

**PIES**  
Plateforme Infrastructure et Équipements Scolaires

**SGPT**  
Sous-Groupe Plans-Types

---

# Modèle Maçonnerie Chainée 3 x 50m<sup>2</sup>

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 chaînée, 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/mm <sup>2</sup>
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm <sup>2</sup>
élongation de rupture (dépendant du Ø)	$\epsilon_{u,min}$	=	7-9 %
limite d'élasticité, valeur de calcul	$f_{sd}$	=	365 N/mm <sup>2</sup>
module d'élasticité	$E_s$	=	205 kN/mm <sup>2</sup>

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

### 1.1.3 Maçonnerie selon le code [SIA 265]

Poids propre	$\gamma_k$	=	1500 kg/m <sup>3</sup>
<b>Bloc</b> 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 <sup>2</sup>
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	$f_{xd}$	=	2.5 N/mm <sup>2</sup>
Valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	$f_{yd}$	=	1.5 N/mm <sup>2</sup>
<b>Mortier</b> ciment			
Résistance min. à la compression	$f_k$	=	5.0 N/mm <sup>2</sup>
Valeur de calcul	$f_d$	=	2.5 N/mm <sup>2</sup>

### 1.1.4 Bois

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou

« Southern Yellow Pine » grade No.2

poids propre	$\gamma_k$	=	500 kg/m <sup>3</sup>
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm <sup>2</sup>
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm <sup>2</sup>

### 1.1.5 Tôles Ondulées

Épaisseur 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  $4.0 \text{ m/s}^2$ , 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  $\gamma_f = 1.2$ . Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chaînée 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 ( $f_{ck,cube} = 16 \text{ N/mm}^2$ ) [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  $5 \text{ N/mm}^2$  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 chaînée sont constituées d'une semelle filante de  $0.60 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}$  et un mur en roche et mortier d'hauteur  $0.50 \text{ m}$ . La profondeur est à adapter pour assurer une contrainte admissible minimale du sol de plus que  $75 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.3 Séisme

La limite des structures est donnée par l'accélération maximale du sol  $a_{gd} = 4.0 \text{ m/s}^2$  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  $42 \text{ m/s}$  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  $300 \text{ kg/m}^2$  et des forces de pression de  $125 \text{ kg/m}^2$  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 chaînée arrangés en I et une toiture légère. En direction longitudinale, la structure est stabilisée par des murs en maçonnerie chaînée ( $t = 20$  cm) de longueur 2.5 m et de hauteur 3 m (marqué bleu dans la Figure 1). Le chaînage 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 chaînages 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 chaînage horizontal élargi (40 cm x 20 cm) stabilise les murs transversaux hors plans. Le chaînage vertical au milieu du mur transversal et les chaînages 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 chaînages 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 chaînages 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 ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.20	Ferrailage 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 ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.33	Chainages et murs ferrailage	1 : 20	11x17
MC-3x50.34	Chainages détails ferrailages 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 chaînée. 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 verticales. Leur profondeur est à choisir en fonction de la qualité du sol du terrain.

## **4. Calculs et dimensionnement**

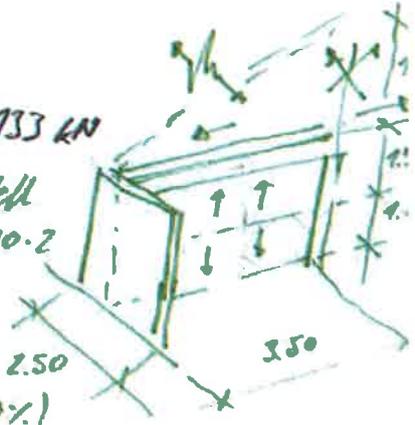
### **4.1 Fondations**

# Chargen seismic

Poids toiture:  $\sim 5 \text{ fermes/mur} \rightarrow N = 5 \cdot 2,6 \text{ kN} = 13 \text{ kN}$   
*à l'axe d'axe de la toiture*

Poids murs:  $\left. \begin{aligned} \gamma &= 15 \text{ kN/m}^3 \\ t &= 0,2 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rho = 3 \text{ kN/m}^2$   
 $l_{m1} = 2 \cdot 2,5 \text{ m} + 4,0 \text{ m} = 9,0 \text{ m}$   
 $h = (3,0 + 4,5) / 2 = 3,75 \text{ m}$

