



Cahier 6
CALCULS STRUCTURELS

(à l'attention du MTPTC)

Version révisée, Septembre 2016

1.	Hypothèses de calcul	3
1.1	Matériaux	3
1.2	Actions	3
2.	Limites d'application	5
2.1	Matériaux	5
2.2	Fondation	5
2.3	Séisme	5
2.4	Toiture	5
3.	Le concept structurel	6
3.1	Liste des plans d'exécution	7
3.2	Fondations	8
4.	Calculs et dimensionnement	9
4.1	Fondation	9
4.2	Calculs sismiques	17
4.3	Dimensionnement des Chainages	26
4.4	Toiture	37
Lettre de certification		48
Donnes de base		52

1. Hypothèses de calcul

1.1 Matériaux

Ci-dessous, les valeurs caractéristiques à respecter sont données pour la construction des murs en maçonnerie chainée, les poutres et poteaux en béton armé et les fermes de la toiture en bois.

1.1.1 Armature

Grade 60 selon le standard ASTM A 615/A 615 M – 03a [ASTM]

limite min. d'élasticité	$f_{y,min}$	=	420 N/mm2
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm2
élongation de rupture (dépendant du Ø)	$\varepsilon_{u,min}$	=	7-9 %
limite d'élasticité, valeur de calcul	f_{sd}	=	365 N/mm2
module d'élasticité	E_s	=	205 kN/mm2

1.1.2 Béton

Béton **C16/20** selon la norme SIA 262 [SIA 262]

résistance min. à la compression cylindre.	$f_{c,cylindre,k}$	=	20 N/mm^2
résistance min. à la compression cube	$f_{c,cube,k}$	=	25 N/mm^2
résistance à la compression	f_{cd}	=	13.5 N/mm^2
résistance au cisaillement	τ_{cd}	=	0.9 N/mm^2
(valeurs de calcul)			
module d'élasticité	E_c	=	25 kN/mm^2

1.1.3 Maçonnerie selon le code [SIA 265]

Poids propre	γ_k	=	1500 kg/m^3

Bloc ciment (valeurs calculés avec les grandes dimensions du bloc)

Épaisseur	t	=	20 cm
Résistance min. à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xk}	=	5.0 N/mm^2
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xd}	=	2.5 N/mm^2
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	f_{yd}	=	1.5 N/mm^2

Mortier ciment

Résistance min. à la compression	f_k	=	5.0 N/mm^2
Valeur de calcul	f_d	=	2.5 N/mm2

1.1.4 Bois

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou
« Southern Yellow Pine » grade No.2

poids propre	γ_k	=	500 kg/m3
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm2
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm2

1.1.5 Tôles Ondulées

Epaisseur minimale des tôles ondulées 24 gauge

1.2 Actions

1.2.1 Vent

La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone *IV* des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti

[MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

1.2.2 Séisme

La forme du spectre de réponse est calculée selon les suppositions de la norme Suisse SIA 261 [SIA 261]. L'accélération maximale du sol PGA prise en considération est de 4.0 m/s^2, conforme avec le rapport « Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti » [USGS] pour une période de retour de 500 ans (analogue Eurocode / SIA).
Les efforts sont calculés pour un sol de qualité E (couche alluviale superficielle, S = 1.4) et un facteur d'importance γ_f = 1.2. Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chainée est de q = 2.5 [EN 1998-1].

2. Limites d'application

2.1 Matériaux

Si les spécifications des barres d'armature varient de l'armature Grade 60 selon [ASTM], il faut adapter la disposition du renforcement longitudinale et transversale des chainages, poutres et poteaux selon besoins statiques.

Si la qualité du béton est plus élevée que le béton C16/20 ($f_{ck,cube}$ = 16 N/mm^2) [SIA 262], il faut adapter le taux d'armature minimal en prévention d'une rupture fragile selon les calculs d'un ingénieur qualifié.

Des blocs ciment pour la maçonnerie doivent respecter la résistance minimale de 5 N/mm^2 en compression, calculée avec la force de rupture en compression et les grandes dimensions du bloc. Il faut utiliser des blocs avec 4 parois transversaux. Des blocs avec 3 parois longitudinaux sont à favoriser.

2.2 Fondation

Les fondations minimales pour ancrer les chainages verticaux des murs en maçonnerie chainée sont constituées d'une semelle filante de 0.60 m x 0.20 m et un mur en roche et mortier d'hauteur 0.50 m. La profondeur est à adapter pour assurer une contrainte admissible minimale du sol de plus que 75 kN/m^2.

2.3 Séisme

La limite des structures est donnée par l'accélération maximale du sol a_{gd} = 4.0 m/s^2 en combinaison d'un sol de qualité E [SIA 261], voir partie « Actions - La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone *IV* des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti [MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

Séisme » de cette documentation.

2.4 Toiture

La toiture est calculé pour des forces d'arrachement de 300 kg/m^2 et des forces de pression de 125 kg/m^2 selon les critères données en « Actions - Vent ».
L'épaisseur minimal pour les tôles est de 26 gauges. Si des tôles de moins que 24 gauge sont utilisées, il faut adapter les distances des lattes à l'épaisseur des tôles.

3. Le concept structurel

Le bâtiment à un seul étage est présenté dans les Figure 1 et Figure 2 montrant la possibilité de construire 2 ou 3 salles de classe. Le bâtiment est de longueur 18 m (2 salles de classe) ou 26 m (3 salles de classe), de largeur 7 m et de hauteur 4.6 m. Les salles de classe sont de taille 8 m par 6.6 m.

La structure est caractérisée par les murs en maçonnerie chainée arrangés en `I` et une toiture légère. En direction longitudinale, la structure est stabilisée par des murs en maçonnerie chainée (t = 20 cm) de longueur 2.5 m et de hauteur 3 m (marqué bleu dans la Figure 1). Le chainage supérieur (20 cm x 20 cm) traverse les ouvertures de fenêtres et portes. La portée d'ouverture est divisée par deux avec un poteau en béton armé. En direction transversal, des longs murs de 6.20 m avec pignons (marqué en rouge) clôturent les salles de classes et stabilisent le bâtiment en cas des actions horizontales.

Les murs sont assis sur des fondations en roche et mortier de ciment. Une semelle filante en béton armé évite des tassements différentiels. Les chainages verticaux sont ancrés dans les semelles filantes avec le poids des murs au-dessus.

Les murs longitudinaux sont stabilisés hors plans par les murs transversaux. Un chainage horizontal élargi (40 cm x 20 cm) stabilise les murs transversaux hors plans. Le chainage vertical au milieu du mur transversal et les chainages diagonaux sur le pignon assurent un bon comportement de la structure.

La toiture est constituée par des fermes en bois et des tôles ondulées. Les fermes sont ancrées par des boulons coulés dans les chainages horizontaux. Des bandes de contreventement clouées sur les chevrons stabilisent la toiture.

Les fenêtres et portes sont construites en acier et bois non portant et léger. Les constructions sont vissées aux chainages et poteaux en béton armé.



Figure 1 Concept structurel 2 salles de classe

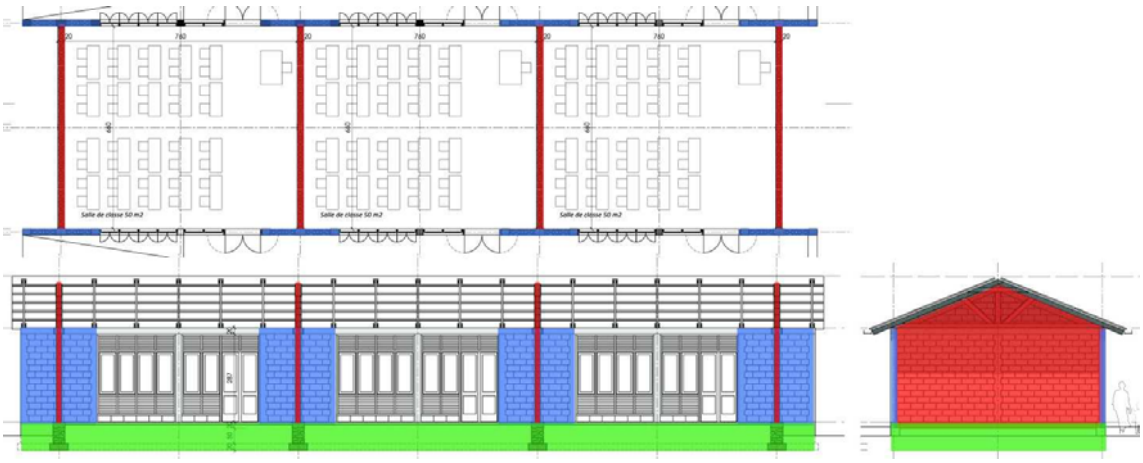


Figure 2 Concept structurel 3 salles de classe

3.1 Plans d'exécution et liste de fers

Un dossier des plans types d'exécution sont élaborés pour le bâtiment [CCR]. Ils sont à utiliser dans l'ensemble des plans d'architecture. L'ordre des plans est la suivante :

Plan no	Plans	Echelle	Format
MC-3x50.10	Fondation situation	1 : 75	11x17
MC-3x50.11	Fondation coupes	1 : 75	11x17
MC-3x50.12	Fondation ferraillage	1 : 20	11x17
MC-3x50.20	Ferraillage parquet	1 : 75	11x17
MC-3x50.30	Murs Situation	1 : 75	11x17
MC-3x50.31	Chainages et murs élévation	1 : 75	11x17
MC-3x50.32	Chainages détails ferraillage	1 : 20	11x17
MC-3x50.33	Chainages et murs ferraillage	1 : 20	11x17
MC-3x50.34	Chainages détails ferraillages angles	1 : 10	11x17
MC-3x50.35	Muret sous fenêtre	1 :20	11x17
MC-3x50.40	Toiture ferme élévation et coupe transv.	1 : 30	11x17
MC-3x50.41	Toiture ferme vue en plan	1 : 75	11x17
MC-3x50.42	Toiture ferme coupes	1 : 75	11x17
MC-3x50.43	Toiture ferme détail 1	1 : 5	11x17
MC-3x50.44	Toiture ferme détail 2	1 : 5	11x17
MC-3x50.45	Toiture ferme détail 3.1	1 : 5	11x17
MC-3x50.46	Toiture ferme détail 3.2a	1 : 5	11x17
MC-3x50.47	Toiture ferme détail 3.2b	1 : 5	11x17
MC-3x50.48	Toiture ferme détail 4	1 : 5	11x17
MC-3x50.49	Toiture ferme détail 5	1 : 5	11x17
MC-3x50.50	Toiture ferme détail 6	1 : 5	11x17
MC-3x50.51	Toiture contreventement	1 : 5	11x17
MC-3x50.52	Galerie détail 7	1 : 5	11x17
MC-3x50.53	Galerie détail 8	1 : 5	11x17
MC-3x50.54	Galerie détail 9	1 : 5	11x17

3.2 Fondations

Les fondations distribuent les charges verticales et horizontales des murs en maçonnerie chainée. Elles sont constituées des semelles filantes de 0.60 m par 0.20 m et des murs en roche et mortier ciment de hauteur minimale 0.50 m pour assurer l'ancrage des forces verticaux. Leur profondeur est à choisir en fonction de la qualité du sol du terrain.

4. Calculs et dimensionnement

4.1 Fondations

Charge sísmique

Poids toiture : ~5 femmes / mur ⇒ $N = 5 \cdot 2{,}6\,kN = 13\,kN$

Poids murs : $\gamma = 15\,kN/m^3$, $t = 0{,}2\,m$ ⇒ $g = 3\,kN/m^2$

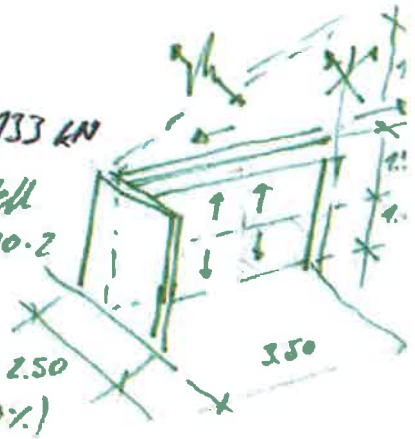
$l_{wi} = 2 \cdot 2{,}5\,m + 4{,}8\,m = 11{,}8\,m$

$l_i = (3\,m + 4{,}5\,m)/2 = 3{,}75\,m$

$G_{wi} = g \cdot l_{wi} \cdot l = 133\,kN$

→ vereinfachtes Modell

$G \hat{=} 3\,kN/m^2 \cdot (7.50 \cdot 3.10 \cdot 2 + 155 \cdot 8 \cdot 7.00 + \frac{1}{2} \cdot 7.00 \cdot 1.40)$



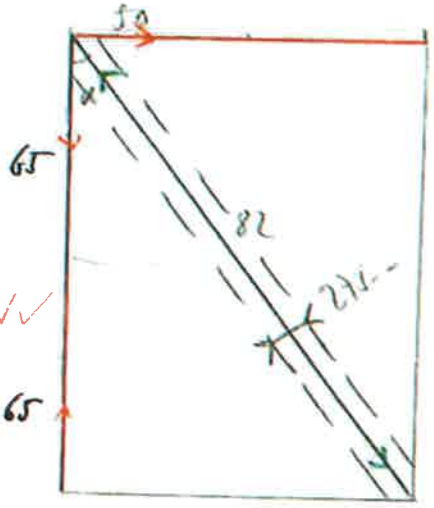
$S_{sol} = 1{,}68$, $q = 1{,}5$ (SC) → $S_d = \frac{1{,}68}{2{,}5} = 0{,}67 = \frac{94\,kN}{(70\%)}$ 2.50

$H = S_d (N + G_{wi}) = 88\,kN$ (vereinfacht)

$= 0.67 \cdot (13 + 94) = 72\,kN$ (73%)

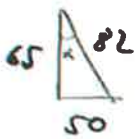
→ ganze Wandgewicht am Innenhof ⇒ sehr konservativ

⇒ mur longitudinal : (½ H)



→ 50 kN

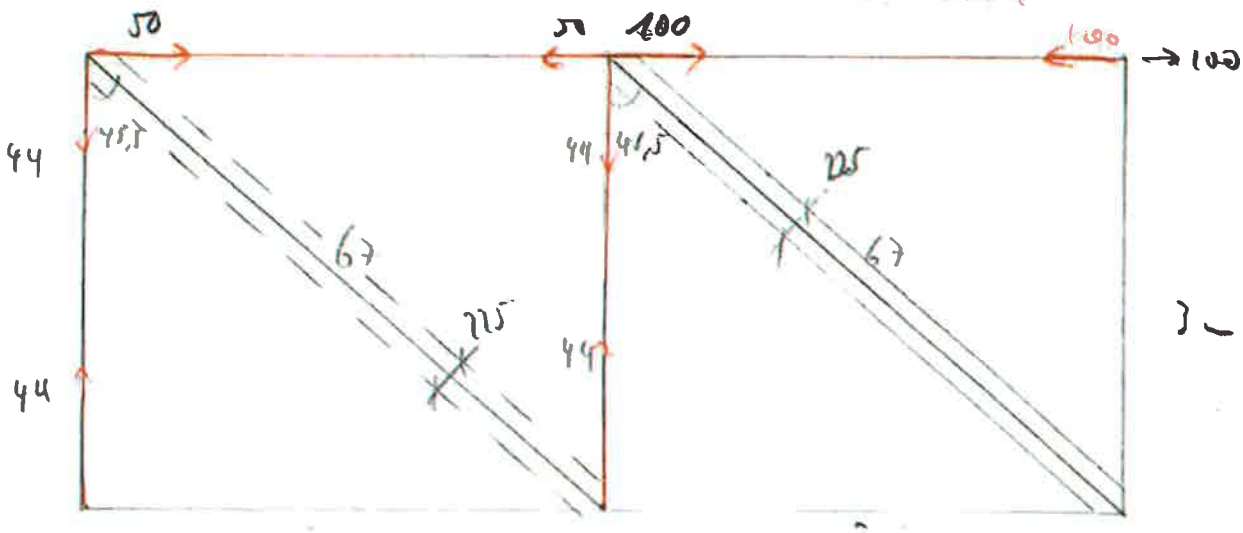
$\alpha = \arctan \frac{2{,}3}{3} = 37{,}5° > 37°$



[kN]

$t = \frac{82 \cdot 1000}{2{,}5 \cdot 1{,}7 \cdot 1000} = 27\,cm$ i.d.

mur transversal :



4.1.1 Fondation longitudinal:

Fondation longitudinale

$T = 65$ kN à ancrer dans le sol et la semelle filante

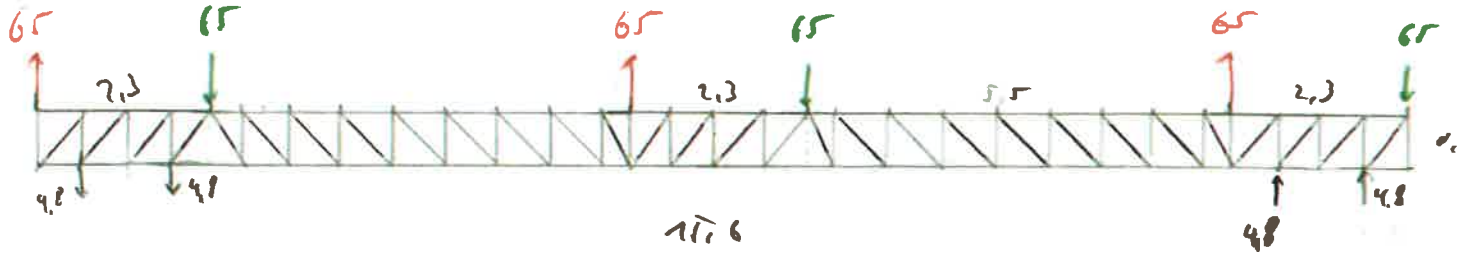
$p = 12{,}5$ kN/m

$l = \frac{T}{p} = 5{,}2$ m trop large au coin

poids propre mur : $G = 2{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 3 \cdot 25\,\text{kN/m}^3 = 22{,}5$ kN

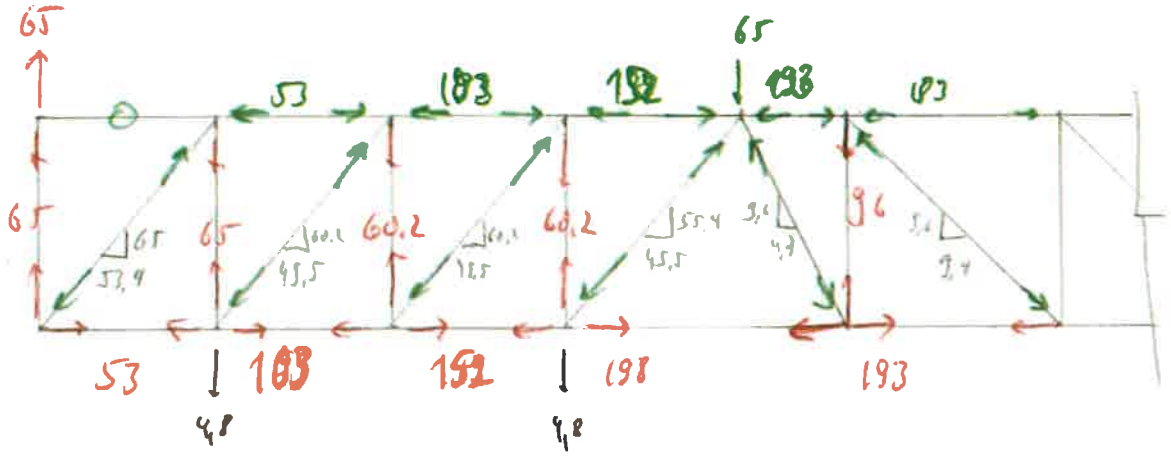
$T - \frac{G}{2} = 54$ kN $\frac{54}{12{,}5} = 4{,}3$ m trop large.

→ fondation en béton armé avec mur en béton armé



$$l = B = \frac{65 \cdot (1{,}15 + 1{,}15 \cdot 3 + 3{,}5 \cdot 2 + 2{,}3 \cdot 2 + 5{,}5 + 2{,}3 - 1{,}15 \cdot 2 - 5{,}5 \cdot 2 - 2{,}3 - 5{,}5)}{15{,}6}$$

$$= \frac{65\,(1{,}15 \cdot 2 + 5{,}5 \cdot 0 + 2{,}3 \cdot 2)}{15{,}6} = \frac{149}{15{,}6} = 9{,}6\,\text{kN} < G = 22{,}5\,\text{kN/m}$$



Fondation longitudinale

T = 65 kN à ancrer dans le sol et la semelle filante

$g = 12,5$ kN/m

$l = \frac{T}{g} = 5,2$ m trop large au coin

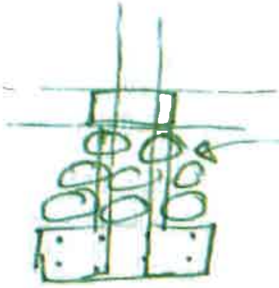
poids propre mur. $G = 2,5\,m \cdot 0,2\,m \cdot 3\,m \cdot 15\,kN/m^3 = 22,5$ kN

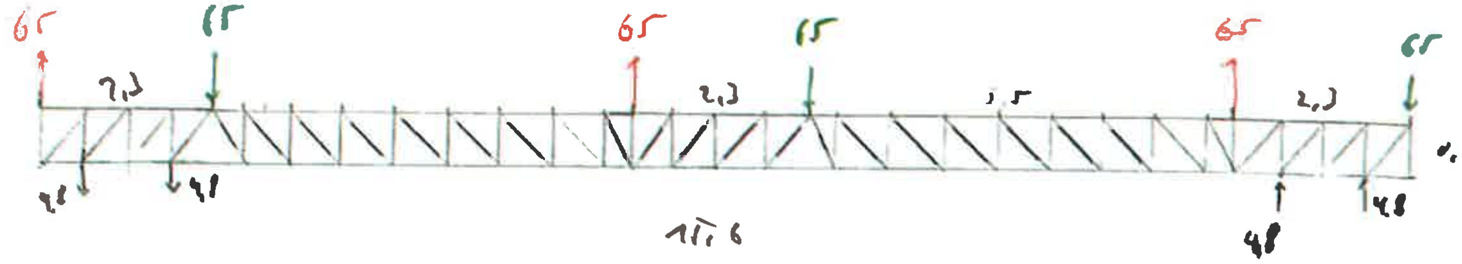
$T - \frac{G}{2} = 54$ kN $\qquad \frac{54}{12,5} = 4,3$ m trop large.

$47 - \frac{22,5}{2} = 36$ kN $\qquad$ 2,9 m

→ fondation en béton armé avec [illegible] en béton armé

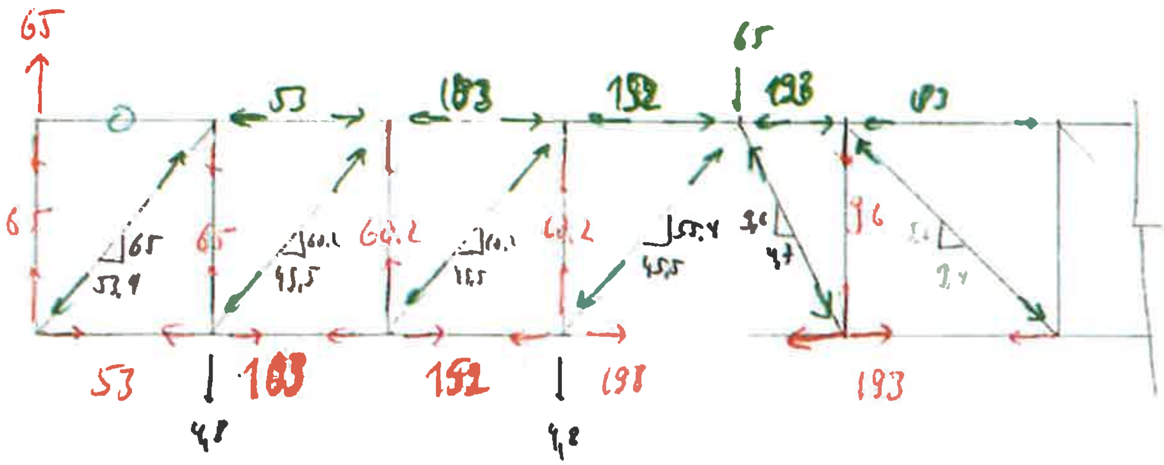
→ gleiches Fundationssystem

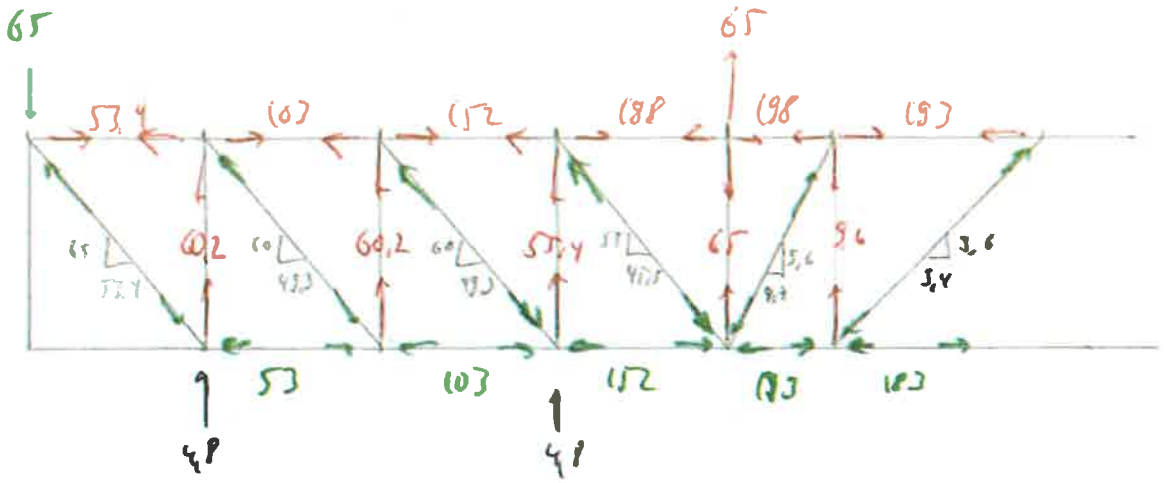




$$A = B = \frac{65 \cdot (1,15 + 1,15 \cdot 3 + 5,5 \cdot 2 + 2,3 \cdot 2 + 5,5 + 2,3 - 1,15 \cdot 2 - 5,5 \cdot 2 - 2,3 - 5,5)}{15,6}$$

$$= \frac{65 \cdot (1,15 \cdot 2 + 5,5 \cdot 0 + 2,3 \cdot 2)}{15,6} = \frac{3 \cdot 47}{15,6} = 9,1\,kN < G = 22,5\,kN \text{ i.O.}$$





armature de la semelle : $T_{u,max} = 198\ kN \leq 8 \times 3/8" = 208\ kN$

armature en bas : $T_{u,max} = 198\ kN = 9 \times 1/2" = 185\ kN$

mur : 3/8"

étriers : sans voile nécessaire choisi : $\frac{60\ kN}{0,6\ m} \hat{=} 100\ kN/m$

3/8" @ 150, 2 sections

$n = \frac{1000\ mm}{150\ mm} = 6,7$

$n \cdot 2 \cdot 25 = 350\ cm^2/m$ ∴ OK

⇒ **3/8" @ 200**

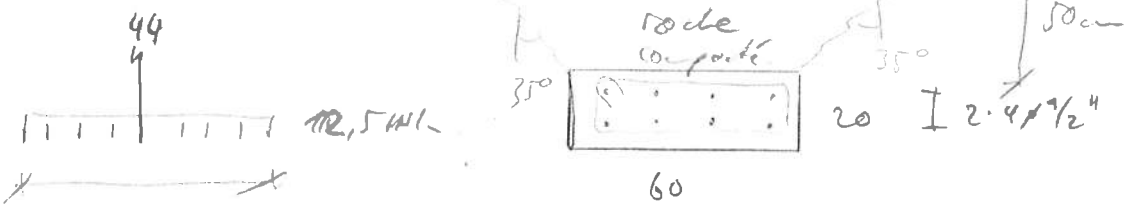
voile vertical : $\frac{9,6\ kN}{0,7\ m} = 14\ kN/m$ 3/8" @ 200

ou par étriers...

4.1.2 Fondation transversale:

Fondation transversale

$T = 44\,kN$ à ancrer dans la semelle armée



$$g = 1{,}6 \cdot 0{,}2 \cdot 25 + (0{,}6 \cdot 0{,}5 + 0{,}5 \cdot 0{,}25) \cdot 20$$

$$= 12{,}5 \text{ kN/m}$$

$$l = \frac{44}{12{,}5} = 3{,}52 \text{ m} \quad \text{(les deux côtés)}$$

$$\rightarrow 1{,}75 \text{ m}$$

$$R_{ver} = g \frac{l}{2} = 19 \text{ kN}$$

$$R_{Rd} = 26 \text{ kN} > 19 \text{ kN} \quad \text{i.d.}$$

cal. : $T = 44\,kN$

Mur longitudinal : $G = 2{,}5 \cdot 3 \cdot 0{,}2 \cdot 25 = 22{,}5 \text{ kN}$

$\rightarrow$ à ancrer : $T - G = 21{,}5 \text{ kN}$

$$\frac{21{,}5}{12{,}5} = 1{,}7 \text{ m} \rightarrow \text{ok en long} \checkmark$$

possible avec une fondation composée d'une semelle filante 60x20 et des rodes au-dessus. (0,5 m Longueur)

Dépendant du type de sol, il faut ajouter une couche de gravier au-dessous de la semelle filante jusqu'à une profondeur assez portante.