$G_{m1} = \rho \cdot l_{m1} \cdot h = 133 \text{ kN}$   
 $\rightarrow$  vérifié modèle  
 $G = 2 \text{ km}^2 \cdot (2,50 \cdot 3,10 \cdot 2 + 1,55 \cdot 87,00 + \frac{1}{2} \cdot 7,00 \cdot 1,40) = 99 \text{ kN}$



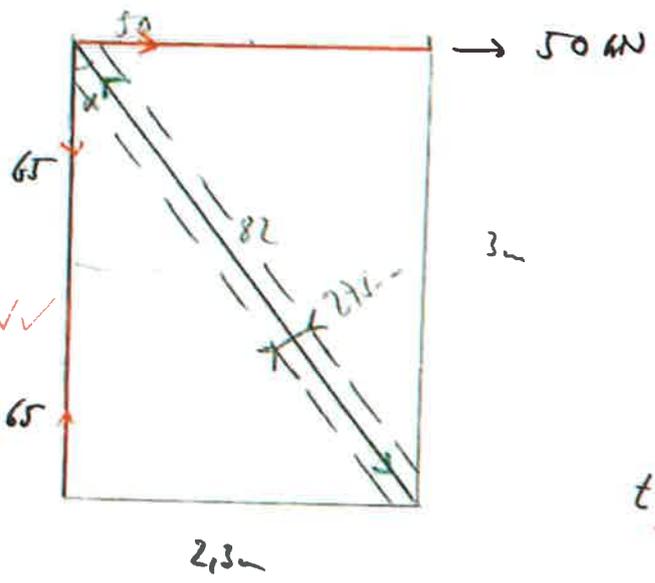
*pour détermination S<sub>d</sub>*  
 $S_{d1} = 1,68, \rho = 1,5 \text{ (20)} \rightarrow S_d = \frac{1,68}{1,5} = 0,67 = \frac{99 \text{ kN}}{148} (70\%)$

*84k 70 1,4  
 100 p. 11 1,2  
 p. 6 A, 4,0*

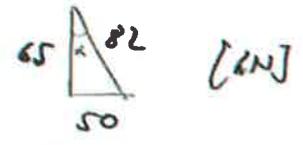
$H = S_d (N + G_{m1}) = 98 \text{ kN}$  (conservatif)  $\rightarrow$  gères l'équilibre  
 $= 0,67 \cdot (13 + 99) = 72 \text{ kN}$  (73%)  
*à l'axe de la toiture*

$\Rightarrow$  mur (symétrique):  
 (1/2 H)

*9 φ 3/8  
 F<sub>ped</sub> = 109 kN ✓*



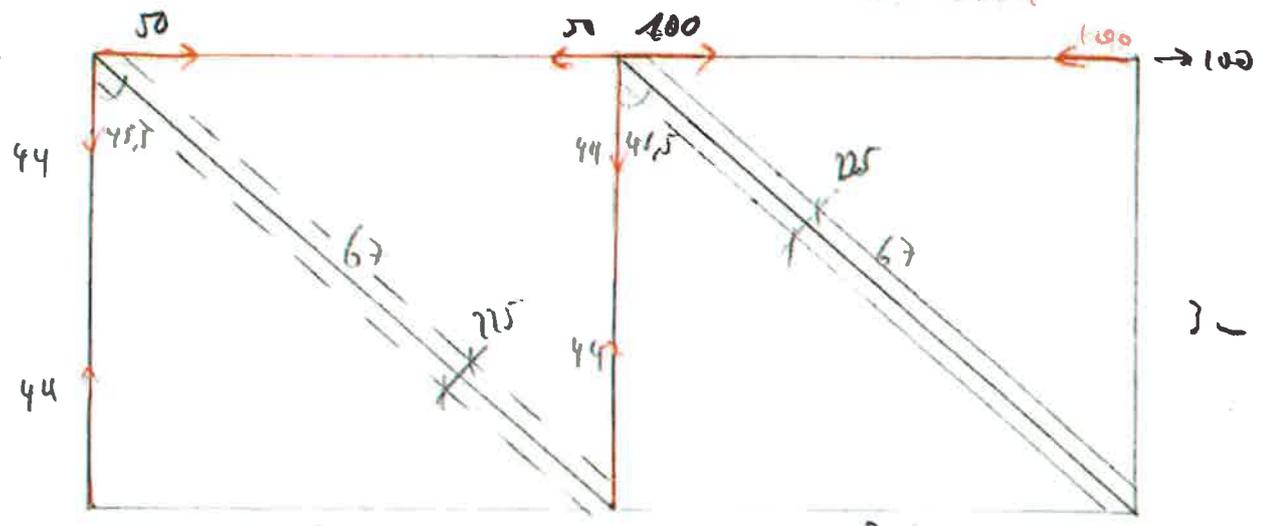
$\alpha = \arctan \frac{2,3}{3} = 37,5^\circ > 34^\circ$