4.2 Calculs parasismique

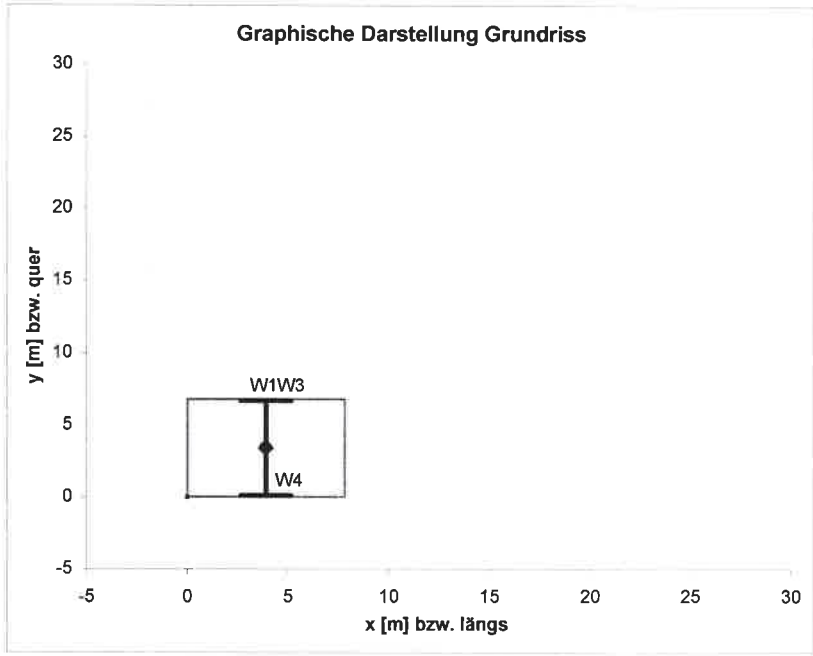
Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

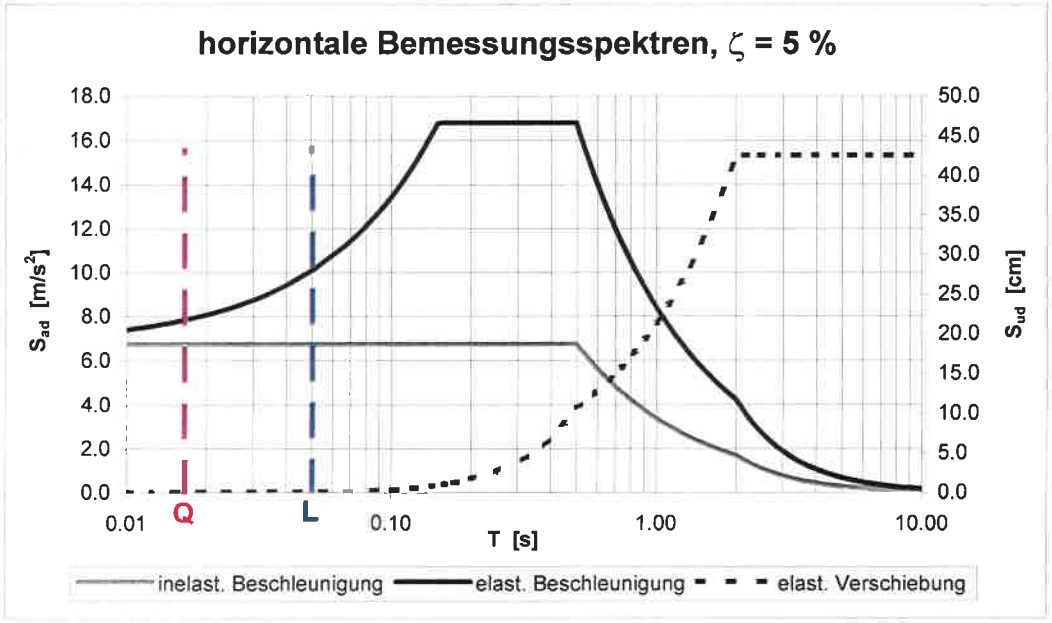
Allgemeine Gebäudedaten

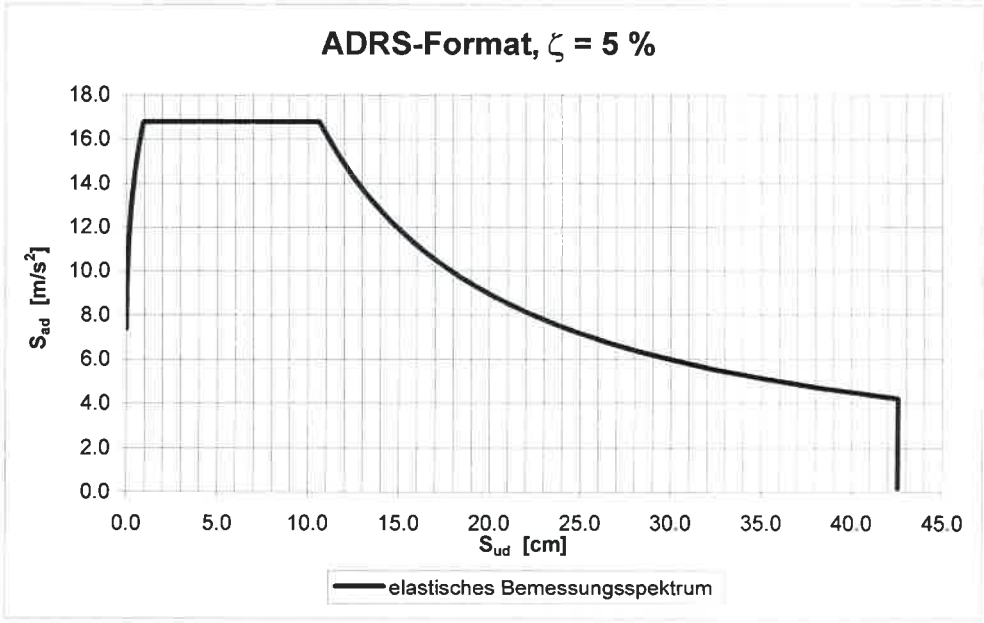
Adresse	
Bezeichnung	Maconnerie Chainée
Baujahr	2012
Umbaujahre	
Nutzung	
Architekt	
Ingenieur	SVI, DDC, Haiti

Erdbebeneinwirkung — Beschl. USGS / Spekt. SIA 261

Bauwerksklasse	BWK	II	γ_f =	1.20	
Erdbebenzone	Z	Z3a	a_{gd} =	4.00	m/s^2
Baugrundklasse	BGK	E	S =	1.40	
Verhaltensbeiwert	q	2.5	q =	2.5	







Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Querrichtung

Mehrmassenschwinger (MMS)

Stockwerkmassen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben
gemäss SIA Norm 260 und 261

(*) Einspannhorizont: Decke über 1. UG — Anzahl Geschosse über (*): 2 ← Ganze Zahl zw. 2 und 10

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung G_k [kN]	Veränderl. Einwirkung $\sum\psi_{2i}Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung E_d [kN]	Geschoss-fläche A [m²]	Plausibilitäts-kontrolle [1] h_{Beton} [cm]	Geschoss-höhe h [m]	Geschoss-höhe $\sum h$ [m]	Geschoss-massen m [t]	Index
							0.00	0.0	10
							0.00	0.0	9
							0.00	0.0	8
							0.00	0.0	7
							0.00	0.0	6
							0.00	0.0	5
							0.00	0.0	4
							0.00	0.0	3
1. OG	80		80	207.0	2	1.50	3.00	8.2	2
EG	108		108	207.0	2	1.50	1.50	11.0	1
Summe			188		4	3.00		19.2	

1. Eigenform des MMS (Kragarm)

gemäss SIA Dokumentation D 0171

Variante 1: ≈ gleiche Steifigkeit in allen Geschossen

über die Gebäudehöhe konstantes EI beeinflusst vom EMS nur f und k* jedoch nicht m*, h*, G und f1 (Bedingung: det A = 0).

$EI_{eff,\ S.5}$ = 24.0 GN/m² **EI_{eff} (f_1) = 12.0 GNm²**

Anpassung/Korrektur für EI_{eff} (i.a. = 1) → 0.50

1. Eigenfrequenz f_1: **f_1 = 60.32 Hz** det A = -4.6E-09 **i.O.**

Kontrolle mit Methode Rayleigh: f_1 = 60.32 Hz T_1 = 0.02 Hz

1. Eigenvektor ϕ_1: ϕ_1^T = { 0.323 1.000 }

normiert auf $\phi_{1,n}$ = 1

Variante 2: wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder) → Da die Steifigkeitsmatrix K unbekannt ist, werden die Steifigkeiten k und k* aus f berechnet. ↓

f_1 = Hz korr. elast. Steifigkeit im plast. Ber. EI = GNm²

ϕ_1^T = { } ← normiert auf $\phi_{1,n}$ = 1 einzugeben

Drehfeder k_{xx} = GNm/rad ← wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung Δ infolge der Feder

1) Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung umgerechnet in eine fiktive Betonhöhe bezogen auf die Geschossfläche an.

Umrechnungsfaktoren MMS zu EMS

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

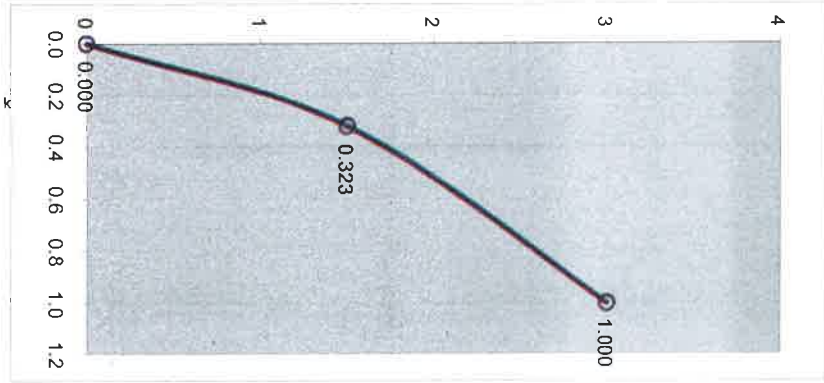
Verwendete Variante zur Bestimmung der 1. Eigenform: Variante 1

verallgemeinerte Masse	m =	$\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$	=	9	t
verallgemeinerte Steifigkeit	k =	$\phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1$	=	1336.4	MN/m
	L =	$\phi_1^T \cdot M \cdot 1$	=	12	t
Partizipationsfaktor	Γ =	L / m	=	1.259	

Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse	m^* =	$\Gamma \cdot L$	=	15	t
Massenverhältnis	α_m^* =	m^* / m_{tot}	=	0.77	
modale Höhe	h^* =	L^0 / L	=	2.54	m
Höhenverhältnis	α_h^* =	h^* / h_{tot}	=	0.85	
	L^0 =	$\sum h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i}$	=	30	tm
modale Steifigkeit	k^* =	$\Gamma^{-2} \cdot k$	=	2117.4	MN/m
Steifigkeitsverhältnis	α_k^* =	$k^* \cdot h^3 / EI$	=	4.77	
Eigenfrequenz des EMS	f =	$\sqrt{(k^*/m^*)}/(2\pi)$	=	60.32	Hz
(Kontrolle von f_1 MMS)	T =	$1/f$	=	0.02	s



Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Längsrichtung

Mehrmassenschwinger (MMS)

Stockwerkmassen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben
gemäss SIA Norm 260 und 261

(*) Einspannhorizont: Decke über 1. UG — Anzahl Geschosse über (*): 2 ← Ganze Zahl zw. 2 und 10

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung G_k [kN]	Veränderl. Einwirkung $\Sigma\psi_{2i}Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung E_d [kN]	Geschoss-fläche A [m²]	Plausibilitäts-kontrolle [1] h_{Beton} [cm]	Geschoss-höhe h [m]	Geschoss-höhe Σ h [m]	Geschoss-massen m [t]	Index
							0.00	0.0	10
							0.00	0.0	9
							0.00	0.0	8
							0.00	0.0	7
							0.00	0.0	6
							0.00	0.0	5
							0.00	0.0	4
							0.00	0.0	3
1. OG	80		80	207.0	2	1.50	3.00	8.2	2
EG	108		108	207.0	2	1.50	1.50	11.0	1
Summe			188		4	3.00		19.2	

1. Eigenform des MMS (Kragarm)

gemäss SIA Dokumentation D 0171

über die Gebäudehöhe konstantes EI beeinflusst vom EMS nur f und k* jedoch nicht m*, h*, G und f1 (Bedingung: det A = 0).

Variante 1: ≈ gleiche Steifigkeit in allen Geschossen

$EI_{eff,\ S.5}$ = 2.6 GN/m² — **EI_{eff} (f_1) = 1.3 GNm²**

Anpassung/Korrektur für EI_{eff} (i.a. = 1) → 0.50

1. Eigenfrequenz f_1: **f_1 = 19.89 Hz** — det A = -3.5E-09 **i.O.**

Kontrolle mit Methode Rayleigh: f_1 = 19.89 Hz — T_1 = 0.05 Hz

1. Eigenvektor ϕ_1: ϕ_1^T = { 0.323 1.000 }

normiert auf $\phi_{1,n}$ = 1

Variante 2: wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder) → Da die Steifigkeitsmatrix K unbekannt ist, werden die Steifigkeiten k und k* aus f berechnet. ↓

f_1 = Hz — korr. elast. Steifigkeit im plast. Ber. EI = GNm²

ϕ_1^T = { ← normiert auf $\phi_{1,n}$ = 1 einzugeben }

Drehfeder k_{yy} = GNm/rad ← wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung Δ infolge der Feder

1) Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung umgerechnet in eine fiktive Betonhöhe bezogen auf die Geschossfläche an.