$t = \frac{82 \cdot 0,004}{2,5 \cdot 1,7 \cdot 1,00} = 275 \text{ m}$  i.d.

*L<sub>0</sub> f<sub>28</sub> = 5 MPa*

mur horizontal:



#### **4.1.1 Fondation longitudinal:**

Fundation longitudinalité

$T = 65 \text{ kN}$  à exercer dans le sol et la section filante

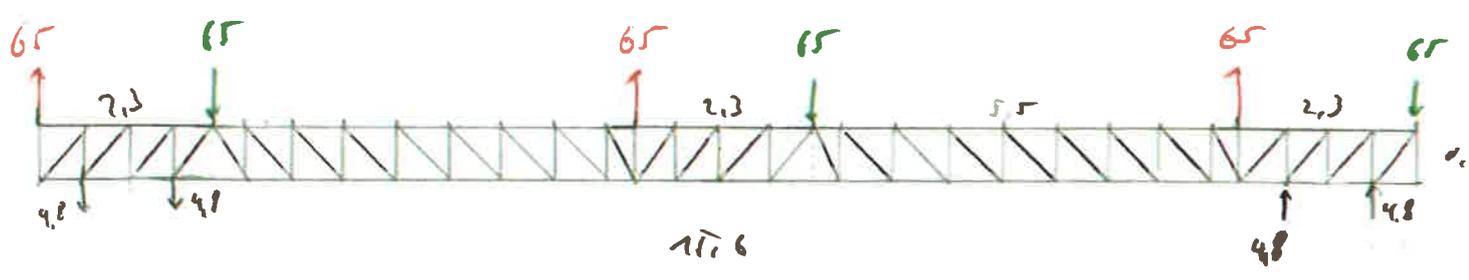
$p = 12,5 \text{ kN/m}$

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

charge propre max:  $G = 2,5 \cdot 0,2 + 3 \cdot 1,5 \cdot 0,2 = 22,5 \text{ kN}$

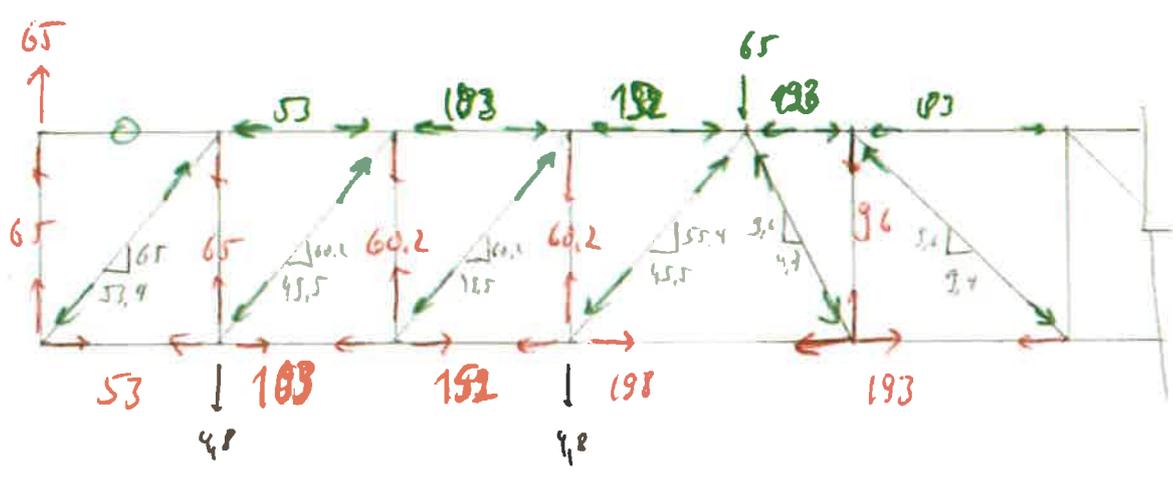
$T - \frac{G}{2} = 54 \text{ kN}$        $\frac{54}{12,5} = 4,3 \text{ m}$  long. large.

→ fondation en béton armé avec une section armée



$$I = \frac{1}{2} = \frac{65 \cdot (1,15 + 1,15 \cdot 3 + 1,15 \cdot 2 + 2,3 \cdot 2 + 1,15 + 1,15 - 1,15 \cdot 2 - 1,15 \cdot 2 - 2,3 - 1,15)}{11,6}$$

$$= \frac{65 (1,15 \cdot 2 + 1,15 \cdot 0 + 2,3 \cdot 2)}{11,6} = \frac{3 \cdot 11}{11,6} = 9,11 \text{ kN} < G = 22,5 \text{ kN i.O.}$$



# Fundation Langstrahlbohr

$T = 65 \text{ kN}$  à ancrer dans le sol et la section filante

$p = 11,5 \text{ kN/m}$

$l = \frac{T}{p} = 5,6 \text{ m}$  long large au coin

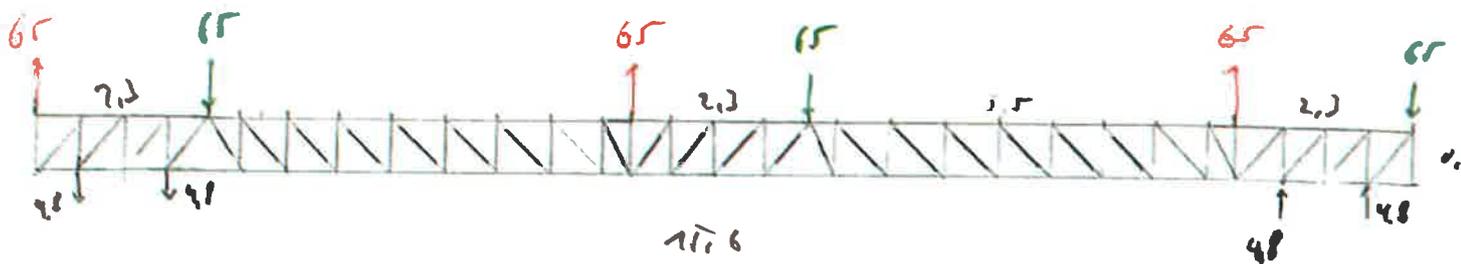
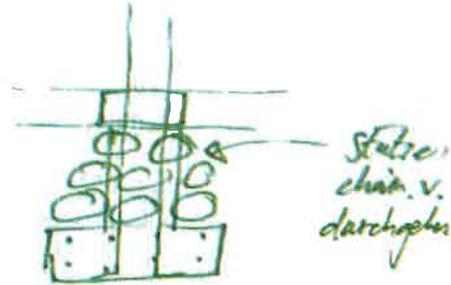
charge propre mur.  $G = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 15 \text{ kN} = 22,5 \text{ kN}$