Umrechnungsfaktoren MMS zu EMS

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

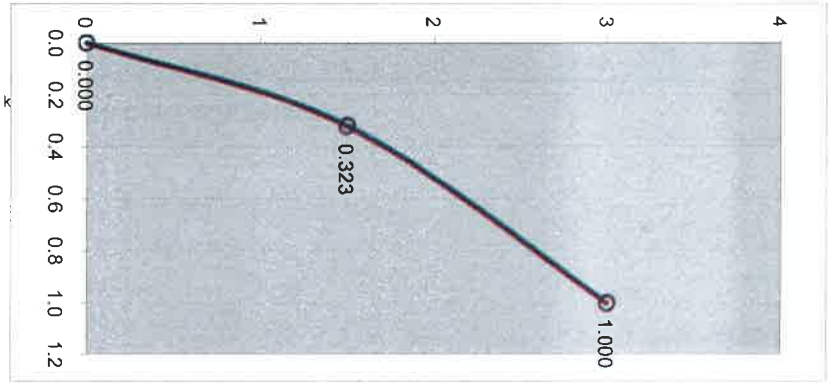
Verwendete Variante zur Bestimmung der 1. Eigenform: Variante 1

verallgemeinerte Masse	m =	$\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$	=	9	t
verallgemeinerte Steifigkeit	k =	$\phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1$	=	145.3	MN/m
	L =	$\phi_1^T \cdot M \cdot 1$	=	12	t
Partizipationsfaktor	Γ =	L / m	=	1.259	

Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse	m* =	Γ · L	=	15	t
Massenverhältnis	α_m* =	m* / m_{tot}	=	0.77	
modale Höhe	h* =	L^θ / L	=	2.54	m
Höhenverhältnis	α_h* =	h* / h_{tot}	=	0.85	
	L^θ =	$\Sigma h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i}$	=	30	tm
modale Steifigkeit	k* =	$\Gamma^2 \cdot k$	=	230.2	MN/m
Steifigkeitsverhältnis	α_k* =	k* · h³ / EI	=	4.77	
Eigenfrequenz des EMS	f =	√(k*/m*)/(2π)	=	19.89	Hz
(Kontrolle von f_1 MMS)	T =	1/ f	=	0.05	s



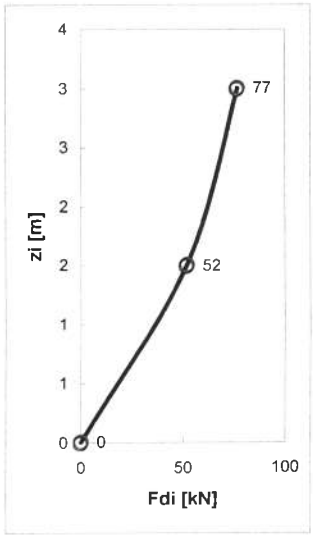
Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

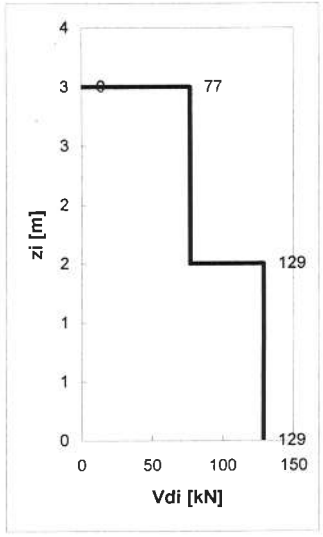
Querrichtung

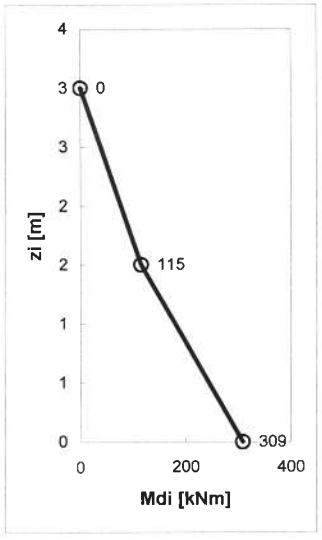
Erdbebeneinwirkung des Gebäudes (MMS)

Gebäude	Grundfrequenz	f_1	=		=	60.32	Hz
	Grundschwingzeit	T_1	=	$1 / f_1$	=	0.02	s
	Ordinate des Bem.spektrums	$S_d(T_1)$	=	gem. Spektr.	=	0.685	-
	Horizontale Ersatzkraft	F_d	=	$S_d(T_1) \cdot E_d$	=	129	[kN]
	Horizontale Verformung oben	w_d	=	$q \cdot 11 \cdot F_d l^3 / (60 \cdot EI_{eff})$	=	0.0	[cm]
	max. Stockwerkschiefstellung	δ_{max}	=	$(\phi_{i+1}-\phi_i)_{max} \cdot w_d / h_i$	=	0.01	%

Geschoss i	z_i [m]	E_{di} [kN]	F_{di} [kN]	V_{di} [kN]	M_{di} [kNm]
1. OG	3.00	80	77	77	115
EG	1.50	108	52	129	309
Summe		188	129		





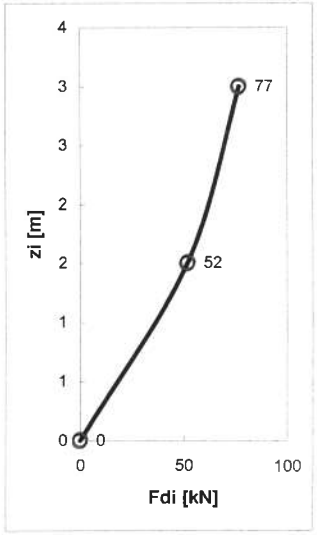


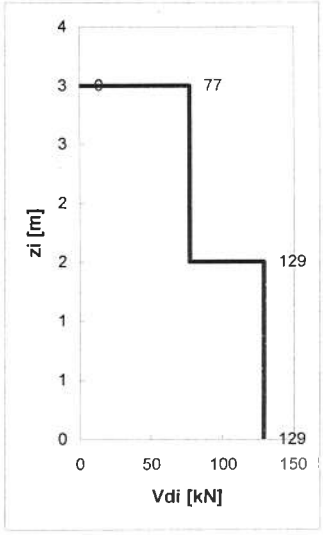
Längsrichtung

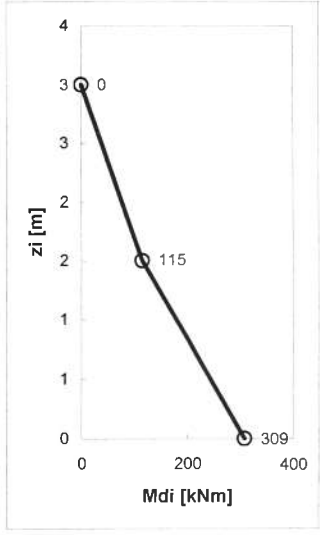
Erdbebeneinwirkung des Gebäudes (MMS)

Gebäude	Grundfrequenz	f_1	=		=	19.89	Hz
	Grundschwingzeit	T_1	=	$1 / f_1$	=	0.05	s
	Ordinate des Bem.spektrums	$S_d(T_1)$	=	gem. Spektr.	=	0.685	-
	Horizontale Ersatzkraft	F_d	=	$S_d(T_1) \cdot E_d$	=	129	[kN]
	Horizontale Verformung oben	w_d	=	$q \cdot 11 \cdot F_d l^3 / (60 \cdot EI_{eff})$	=	0.1	[cm]
	max. Stockwerkschiefstellung	δ_{max}	=	$(\phi_{i+1}-\phi_i)_{max} \cdot w_d / h_i$	=	0.06	%

Geschoss i	z_i [m]	E_{di} [kN]	F_{di} [kN]	V_{di} [kN]	M_{di} [kNm]
1. OG	3.00	80	77	77	115
EG	1.50	108	52	129	309
Summe		188	129		







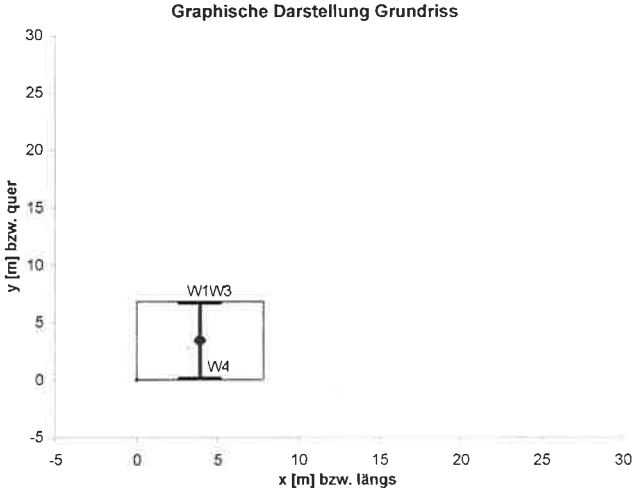
Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Verteilung der horizontalen Ersatzkraft auf die einzelnen Wände
gemäss Bachmann 2002/2004.

Gebäudegeometrie

Zufällige Exzentizität von M gem. SIA 261 Zif. 16.5.2.7 berücksichtigt: nein

Teilfläche 1 & 2 (Rechtecke)							Teilfläche 3 & 4 (Dreiecke)							Gesamtfläche	
Seitenlängen		Ursprung		Fläche	Massenzentrum		Seitenlängen		Ursprung		Fläche	Massenzentrum		Fläche	Massenzentrum
$l_{x,längs}$ [m]	$l_{y,quer}$ [m]	x_0 [m]	y_0 [m]	A [m^2]	x_M [m]	y_M [m]	$l_{x,längs}$ [m]	$l_{y,quer}$ [m]	x_0 [m]	y_0 [m]	A [m^2]	x_M [m]	y_M [m]	A [m^2]	x_M [m]	y_M [m]
7.8	6.8	0.0	0.0	53	3.9	3.4					0	0.0	0.0	53	3.9	3.4
				0	0.0	0.0					0	0.0	0.0			



Massenzentrum und Steifigkeitszentrum		Koordinaten x [m]	Koordinaten y [m]	Exzentrizitäten $e_{d,x}$ [m]	Exzentrizitäten $e_{d,y}$ [m]	
Massenzentrum	● M	3.9	3.4	0.0	0.0	sup
Steifigkeitszentrum	◇ S	3.9	3.4	0.0	0.0	inf

Horizontale Ersatzkraft und Torsionsmoment		Erdbeben in y-Rtg./Querrtg.	Erdbeben in x-Rtg./Längsrtg.
Horizontale Ersatzkraft	F_d [kN]	129	129
Torsionsmoment in S	T_d [kNm]	0	0
Torsionsmoment in S	T_d [kNm]	0	0

Elemente zur horizontalen Aussteifung: Wände und Kerne

Verteilung der Ersatzkräfte proportional zu I^3

Elementdefinition	Kern/Wand Nr.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe ∑
Elementtyp	Kern, Wand	[-]	Wand		Wand	Wand															4.79 I_x
Elementrichtung	quer, längs	[-]	quer		längs	längs															0.52 I_y
Elementmaterial	MW, SB	[-]	MW		MW	MW															[m^4]
x-Koordinate	x	[m]	3.9		3.9	3.9															
y-Koordinate	y	[m]	3.4		6.7	0.1															
E-Modul (ungerissen)	E	[GN/m^2]	5.0		5.0	5.0															
Abminderungsfaktor eff. Steifigkeit		[-]	1.00		1.00	1.00															
Trägheitsmoment der Wände	Kern/Wand Nr.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Summe ∑
Wandlänge	l_w	[m]	6.60		2.50	2.50															24.0 $EI_{x,eff}$
Wandbreite	b_w	[m]	0.20		0.20	0.20															2.6 $EI_{y,eff}$
Trägheitsmoment	I_w	[m^4]	4.8		0.3	0.3															[GNm^2]
Trägheitsmoment der Kerne	Kern/Wand Nr.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Trägheitsmoment	I_k	[m^4]																			
Verteilung der hor. Kräfte	Kern/Wand Nr.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
ohne Torsion	$F_d(\mp)$	[kN]	129		64	64															
infolge T bei $F_{d,längs,sup}$	$F_{d,l,s}(T)$	[kN]	0		0	0															
infolge T bei $F_{d,längs,inf}$	$F_{d,l,i}(T)$	[kN]	0		0	0															
infolge T bei $F_{d,quer,sup}$	$F_{d,q,s}(T)$	[kN]	0		0	0															
infolge T bei $F_{d,quer,inf}$	$F_{d,q,i}(T)$	[kN]	0		0	0															
Bemessungsersatzkraft	$F_{di,ABS}$	[kN]	129		64	64															
" in % der Geb.ersatzkraft	$F_{di,ABS}/F_d$	[%]	100		50	50															

x, y: frei gewähltes Koordinatensystem
x_2, y_2: Koordinatensyst. mit Ursprung in S
Bemessungsersatzkraft F_{di}:

Steifigkeits-zentrum: $x_s = \sum(E_i \cdot I_{ix} \cdot x_i) / \sum(E_i \cdot I_{ix})$; $y_s = \sum(E_i \cdot I_{iy} \cdot y_i) / \sum(E_i \cdot I_{iy})$

Verteilung der Horizontalkraft (ohne Torsion): $F_{ix} = F_x \cdot [E_i \cdot I_{iy} / \sum(E_i \cdot I_{iy})]$; $F_{iy} = F_y \cdot [E_i \cdot I_{ix} / \sum(E_i \cdot I_{ix})]$

infolge Torsion: $F_{ix}(T) = -T_s \cdot [E_i \cdot I_{iy} \cdot y_{2i} / \sum(E_i \cdot I_{iy} \cdot y_{2i}^2 + E_i \cdot I_{ix} \cdot x_{2i}^2)]$; $F_{iy}(T) = T_s \cdot [E_i \cdot I_{ix} \cdot x_{2i} / \sum(E_i \cdot I_{iy} \cdot y_{2i}^2 + E_i \cdot I_{ix} \cdot x_{2i}^2)]$

Massgebende Ersatzkraft für die Wand i. Ein allfällig günstig wirkender Einfluss der Torsion auf die Ersatzkraft wird konservativerweise nicht berücksichtigt.

Erdbebenberechnung und -bemessung

Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

keine Kapazitätsbemessung

Beanspruchung der Kerne und Wände

Elementdefinition		Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Elementtyp	Kern, Wand	[-]	Wand		Wand	Wand														
Elementrichtung	quer, längs	[-]	quer		längs	längs														
Elementmaterial	SB, MW	[-]	MW		MW	MW														

Normalkraft N_d OK Wand	Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	1. OG	1. OG	[kN]	142		119	119														
	EG	EG	[kN]	298		245	245	388													
	1. UG	1. UG	[kN]																		
	UK Bodenplatte	UK Bodenplatte	$N_{d,F}$ [kN] 1)																		

Biegemoment Md UK Wand	Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	1. OG	1. OG	[kNm]	115		58	58														
	EG	EG	[kNm]	309		154	154														
	FM zulässig	FM zulässig	M_F [kNm] 2)																		
	plastische Höhe	plastische Höhe	h_{pl} [m] 3)																		

Querkraft Vd	Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	1. OG	1. OG	[kN]	77		38	38														
	EG	EG	Vd(o) [kN]	129		64	64														
	1. UG	1. UG	Vd(u) [kN] 3)																		

Auflagerkraft 3)	Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Decke ü. Bodenplatte	1. UG	1. UG	Qd [kN] [kN]	129		64	64														

1) Normalkraft, die zur Berechnung von M_F 2) verwendet wird

2) zulässiges Fundationsmoment M_F, d.h. überdrückt mit halber Wandlänge klaffend (siehe Seite 8)

3) plast. Höhe und Querkraft/Auflagerkraft erst korrekt, wenn Seite 7 und 8 ausgefüllt

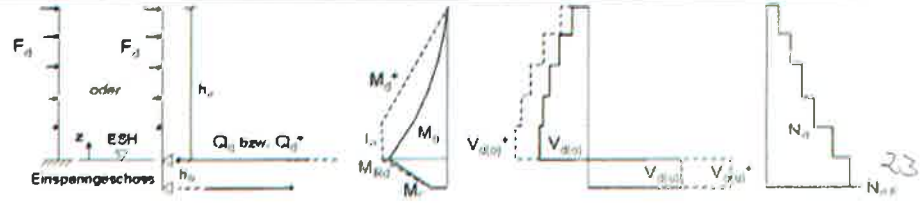
Farbe und Schriftschnitt:

xx Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbebeneinwirkung in x-Richtung/Längsrichtung

yy Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbebeneinwirkung in y-Richtung/Querrichtung

Bemessungsmoment: $M_d^+(z > l_w) = (z - h_w) / (l_w - h_w) \cdot M_{RdESH}$ Erhöhte Querkraft: $V_{di}^+ = M_{Rd}^+{}_{ESH} / M_{dESH} \cdot \kappa \cdot V_{di}$ (bei Kapazitätsbemessung)

Modell:



Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

Geschoss über dem Einspannhorizont — EG quer — EG längs

Bemessung der Mauerwerkswände im Geschoss über dem Einspannhorizont gemäss SIA Norm 266 erweiterter Nachweis

Mauerwerksqualität	Benutz.Def.		f_{xd} = 2.5 N/mm2	
			f_{xd} = 2.5 N/mm2	Bemessungswert des Koeffizienten der
			f_{yd} = 1.13 N/mm2	inneren Reibung der Lagerfugen ≤ 0.6
E_{xk} = 5'000 N/mm2	η_3 = 1.50		E_{xd} = 2'500 N/mm2	μ_d <= 0.70

Legende

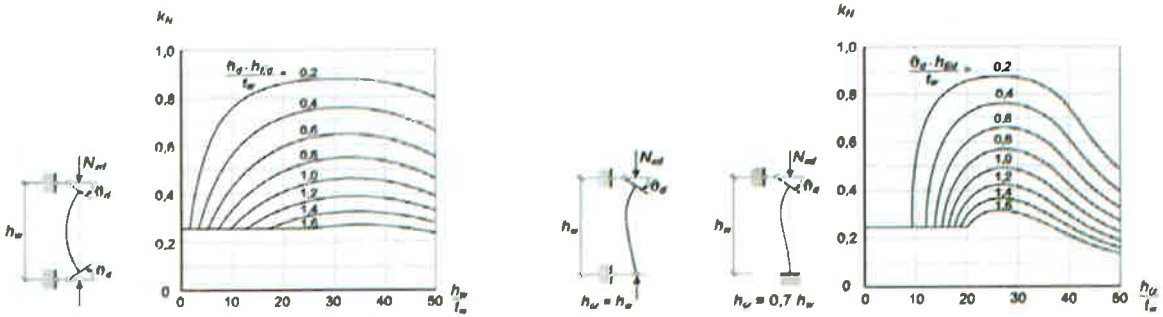
[1] Deckenverformung elastisch gemäss Cedrus oder Handrechnung

[2] Deckenverformung gerissen inkl. Kriechen mit $\varphi_c = 2$

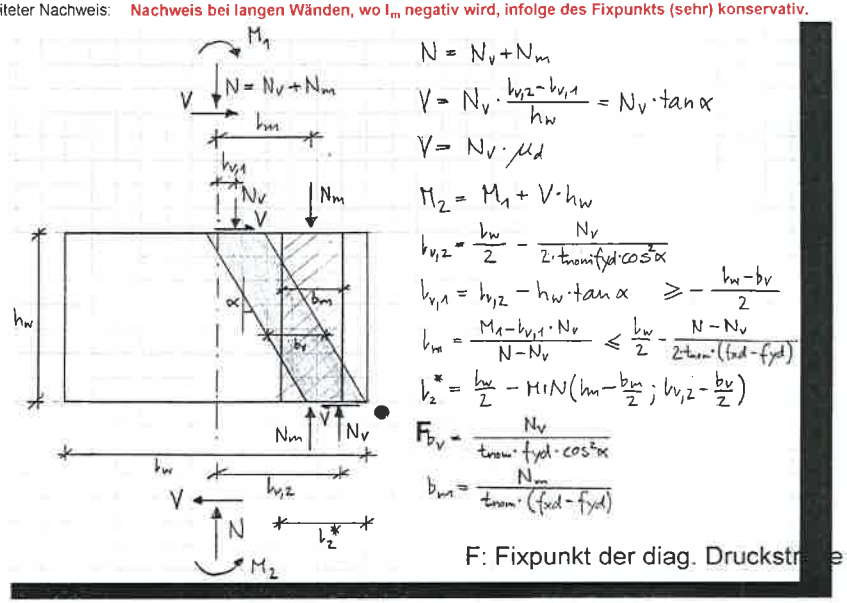
[3] k_N ist gemäss Diagrammen SIA 266 Figur 3 zu bestimmen.

Elementdef.		Einwirkung & Wandkennwerte						Querkraftbeanspruchung mit exzentrischer Normalkraft: Deckenkennwerte														Querkraftwiderstand												Erfüllungsfaktor
Wand Nr.	Element-richtung	N_{xd} [kN]	V_d [kN]	M_{z1d} [kNm]	l_w [m]	t_w [m]	h_w [m]	ϑ_d [1] [–]	h_D [m]	d [m]	As [mm²/m']	As' [mm²/m']	Anteil gerissen [-]	ϑ_d [2] [–]	l_2^* [m]	h_{Ed} [m]	$\vartheta_d \cdot h_{Ed}/t_w$ [–]	h_{cr}/t_w [–]	h_{cr} [m]	k_N [3] [-]	N_{xRd} [kN]	Nachweis	t_{nom} [m]	Auswahl t_{nom}	N_v [kN]	$l_{v,1}$ [m]	b_v [m]	$l_{v,2}$ [m]	N_m [kN]	l_m [m]	b_m [m]	μ_d [4] [-]	V_{Rd} [kN]	Nachweis	$\alpha_{eff,N-M-V}$ [–]
1	quer	298	129	115	6.6	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	6.60	19.1	0.00	15.0	3.0	1.00	3300	i.O.	0.20	tw	236	1.47	1.56	2.52	62	-3.19	0.23	0.70	165	i.O.	1.28
2																																			
3	längs	245	64	58	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.89	7.7	0.00	15.0	3.0	1.00	443	i.O.	0.20	tw	134	-0.24	0.89	0.81	111	1.05	0.40	0.70	94	i.O.	1.45
4	längs	245	64	58	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.89	7.7	0.00	15.0	3.0	1.00	443	i.O.	0.20	tw	134	-0.24	0.89	0.81	111	1.05	0.40	0.70	94	i.O.	1.45
5																																			
6																																			
7																																			
8																																			
9																																			
10																																			
11																																			
12																																			
13																																			
14																																			
15																																			
16																																			
17																																			
18																																			

SIA 266 Figur 3 (Ausschnitt für den Fall mit Deckenverdrehung):



SIA 266 erweiteter Nachweis: **Nachweis bei langen Wänden, wo l_m negativ wird, infolge des Fixpunkts (sehr) konservativ.**



Erdbebenberechnung und -bemessung
Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

wählbares Geschoss 1. OG (quer) 1. OG (längs)

Bemessung der Mauerwerkswände in wählbarem Geschoss gemäss SIA Norm 266 erweiterter Nachweis

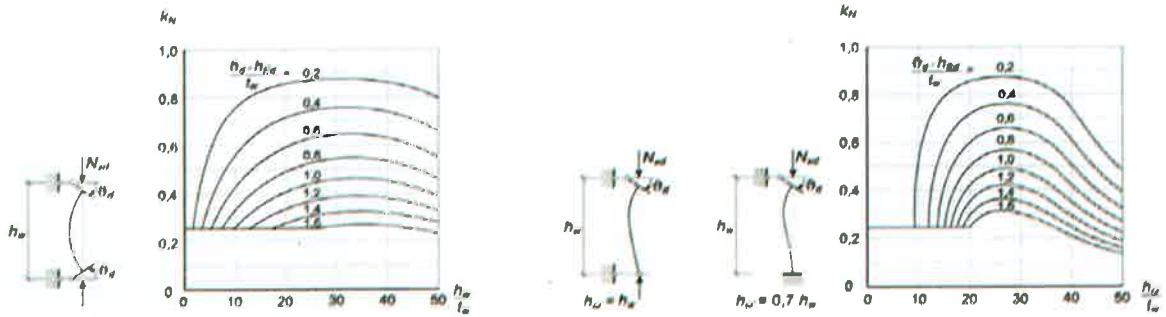
Mauerwerksqualität	Benutz.Def.		f_{xd} = 2.0 N/mm2	
			f_{xd} = 2.0 N/mm2	Bemessungswert des Koeffizienten der
			f_{yd} = 0.90 N/mm2	inneren Reibung der Lagerfugen ≤ 0.6
E_{xk} = 4'000 N/mm2	η_{λ} = 1.50		E_{xd} = 2'000 N/mm2	μ_d <= 0.70

Legende

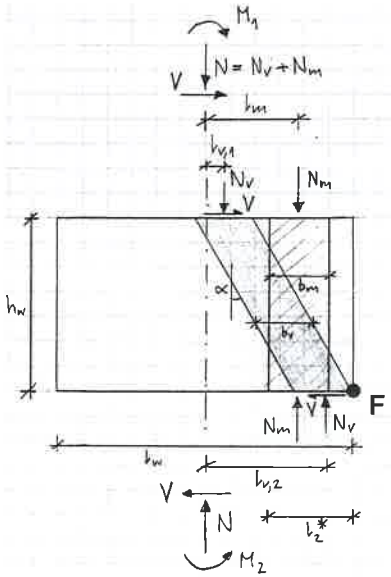
1) Deckenverformung elastisch gemäss Cedrus oder Handrechnung
2) Deckenverformung gerissen inkl. Kriechen mit $\varphi_c = 2$
3) k_N ist gemäss Diagrammen SIA 266 Figur 3 zu bestimmen.

Elementdef.		Einwirkung & Wandkennwerte						Querkraftbeanspruchung mit exzentrischer Normalkraft: Deckenkennwerte								Normalkraftwiderstand						Querkraftwiderstand												Erfüllungsfaktor
Wand Nr.	Element-richtung	N_{xd} [kN]	V_d [kN]	M_{z1d} [kNm]	l_w [m]	t_w [m]	h_w [m]	ϑ_d 1) [-]	h_D [m]	d [m]	As [mm²/m']	As' [mm²/m']	Anteil gerissen [-]	ϑ_d 2) [-]	l_z^* [m]	h_{Ed} [m]	$\vartheta_d \cdot h_{Ed}/t_w$ [-]	h_{cr}/t_w [-]	h_{cr} [m]	k_N 3) [-]	N_{xRd} [kN]	Nachweis	t_{nom} [m]	Auswahl t_{nom}	N_v [kN]	$l_{v,1}$ [m]	b_v [m]	$l_{v,2}$ [m]	N_m [kN]	l_m [m]	b_m [m]	μ_d 4) [-]	V_{Rd} [kN]	Nachweis	$\alpha_{eff,N-M-V}$ [-]
1	quer	142	77	0	6.6	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	6.60	24.7	0.00	15.0	3.0	1.00	2640	i.O.	0.20	tw	89	1.88	0.74	2.93	53	-3.18	0.24	0.70	62	nef	0.81
2																																			
3	längs	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.84	9.6	0.00	15.0	3.0	1.00	334	i.O.	0.20	tw	101	-0.22	0.84	0.83	18	1.21	0.08	0.70	71	i.O.	1.84
4	längs	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	1	1	1.00	0.0000	0.84	9.6	0.00	15.0	3.0	1.00	334	i.O.	0.20	tw	101	-0.22	0.84	0.83	18	1.21	0.08	0.70	71	i.O.	1.84
5																																			
6																																			
7																																			
8																																			
9																																			
10																																			
11																																			
12																																			
13																																			
14																																			
15																																			
16																																			
17																																			
18																																			

SIA 266 Figur 3 (Ausschnitt für den Fall mit Deckenverdrehung):



SIA 266 erweiterter Nachweis: Nachweis bei langen Wänden, wo l_m negativ wird, infolge des Fixpunkts (sehr) konservativ.



$$N = N_v + N_m$$

$$V = N_v \cdot \frac{h_{v,2} - h_{v,1}}{h_w} = N_v \cdot \tan\alpha$$

$$V = N_v \cdot \mu_d$$

$$M_2 = M_1 + V \cdot h_w$$

$$h_{v,2} = \frac{h_w}{2} - \frac{N_v}{2 \cdot t_{nom} \cdot f_{yd} \cdot \cos^2\alpha}$$

$$h_{v,1} = h_{v,2} - h_w \cdot \tan\alpha \geq -\frac{h_w - b_v}{2}$$

$$h_m = \frac{M_1 - h_{v,1} \cdot N_v}{N - N_v} \leq \frac{h_w}{2} - \frac{N - N_v}{2 t_{nom} \cdot (f_{xd} - f_{yd})}$$

$$l_2^* = \frac{h_w}{2} - MIN\left(h_m - \frac{b_m}{2};\ h_{v,2} - \frac{b_v}{2}\right)$$

$$b_v = \frac{N_v}{t_{nom} \cdot f_{yd} \cdot \cos^2\alpha}$$

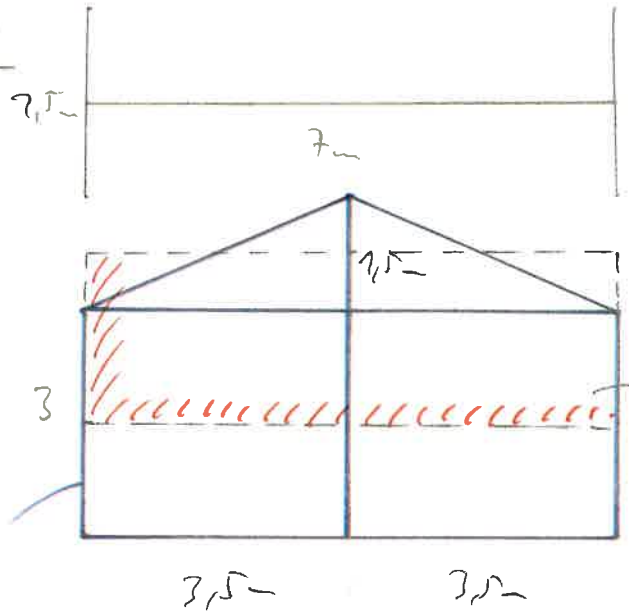
$$b_m = \frac{N_m}{t_{nom} \cdot (f_{xd} - f_{yd})}$$