$T - \frac{G}{2} = 59 \text{ kN}$   
 $47 - \frac{22,5}{2} = 36 \text{ kN}$

$\frac{54}{11,5} = 4,7 \text{ m}$  long large.  
 $2,9 \text{ m}$

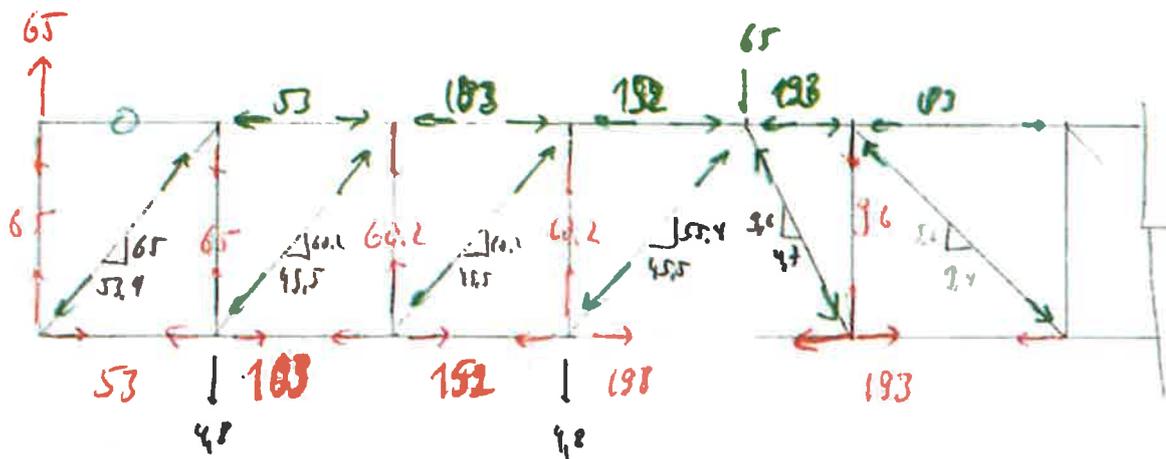
→ fondation en béton avec ancrage sur un béton armé

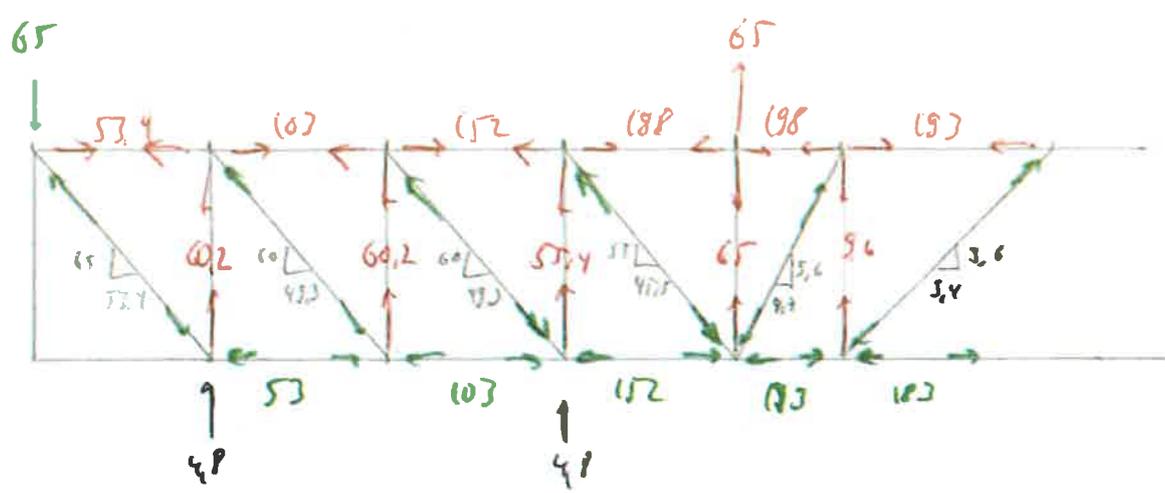
Le gleiches Fundationssystem



$$I = B = \frac{65 \cdot (1,15 + 1,15 \cdot 3 + 1,15 \cdot 2 + 2,3 \cdot 2 + 1,15 + 1,15) - 1,15 \cdot 2 - 1,15 \cdot 2 - 2,3 - 1,15}{11,6}$$

$$= \frac{65 \cdot (1,15 \cdot 2 + 1,15 \cdot 0 + 2,3 \cdot 2)}{11,6} = \frac{2 \cdot 11}{11,6} = 9,1 \text{ kN} < C = 22,5 \text{ kN i.d.}$$





armature de la scabie:  $T_{max} = 198 \text{ kN} \hat{=} 8 \frac{7}{8}'' = 208 \text{ kN}$

armature en haut:  $T_{max} = 198 \text{ kN} = 8 \frac{1}{2}'' = 185 \text{ kN}$

mur:  $3/8''$

solides: sous <sup>votre</sup> ~~mur~~ momente charrie:  $\frac{60 \text{ kN}}{0,6 \text{ m}} \hat{=} 100 \text{ kN/m}$