F: Fixpunkt der diag. Druckstrebe

4.3 Dimensionnement des Chainages

Mars transversal hors plan

Géométrie :



chainage
20×20

$t = 0{,}2$ m
$\gamma = 15$ kN/m³ $\Big\}$ $g = 3$ kN/m²

$S_{rel} = 1{,}68 \rightarrow h = S_d \cdot g = 5$ kN/m²
↑ > vent
trop conservatif ? (3 kN/m²).
$q = 2{,}5 \cdot 2 \rightarrow h = 3$ kN/m²

$b = 7$ m
$h = 2{,}15$ m
$\rightarrow I = 15{,}75$ m⁴

charge horizontale chainage : $p = 2{,}15 \cdot 5$ kN/m² $= 11{,}15$ kN/m
(3 kN/m² → 6,75 kN/m)

$M_{max} = \frac{p l^2}{8} = \frac{11{,}25 \cdot 6{,}8^2}{8} = 65$ kN
(6,75 → 29 kN)

$V_{max} = \frac{p l}{2} = \frac{11{,}15 \cdot 6{,}8}{2} = 38$ kN
(23 kN)

20 / 20 : 4 ϕ 1/2" : $M_{rd} = 12$ kN ✓

$l = 5{,}50$ m
200 : 12 ϕ 1/2" : $M_{rd} = 65{,}3$ kN (V)

$l = 6{,}00$ → $M_{rd} = 72{,}3$ kN ✓ (Lallerstedt)

chainage horizontal : 200 × 100 mm

Modèle Sidel : 1.06 : 80 kN → $\frac{80\text{ kN}}{6{,}6\text{ m}} = 12$ kN/m

$S_d \cdot 12 = 20$ kN/m ! plus grande !

(trop conservatif)

$H_{61} = 24,7\,kN$ → 3 éléments → 8 kN/élément (convention ?)

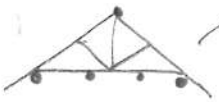
→ charge verticale : $N = 8\,kN \cdot 1,5 = 12\,kN$ (ELU)



4 HA 12 : $N_{Rd} = 12,2\,kN$

+ charge de la mur haut plan

$H_{61} = 24,7\,kN$ → 5 éléments → 5 kN/élément



→ $N_{Sd} = \frac{12}{8} \cdot 5 = 7,5\,kN < 12,2\,kN$

charge de la mur : $N = \frac{q l^2}{2} = \frac{5\,kN/m^2 \cdot 3,5\,m \cdot 1,5^2}{2} = 19,7\,kN$

→ $N_{ed} = 27,2\,kN$

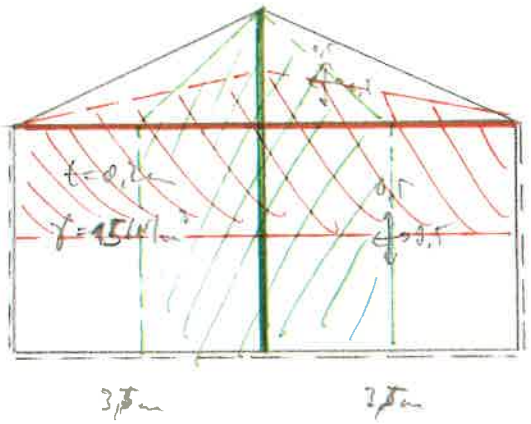
4 HA 12  375

→ $N_{Rd} = 28,4\,kN$

chaînage vertical 200 × 400 mm

4 HA 12, Etriers HA 8 @ 150

Mur transversal tour plateau



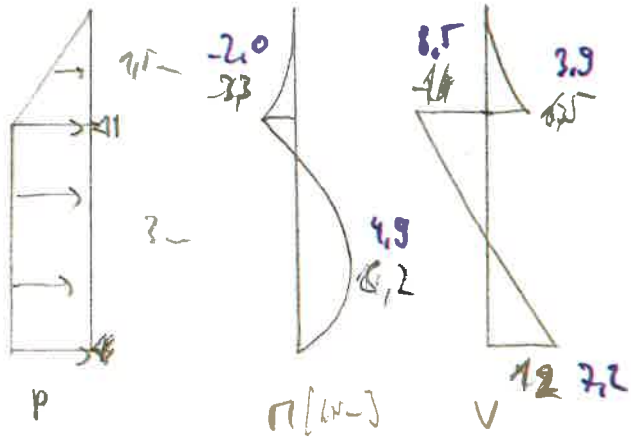
Séisme : plateau : $S_{d,ET} = 1,66$ $q = 1,5 - 2,0$

$h = g \cdot S_d = \gamma \cdot t \cdot S_d = 5\ kN/m^2 > p_{vent} = 3\ kN/m^2$

$3\ kN/m^2$

Charge vertical : $p = \frac{h \cdot 3,5m}{2} = \frac{17,5\ kN/m}{2} = 8,75$ (5,25)

+ év. charge de la toiture horizontal.



→ $H = 12,4\ kN$

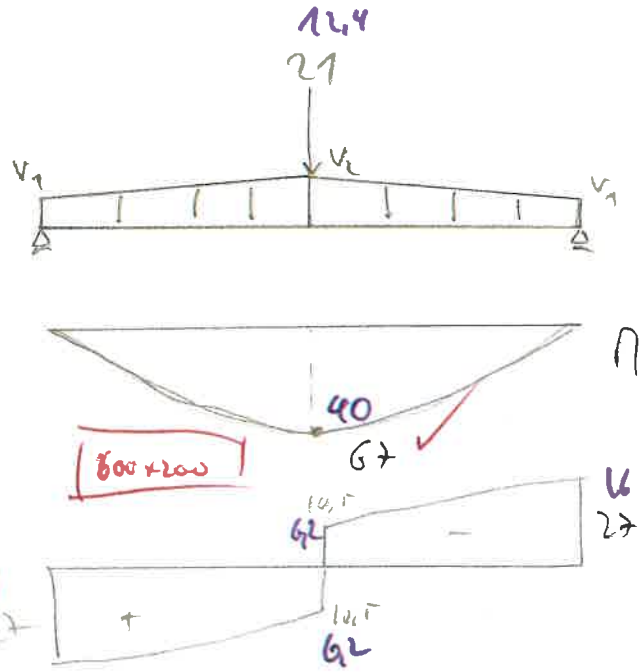
12,4

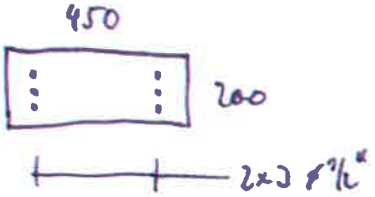


Charge variable :

$V_1 = \frac{h \cdot 1,5m}{2} = \frac{7,5\ kN/m}{2} = 3,75$ (2,5)

$V_2 = \frac{h(1,5m + 0,75m)}{2} = \frac{11,25\ kN/m}{2} = 5,6$ (3,75)





~~Vent~~ ~~majoré~~ ~~de~~ ~~pente~~

charge : vent : $p_u = 3\ kN/m^2$

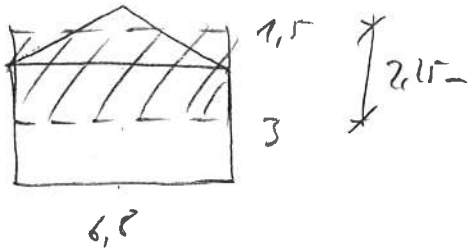
solive : $t = 0{,}2\ m$, $\gamma = 15\ kN/m^3$ $\Big\}\ g = 3\ kN/m^2$

$S_{d,el} = 1{,}68 \rightarrow h_{el} = S_{d,el} \cdot g = 5\ kN/m^2$

$q = 1{,}5 - 2 \rightarrow h = \frac{h_{el}}{q} \approx 3{,}33 - 2{,}5\ kN/m^2$

$\Rightarrow h = 3\ kN/m^2$

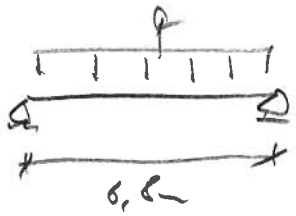
réaction charge horizontale : (solive)

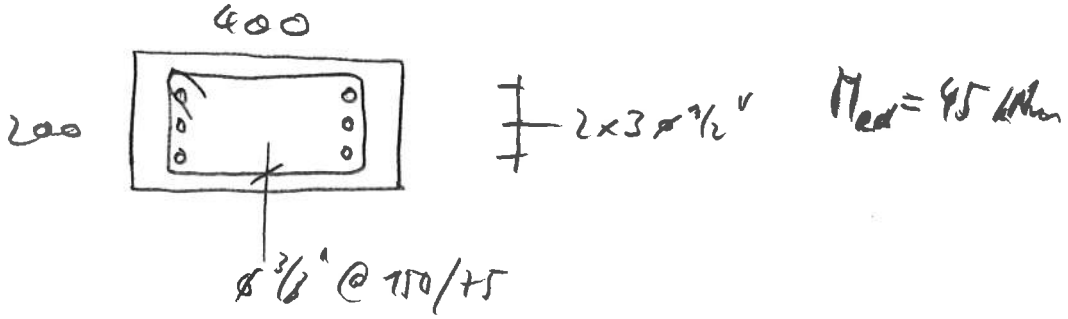


$q = 2{,}25\ m \cdot 3\ kN/m^2 = 6{,}75\ kN/m$

$M_{ed} = \frac{q\ell^2}{8} = 39\ kNm$

$V_{ed} = \frac{q\ell}{2} = 23\ kN$





$M_{ed} = 45\ kNm$

$$\frac{200 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 3{,}5 - 3 \cdot 12{,}7}{2} = 41\ mm \quad \text{i.O.}$$

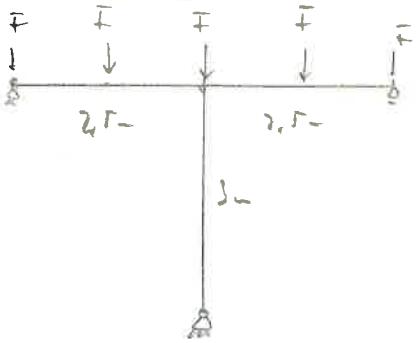
≙ espace entre les barres ø 1/2"

✓

4.3.3 Calculs des colonnes

Poteau mur façade

Système :



F.. charge des fermes.

section :



200

2·2 ϕ 7/8"

200

réaction du poteau : $N_d = 2F$

max compression : $2F = 2 \cdot T_d = 2 \cdot 12{,}5\,kN = 25\,kN$

poids propre : $G = 0{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 25 \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}5\,m = 3{,}4\,kN$

$\frac{1}{2}$ poteau : $G = 0{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 25 \cdot 1{,}35 \cdot 1{,}5 = 2\,kN$

$30\,kN = N_d$

max traction : $2F = 2 \cdot T_d = 2 \cdot (-20{,}7)\,kN = -41\,kN$

poids propre : $G = \frac{(3{,}4+2) \cdot 0{,}8}{1{,}35} = 3{,}2\,kN$

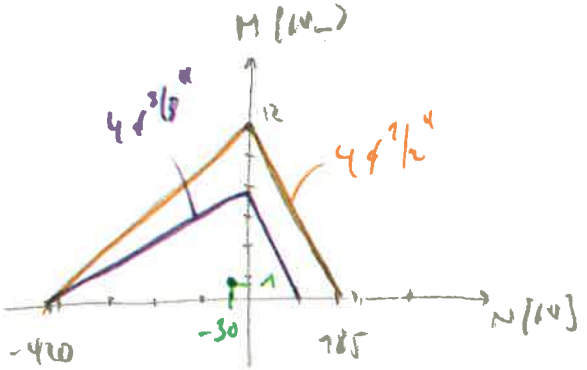
$-38\,kN = T_d$

Dimensions : Tirant : $4\,\phi\,7/8" = 185\,kN = T_{Rd} \gg T_d$ ✓

Compression : M-N-Interaction : $l_0 = 3000\,mm$

$e_{0d} = \frac{d}{30} = 2\,cm$ / α : $\frac{l_{cr}}{2} = 7{,}5\,cm$ → $e_{0d} = 2\,cm$

$\alpha_1 = 0{,}005$



$e_{ad} = 0$

$e_{zd} = \frac{2 f_{cd} \, l_{0,1}^2}{E_s \, (200 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 10 - 12) \, \pi^2} = 2\,cm$

$e_d = 36\,mm$

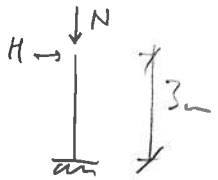
$n_d = N_d \cdot 36 = 30\,kN \cdot 0{,}036\,m = 1\,kNm$

i.O. ✓

Poteaux 20×20, 4 Ø 9 h 11

$h = 3\,m$

System:



$l_{cr} = 6\,m$

Actions: $N_T \approx 2{,}5\ kN$ (Toiture)

$N_g = 0{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}5\,m \cdot 25\,kN/m^3 = 1{,}5\ kN$

$N_{sd} = 4\,kN$ (Ständig)

$H = 2\,kN \rightarrow M_1 = 6\,kNm$

2 ordre: $e_{0d} = \frac{d}{30} = 6{,}7\,mm$ / $\alpha_1 : \frac{l_{cr}}{2} = 15\,mm$

$\alpha_2 : \frac{0{,}01}{\sqrt{2}} = 0{,}0078 \rightarrow 0{,}005$

$e_{1d} = \frac{6\,kNm}{2{,}5\,kN} = 2{,}4\,m = 2400\,mm$

$e_{2d} = \frac{2 f_{cd}}{\varepsilon_s (200 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 10 - 12)} \frac{6000^2}{h^2} = 11\,mm$

$e_d = e_{0d} + e_{1d} + e_{2d} = 2524\,mm$

$\rightarrow M_d = N_d \cdot e_d = 10\,kNm$ $\qquad M_{Rd}\,(N=0) = 12{,}2\,kNm$ OK.

4.4 Toiture

Charge de neige :

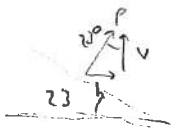
poids propre : 1 ferme : $g = 0{,}25\ kN/m^2$

$b = 1{,}5\ m$

$l = 7\ m$

$\rightarrow G_1 = 2{,}625\ kN \rightarrow 1{,}3\ kN$/appuis

Vent arrachant : $p_d = 3\ kN/m^2$



$b = 1{,}5\ m$

$l = 7\ m$

$\alpha = 23°$

$\rightarrow V = \frac{p_d \cdot b \cdot l}{2} \cdot \cos\alpha = 14{,}9\ kN$ (Tension)

$H = \frac{p_d \cdot b \cdot l}{2} \cdot \sin\alpha = 6{,}2\ kN$

Vent pressant : $p_d = 1{,}5\ kN/m^2$ $\rightarrow V = 2{,}2\ kN$

$b = 1{,}5\ m$ $H = 3{,}1\ kN$

$l = 7\ m$

$\alpha = 23°$

max. force tirant : $T_1 = 1{,}5 \cdot V - 0{,}8 \cdot G = 20{,}7\ kN$

max force comprimé : $D_1 = 1{,}5 \cdot V + 1{,}35 \cdot G = 12{,}5\ kN$

Ferme en Bois

	Nombre	b	h	l	G
Arbalétrier	4	50	150	4400	66.0
Poincon	2	50	100	1555	7.8
Fiche	4	50	100	1770	17.7
Entrait	1	100	100	7550	37.8
Joint Entrait	2	50	100	700	3.5
Joint Fiche	2	100	100	520	5.2
Joint Poincon bas	1	100	150	820	6.2
Joint Poincon haut	1	100	200	620	6.2
	400				2.8

153.1 kg/ferme

1.53 kN/ferme

b 1.56 m

l 7 m

0.14 kN/m2

Lattes en Bois

Lattes

Nombre	b	h	l	G
16	50	100	1400	56 kg

0.56 kN

b 1.4 m

l 7 m

0.06 kN/m2

Toles métalliques endulées

0.05 kN/m2

Toiture totale

0.25 kN/m2

b 1.4 m

gk 0.35 kN/m

gd 0.47 kN/m

Vent arrachant

qk 3 kN/m2

qd 4.5 kN/m2

b 1.4 m

l 0.6 m

Pd 3.8 kN

Vent pressant

qk 1.5 kN/m2

qd 2.25 kN/m2

b 1.4 m

l 0.6 m

Pd 1.9 kN

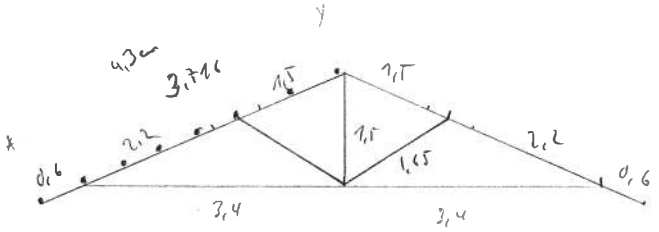
$l = 1{,}40$ m poteau sur plusieurs portées... espacement $d = 0{,}61$ m

charges : $p_k^- = 3\,kN/m^2 \rightarrow p_d^- = 4{,}5\,kN/m^2$ / $p_k^+ = 1{,}25\,kN/m^2 \rightarrow p_d^+ = 2{,}25\,kN/m^2$

efforts : $M_{max} = \frac{p_d^- \cdot d \cdot l^2}{8} = 1{,}10 \frac{kN}{m} \cdot d = 0{,}67\,kNm$ $V_{max} = \frac{p_d \cdot d \cdot l}{2} = 1{,}92\,kN$

$\frac{4{,}3}{7} = 0{,}61\,m = d$

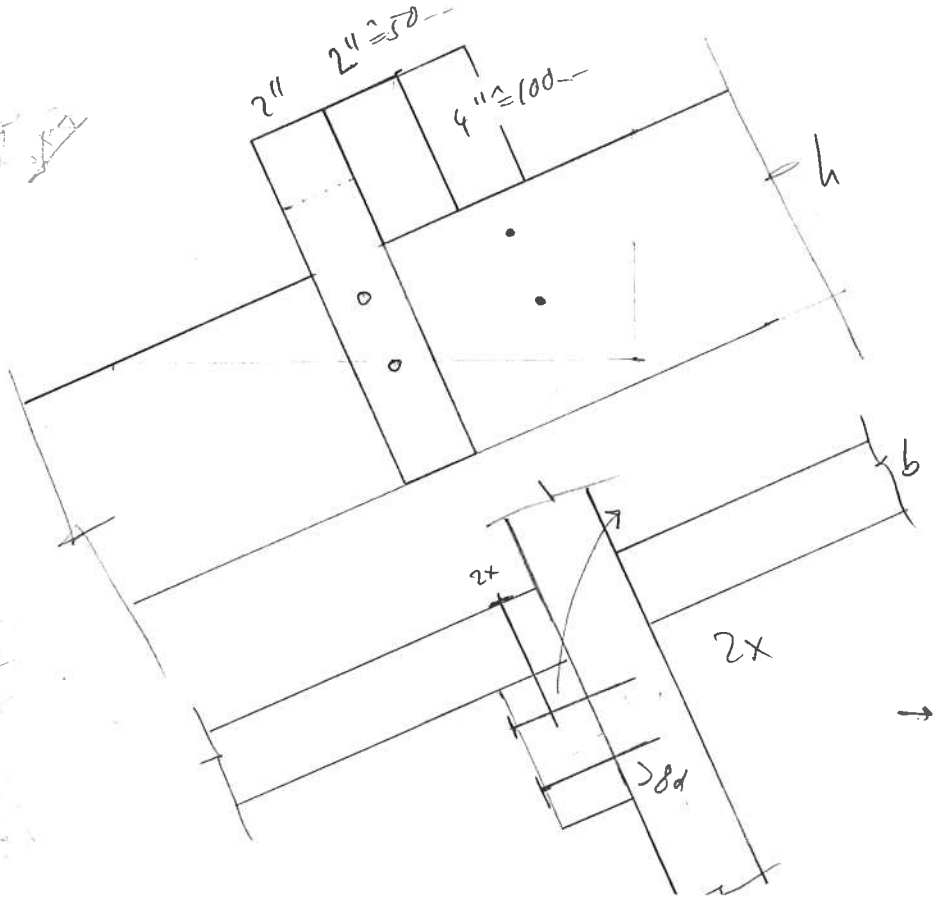
système :



poteau sur plusieurs portées → $M_d = M_{max} \cdot \frac{1}{1{,}11} = 0{,}528\,kNm$

⇒ section : 50/2" × 100/4"

Fixations aux diagonales : $T_{max} = p_d^- \cdot d \cdot l = 3{,}8\,kN$ / $n_{max} = \frac{T_{max} \cdot s_e^+}{p_d^-} = 1{,}9\,kN$



$R_d = 92 d^{1,7}$

$s = 8d$

$s < 50 \rightarrow d < \frac{50}{8} = 6{,}25$

$(3 + 0{,}8d)/d < 50 \rightarrow d < 6{,}15$

$s = 7d \rightarrow 7 \cdot 7d < 50$

$\rightarrow d < \frac{50}{14} = 3{,}57$

vis : $d = 3{,}5$

$R_d = 0{,}77\,kN \cdot 1{,}1 = 0{,}87\,kN$

$\frac{T_{max}}{R_d} = 4{,}4$ fixations

→ fil de ligature ø 3 mm

ou

harnicage stops.

Hebende Kräfte

Stab Nr.1

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	0.2287	3.282	2.191
Min	N	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16
Max	Q	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16
Min	Q	1.000	0.2287	3.282	2.191
Max	M	1.000	0.2287	3.282	2.191
Min	M	0.000	-3.256e-15	3.800	4.059e-16

Stab Nr.2

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	35.54	2.335	0.9154
Min	N	0.000	34.85	-3.709	2.191
Max	Q	0.6666	35.31	2.854	-0.6920
Min	Q	0.3333	35.08	-4.228	-0.2666
Max	M	0.000	34.85	-3.709	2.191
Min	M	0.6666	35.31	-0.9461	-0.6920

Stab Nr.3

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	1.000	27.41	2.529	-4.444e-15
Min	N	0.000	26.73	-3.515	0.9154
Max	Q	0.6666	27.18	3.048	-1.727
Min	Q	0.3333	26.96	-4.034	-1.422
Max	M	0.000	26.73	-3.515	0.9154
Min	M	0.6666	27.18	-0.7522	-1.727

Stab Nr.7

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	N	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Max	Q	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	Q	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Max	M	0.000	-27.32	-1.357e-17	4.410e-17
Min	M	1.000	-27.32	-1.357e-17	-3.269e-17

Stab Nr.9

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Min	N	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Max	Q	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Min	Q	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18
Max	M	1.000	13.07	4.685e-15	3.025e-17
Min	M	0.000	13.07	4.685e-15	-9.053e-18

Stab Nr.11

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	M	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	M	1.000	-10.55	-1.374e-18	2.248e-18

relevant | zu klein

100 x 150 | 50 x 150

100 x 200 | 50 x 200

100 x 150 (α=0,82) | (50 x 150 : α=0,83)

100 x 150 | 50 x 150

=7400 | 100 x 100 | 50 x 100 | 25 x 150

0/1115 zu klein

-1158 | 50 x 100 | 25/100 | 50/50

-1700 | 50 x 50 | 25 x 50 mit Zugkraftverzahnung



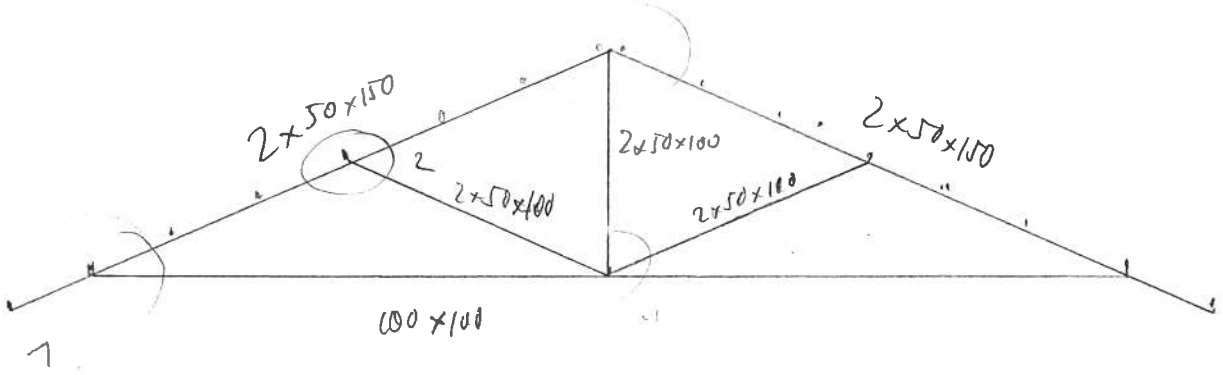
Drückende Kräfte

							1 erkannt	2 erkannt
Stab Nr.1								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	1.000	0.2287	-2.418	-1.336			
Min	N	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17			
Max	Q	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17			
Min	Q	1.000	0.2287	-2.418	-1.336			
Max	M	0.000	2.656e-16	-1.900	-5.898e-17			
Min	M	1.000	0.2287	-2.418	-1.336		50 x 150	25 x 150
Stab Nr.2								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	1.000	-26.84	-2.383	-0.7883			
Min	N	0.000	-27.53	2.973	-1.336			
Max	Q	0.000	-27.53	2.973	-1.336			
Min	Q	1.000	-26.84	-2.383	-0.7883			
Max	M	0.6666	-27.07	0.03572	0.5272			
Min	M	0.000	-27.53	2.973	-1.336		100 x 150	50 x 150
Stab Nr.3								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	1.000	-19.41	-2.253	-2.318e-15			
Min	N	0.000	-20.10	3.102	-0.7883			
Max	Q	0.000	-20.10	3.102	-0.7883			
Min	Q	1.000	-19.41	-2.253	-2.318e-15			
Max	M	0.6666	-19.64	0.1653	1.235			
Min	M	0.000	-20.10	3.102	-0.7883		100 x 150	25 x 100
Stab Nr.7								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17		50 x 100	25 x 100
Min	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17			50 x 50
Max	Q	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17			
Min	Q	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17			
Max	M	1.000	22.45	-1.331e-17	4.686e-17			
Min	M	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17			
Stab Nr.9								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17		50 x 100	25 x 100
Min	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17			vorgeht
Max	Q	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17			50 x 50
Min	Q	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17			
Max	M	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17			
Min	M	1.000	-9.999	3.675e-15	-1.481e-17			
Stab Nr.11								
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M			
Max	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18		50 x 50	25 x 50
Min	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18			
Max	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18			
Min	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18			
Max	M	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18			
Min	M	1.000	8.072	3.877e-18	-2.541e-18			

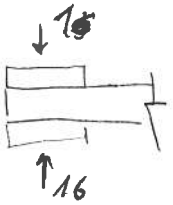
= 18.58

Joints carpenter or clous

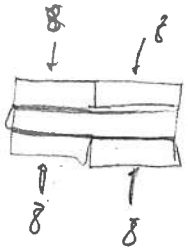
Claus: $d = 3{,}5$ --



1: $H = -27{,}3 / +22{,}5$ kN : $\frac{27{,}3}{R_d} = \frac{27{,}3}{0{,}87} = 31{,}3 \hat{=} 32$



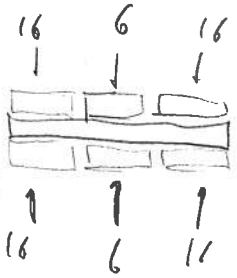
2): $D = -10 / 13{,}1$ kN : $\frac{13{,}1}{R_d} = \frac{13{,}1}{0{,}87} = 15 \rightarrow 16$



3): $V = -10{,}5 / +8{,}1$ kN : $\frac{10{,}5}{R_d} = \frac{10{,}5}{0{,}87} = 12$

$D = \sqrt{12{,}4^2 + 2{,}5^2} = 27{,}5$ kN

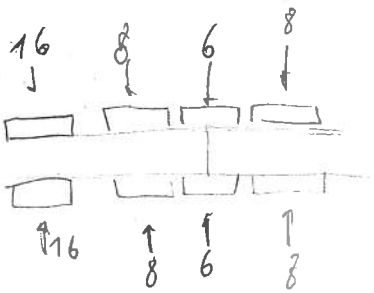
$D = \sqrt{(-15{,}4)^2 + (-2{,}3)^2} = 19{,}5$ kN : $\frac{27{,}5}{0{,}87} = 32$