$3/8'' @ 150, 2 \text{ solides}$

$$n = \frac{1000 \dots}{100 \dots} = 10$$

$$n \cdot 2 \cdot 25 = 350 \text{ kN/m} \quad \therefore$$

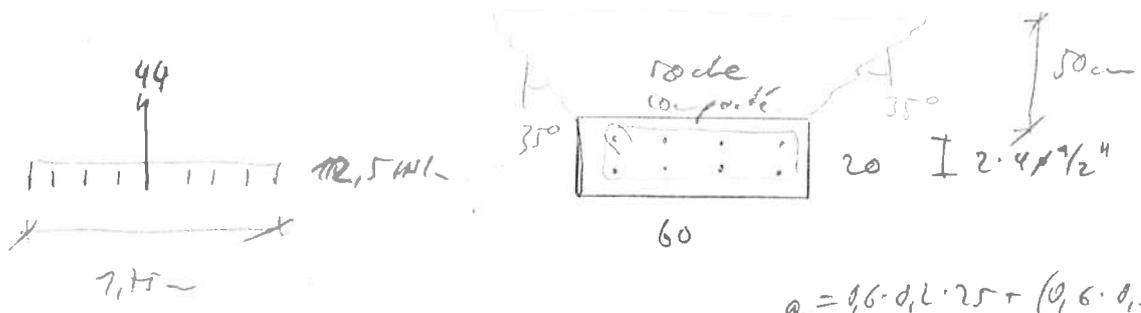
$\Rightarrow 3/8'' @ 200$

entre voiles:  $\frac{9,6 \text{ kN}}{0,7} = 14 \text{ kN/m} \quad 3/8'' @ 200$   
ou par détails...

#### **4.1.2 Fondation transversale:**

# Fondation Liassoisite

T = 44 kN à ancre dans la semelle armée



$$g = 0,6 \cdot 0,2 \cdot 25 + (0,6 \cdot 0,15 + 0,5 \cdot 0,25) \cdot 20 = 12,5 \text{ kN}$$

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

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

$$N_{req} \leq g \frac{l}{2} = 19 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 26 \text{ kN} > 19 \text{ kN} \text{ i.d.}$$

cal: T = 44 kN

Mur longitudinal: G = 2,5 \cdot 3 \cdot 0,2 \cdot 25 = 22,5 kN

→ à ancre: T - G = 21,5 kN

$$\frac{21,5}{12,5} = 1,7 \text{ m} \rightarrow \text{comme en Lm!} \checkmark$$

possible avec une fondation composée d'une semelle filante 60x20 et des rodes au-dessus. (0,15 m hauteur)