4): $T = -10{,}5 / 8{,}1$ kN $\Rightarrow$ 12

$D = -10 / 13{,}1 \Rightarrow$ 16

$H = -27{,}3 / +22{,}5 \Rightarrow$ 32/26



distances/espacement: $5d = 17{,}5$ --

$6d = 21$ --

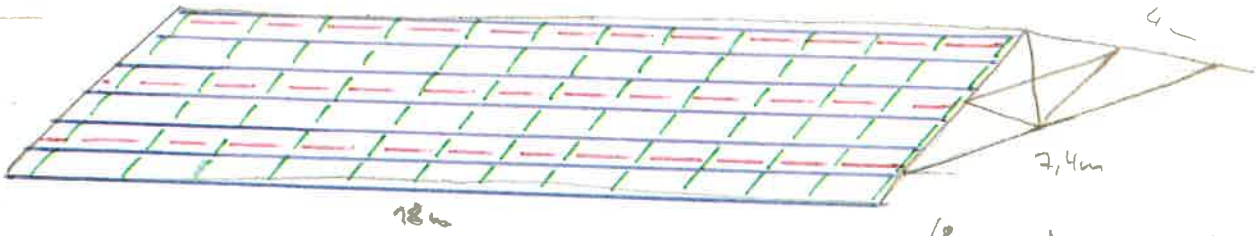
$15d = 52{,}5$ --

$10d = 35$ --

32·4	128
16·4	64
12·1	12
32·2	64
12·1	12
16·2	32
32·2	64

Toiture en bois

Géométrie :



Lattes : $s = 0{,}4$ m — 50×50 mm² — $g = 0{,}0125$ kN/m' — $\ell = \left(\frac{8\text{ m}}{0{,}4\text{ m}} + 1\right) \cdot 18\text{ m} = 378$ m — $G = 4{,}725$ kN

Chevrons : $s = 1{,}0$ m — 50×100 m² — $g = 0{,}025$ kN/m' — $\ell = \left(\frac{18}{1} + 1\right) \cdot 8\text{ m} = 152$ m — $G = 3{,}8$ kN

Pannes : $s = 1{,}0$ m — 200×300 m² — $g = 0{,}3$ kN/m' — $\ell = \left(\frac{4}{1{,}0} + 1\right) \cdot 2 \cdot 18\text{ m} = 180$ m — $G = 54$ kN

62,5 kN

Charges : Vent : $p_h^{\ominus} = -3$ kN/m²

$p_h^{\oplus} = 1{,}5$ kN/m²

poids propre : 0,6 kN/m²

$\frac{62{,}5}{18 \cdot 7{,}4} = 0{,}47$ kN/m²

toiture : ~0,05 kN/m²

total ~ 0,65 kN/m²

Lattes : $M_{max}^{\ominus} = \frac{q_{ver} \cdot \ell^2}{8} = \frac{(1{,}5 \cdot (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 1{,}0^2 \cdot 0{,}4}{8} = -0{,}1645$ kN

$M_{max}^{\oplus} = \frac{q_{ver} \cdot \ell^2}{8} = \frac{(0{,}6 \cdot 1{,}35 + 1{,}5 \cdot 1{,}5) \cdot 1{,}0^2 \cdot 0{,}4}{8} = 0{,}153$ kN

$V_{max} = \frac{(1{,}5 \cdot (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}4}{2} = 0{,}79$ kN

50 / 50 i.d. ✓

Chevrons : $M_{max}^{\ominus} = \frac{(1{,}5 (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 1{,}0^2 \cdot 1{,}0}{8} = -0{,}46$ kN

$V_{max} = \frac{(1{,}5 \cdot (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0}{2} = -1{,}85$ kN

50 / 100 i.d. ✓

Pannes : $M_{max}^{\ominus} = \frac{(1{,}5 (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 7{,}4^2 \cdot 1{,}0}{8} = -27{,}7$ kN

$V_{max} = \frac{(1{,}5 (-3) + 0{,}6 \cdot 1{,}35) \cdot 7{,}4 \cdot 1{,}0}{2} = 14{,}3$ kN



✓

28 kN en traction !

71

	Lattes	chevrons	pannes			
repartition m	0.49	1.38	1.33	7.75		
hauteur mm	50	100	300			
largeur mm	100	100	200			
section mm2	5000	10000	60000			
poids kN/m	0.025	0.05	0.3			
n -	20	14	4			
longeur m	312.19	112	144			
Poids kN	7.8048	5.6	43.2		56.60	Poids totale
					0.42	kN/m2 sans tôles
vent - kN/m2	-2.25	-2.25	-2.25		0.05	tôles
vent + kN/m2	1.25	1.25	1.25			kN/m2
Moment - kNm	-0.32	-0.84	-27.37			
Effort Tranchant kN	0.93	2.52	14.12			
M/Mr	0.87	0.57	1.04	excel sheet		
Moment + kNm	0.30	0.77	25.19			
Effort Tranchant kN	0.85	2.32	13.00			
w mm	1.2	0.4	7.2	poids propre		
w_zul mm	4.6	4.4	25.8			
w_zul/w	3.9	12.5	3.6			
clous						
diametre mm	5	5				
l mm	130	200				
lh mm	80	100				
Rd kN	0.48	0.6				
n -	4	9				

	Lattes	chevrons	pannes		
spacing m	0.62	1.00	1.00	7.75	
hauteur mm	50	100	300		
largeur mm	100	100	200		
section mm2	5000	10000	60000		
poids kN/m	0.025	0.05	0.3		
n -	16	19	5		
longeur m	250.2580645	152	180		
Poids kN	6.256451613	7.6	54		
vent - kN/m2	-3	-3	-3		
vent + kN/m2	1.5	1.5	1.5		
Moment - kNm *	-0.29	-0.47	-28.11		
Effort Tranchant kN	1.16	1.87	14.51		
M/Mr	0.79	0.32	1.06	excel sheet	
Moment + kNm	0.23	0.38	22.56		
Effort Tranchant kN	0.93	1.50	11.65		
w mm	0.5	0.1	7.2		
w_zul mm	3.3	3.3	25.8		
w_zul/w	6.2	30.7	3.6		
clous					
diametre mm	4	5			
l mm	140	200			
lh mm	90	100			
Rd kN	0.432	0.6			
n -	6	7			

67.86 Poids totale
0.51 kN/m2 sans tôles
0.05 tôles
kN/m2 = ?

* $M = \frac{(1,5 \cdot p + 1,35 \cdot g) \cdot l^2 \cdot b}{8}$

$V = n \cdot \frac{q}{l} = \frac{(1,5p + 1,35g) \cdot l : b}{4}$

$p = -3\ kN/m^2$
$g_{toits} = 0{,}5\ kN/m^2$
$\Big\}\ 2{,}5\ kN/m^2$

$A = 6 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 4 \cdot 2 = 144\ m^2$

$T = \gamma \cdot A \cdot 2{,}5\ kN/m^2 = 540\ kN$

Lattes - chevrons

$n_{Lattes} = 2 \cdot 16 = 32$
$n_{chevrons} = 19$

$32 \cdot 19 = 608$ croisements $\rightarrow \quad \frac{T}{n} = \frac{540}{608} = 0{,}85\ kN/croisement$

$R(\phi = 4\ cm, l_H = 30\ cm) = 0{,}4\ kN/clou \quad \rightarrow \quad \frac{T}{n \cdot R} = 2{,}2\ clous$

$\rightarrow$ **3 clous par croisement**

ou R/ de ligature : $\phi = 1{,}5\ cm$
$f_{vd} = 22{,}5\ N/mm^2 \rightarrow T_d = 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot f_{vd} = 0{,}795\ kN$

$\rightarrow$ 2 enroulements et 1 clou

chevrons - pannes

$g_{Lattes} = 8\ kN$
$g_{chevrons} = 6\ kN$
$\Big\}\ 14\ kN \quad \rightarrow \quad T = 540 - 14 = 526\ kN$

$n_{chevrons} = 19$
$n_{pannes} = 2 \cdot 4 = 8$
$\Big\}\ 152$ croisements $\rightarrow \quad \frac{T}{n} = 3{,}46\ kN/croisement$

$R(\phi 5\ cm, l_H = 100\ cm) = 0{,}6\ kN \rightarrow \quad \frac{T}{n \cdot R} = 6\ clous$

ou R/ de ligature : $\phi = 1{,}5\ cm$
$f_{vd} = 22{,}5\ N/mm^2 \rightarrow T_d = 0{,}795\ kN$

$\rightarrow$ 4 enroulements + 2 clous

encrage des Pannes

$g_{Pannes} = 43\ kN \rightarrow T = 526 - 43 = 483\ kN$

$483\ kN \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 4} = 30\ kN$

$\frac{2}{3} \Rightarrow$ 1/4 — 1/2 — 1/4

$q_{T_{max}}$

Lettre de Certification

Date	20. August 2012
Document Nr.	4712.002-05
Edité par	SVI / YM, Basler & Hofmann AG

Basler & Hofmann AG
Ingenieure, Planer und Berater

Forchstrasse 395
Postfach
CH-8032 Zürich
T +41 44 387 11 22
F +41 44 387 11 00

www.baslerhofmann.ch

Ecole modèle en maçonnerie chainée

1. Certification

Basler & Hofmann AG, engagé par la Direction du développement et de la coopération DDC, certifie que les calculs, plans d'exécution et détails pour les structures en annexe de ce dossier [CCR] sont élaborés selon les règles de l'art et basés sur les documents

- « règles de calcul intérimaires pour les bâtiment en Haïti », MTPTC, 2011
- « Normes Suisses SIA 260 à 267 :2003 » (conforme avec Eurocodes)

Les calculs de l'ingénieur du projet Sebastian Villiger ont été vérifiés par un deuxième ingénieur et sont approuvés.

2. Délimitation

Basler & Hofmann AG ne peut pas être rendu responsable pour l'utilisation future des plans et documents du dossier. La responsabilité de la suite du projet (i.e. implantation des bâtiments sur le terrain, adaptation des fondations au sol existant) et de l'exécution (i.e. contrôle du mis en place des barres d'armature, assurance de la qualité des matériaux) reste la responsabilité du maître d'ouvrage.

3. Hypothèses de calcul

3.1 Matériaux

3.1.1 Armature

Grade 60 selon le standard ASTM A 615/A 615 M – 03a [ASTM]

limite min. d'élasticité	$f_{y,min}$	=	420 N/mm2
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm2
élongation de rupture	$\varepsilon_{u,min}$	=	7-9 % (dépendant du Ø)
limite d'élasticité (valeur de calcul)	f_{sd}	=	365 N/mm2
module d'élasticité	E_s	=	205 kN/mm2

3.1.2 Béton

Béton **C16/20** selon la norme SIA 262 [SIA 262]

résistance min. à la compression cylindr.	$f_{c,cylindre,k}$	=	16 N/mm^2
résistance min. à la compression cube	$f_{c,cube,k}$	=	20 N/mm^2
résistance à la compression	f_{cd}	=	10.5 N/mm^2
résistance au cisaillement (valeurs de calcul)	τ_{cd}	=	0.8 N/mm^2
modul d'élasticité	E_c	=	25 kN/mm^2

3.1.3 **Maçonnerie** selon la norme SIA 265 [SIA 265]

poids propre	γ_k	=	1500 kg/m^3

Bloc ciment (valeurs calculés avec la section globale du bloc)

épaisseur	t	=	20 cm
résistance min. à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xk}	=	5.0 N/mm^2
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	f_{xd}	=	2.5 N/mm^2
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	f_{yd}	=	1.5 N/mm^2

Mortier ciment

résistance min. à la compression	f_k	=	5.0 N/mm^2
valeur de calcul	f_d	=	2.5 N/mm2

3.1.4 Bois

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou
« Southern Yellow Pine » grade No.2

poids propre	γ_k	=	500 kg/m3
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm2
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm2

3.1.5 Tôles Ondulées

Epaisseur minimale des tôles ondulées 24 gauge

3.2 Actions

3.2.1 Vent

La structure est dimensionnée pour une vitesse de référence du vent de 42 m/s en correspondance avec la zone *IV* des règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti [MTPTC]. Les efforts sont calculés pour l'exposition de la catégorie II conformément avec l'Eurocode [EC 1].

3.2.2 Séisme

La forme du spectre de réponse est calculée selon les suppositions de la norme Suisse SIA 261 [SIA 261]. L'accélération maximale du sol PGA prise en considération est de 4.0 m/s^2, conforme avec le rapport « Documentation for Initial

Seismic Hazard Maps for Haiti » [USGS] pour une période de retour de 500 ans (analogue Eurocode / SIA).
Les efforts sont calculés pour un sol de qualité E (couche alluviale superficielle, S = 1.4) et un facteur d'importance γ_f = 1.2. Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chainée est de q = 2.5 [EN 1998-1].

4. Données de base

[ASTM] – A 615/A 615M – 03a ; Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement http://xa.yimg.com/kq/groups/23711357/561765320/name/ASTM+A615.pdf (15.6.2012)
[CCR] 2 dossiers de plans d'exécution « Modèle Maçonnerie Chainée, 2/3 salles de classe », 22 pages, aout 2012
[EC 1] – Eurocode 1 : actions sur les structures ; Partie 5 : Action du vent, 2005
[EN 1998-1] Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
Chapitre 9 : Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie
[MTPTC] – Règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti, 2011

Normes Suisse (conforme avec Eurocode)
[SIA 260] – Base pour l'élaboration des projets de structures porteuses, 2003
[SIA 261] – Actions sur les structures porteuses, 2003
[SIA 262] – Structure en béton, 2003
[SIA 265] – Structure en bois, 2003
[SIA 266] – Maçonnerie, 2003
[SIA 267] – Géotechnique, 2003

[USGS] – Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti, Open File Report 2010-1067, 2010

5. Signatures

Sebastian Villiger
20.08.2012, Pétion Ville, Haïti

Yves Mondet
20.08.2012, Zürich, Suisse

Données de base

[MTPTC] Code National du Bâtiment d'Haïti (CNBH) 2012, Janvier 2013
[USGS] Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti, Open File Report 2010-1067, 2010
[SIA 260] Base pour l'élaboration des projets de structures porteuses, 2013
[SIA 261] Actions sur les structures porteuses, 2013
[SIA 262] Structure en béton, 2013
[SIA 267] Géotechnique, 2013

[ASTM] A 615/A 615M – 03a ; Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement:

Révision

Port-au-Prince, Septembre 2016

Pascale Louis, Ingénieur Civil
Centre de Compétences Reconstruction – CCR/DDC, Port-au-Prince, Haïti

Sebastian Villiger, Ingénieur Civil
Oliver Ruefenacht, Ingénieur Civil
Basler & Hofmann AG, Zurich, Suisse