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

## 4.2 Calculs parasismique

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

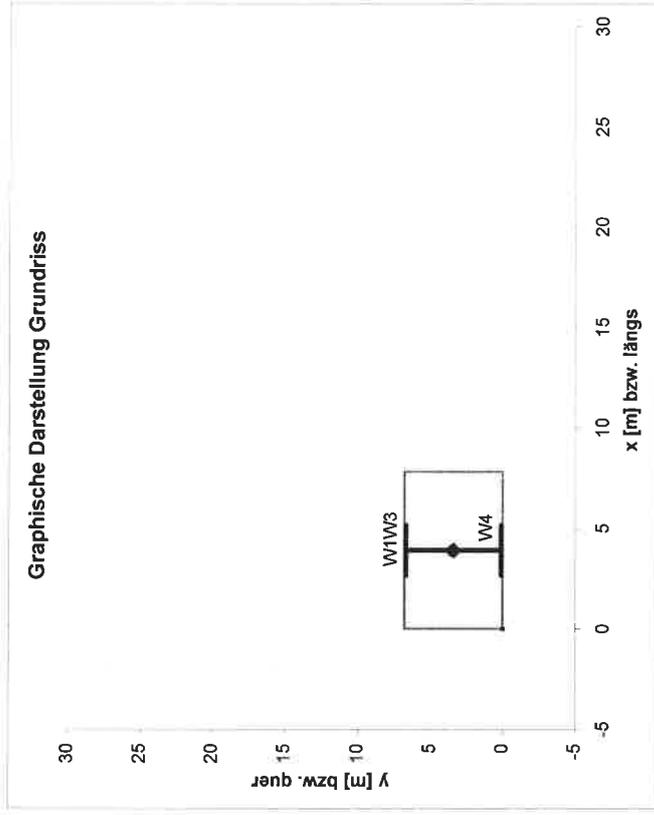
## Allgemeine Gebäudedaten

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

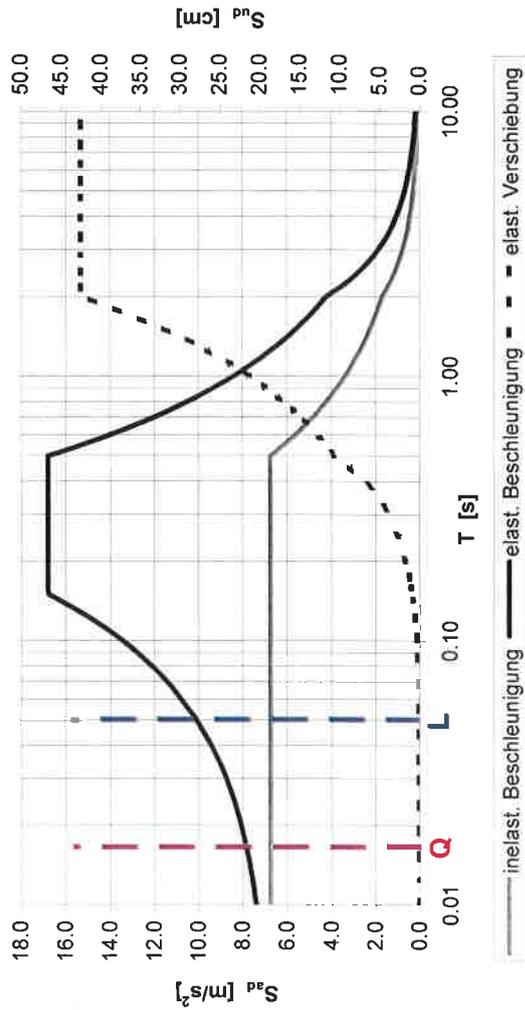
## Erdbebeneinwirkung

### Beschl. USGS / Spekt. SIA 261

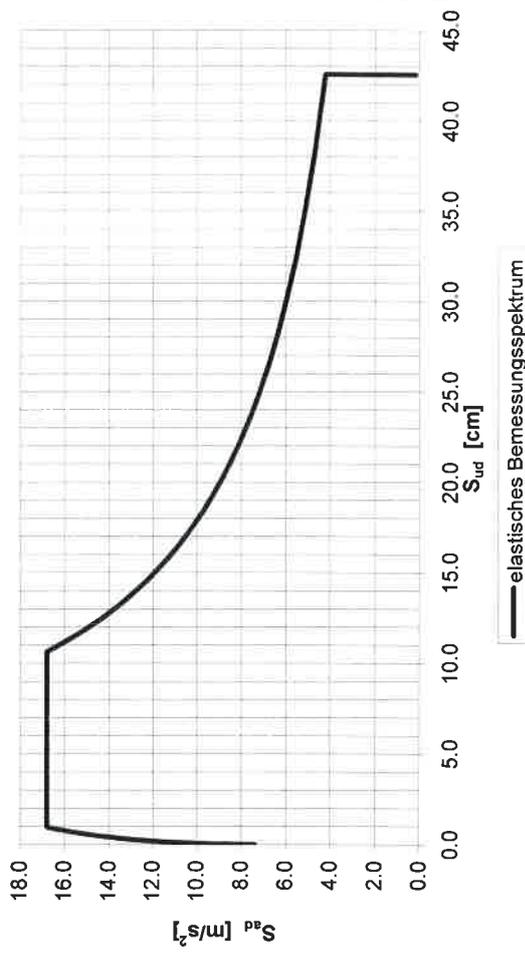
Bauwerksklasse	BWK	$\gamma_f =$	1.20
Erdbebenzone	Z	$a_{gd} =$	4.00 m/s <sup>2</sup>
Baugrundklasse	BGK	S =	1.40
Verhaltensbeiwert q	2.5	q =	2.5



## horizontale Bemessungsspektren, $\zeta = 5\%$



## ADRS-Format, $\zeta = 5\%$



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

## Mehrmassenschwinger (MMS)

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

(\*) Spannhorizont Decke über 1. UG Anzahl Geschosse über (\*) 2

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung $G_k$ [kN]	Veränderl. Einwirkung $\sum \psi_2 Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung $E_d$ [kN]	Geschoss- fläche $A$ [m <sup>2</sup> ]	Plausibilitäts- kontrolle 1 $h_{\text{Beton}}$ [cm]	Geschoss- höhe $h$ [m]	Geschoss- höhe $\sum$ [m]	Geschoss- massen $m$ [t]	Index
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:  $\approx$  gleiche Steifigkeit in allen Geschossen

über die Gebäudehöhe konstantes  $EI$  beeinflusst vom EMS nur  $f_1$  und  $k^*$  jedoch nicht  $m^*$ ,  $h^*$ ,  $G$  und  $f_1$  (Bedingung:  $\det A = 0$ ).

$EI_{\text{eff}, S.5} = 24.0 \text{ GN/m}^2$   $EI_{\text{eff}}(f_1) = 12.0 \text{ GNm}^2$

Anpassung/Korrektur für  $EI_{\text{eff}}$  (i.a. = 1)  $\rightarrow 0.50$

$f_1 = 60.32 \text{ Hz}$   $\det A = -4.6E-09$  i.O.

$f_1 = 60.32 \text{ Hz}$   $T_1 = 0.02 \text{ Hz}$

$\phi_1^T = \{ 0.323 \quad 1.000 \}$

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

wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen

und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder)

$f_1$  und  $\phi_1$  mit Statikprogramm berechnen (z.B. Axis-VM)

$f_1 = \text{Hz}$   $\text{korr. elast. Steifigkeit im plast. Ber. } EI = \text{GNm}^2$

$\phi_1^T = \{ \text{ } \}$   $\leftarrow$  normiert auf  $\phi_{1,n} = 1$  einzugeben

Drehfeder  $k_{xx} = \text{GNm/rad}$   $\leftarrow$  wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung  $\Delta$  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  $m = \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1 = 9 \text{ t}$

verallgemeinerte Steifigkeit  $k = \phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1 = 1336.4 \text{ MN/m}$

Partizipationsfaktor  $L = \phi_1^T \cdot M \cdot 1 = 12 \text{ t}$

$\Gamma = L / m = 1.259$

## Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse  $m^* = \Gamma \cdot L = 15 \text{ t}$

Massenverhältnis  $\alpha_m^* = m^* / m_{\text{tot}} = 0.77$

modale Höhe  $h^* = L^0 / L = 2.54 \text{ m}$

Höhenverhältnis  $\alpha_h^* = h^* / h_{\text{tot}} = 0.85$

$L^0 = \sum h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i} = 30 \text{ tm}$

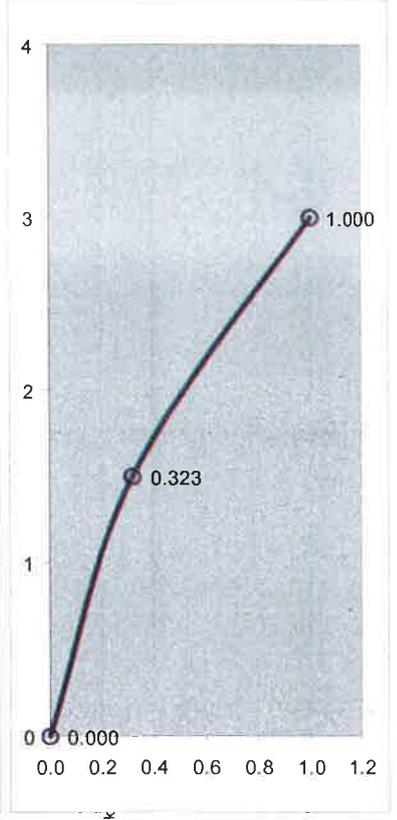
modale Steifigkeit  $k^* = \Gamma^2 \cdot k = 2117.4 \text{ MN/m}$

Steifigkeitsverhältnis  $\alpha_k^* = k^* \cdot h^3 / EI = 4.77$

Eigenfrequenz des EMS  $f = \sqrt{(k^*/m^*)}/(2\pi) = 60.32 \text{ Hz}$

(Kontrolle von  $f_1$  MMS)  $T = 1/f = 0.02 \text{ s}$

## 1. Eigenvektor des MMS



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

## Mehrmassenschwinger (MMS)

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

(\*) Einspannhorizont Decke über 1. UG

Geschoss bzw. Decke über	Ständige Einwirkung $G_k$ [kN]	Veränderl. Einwirkung $\sum \psi_2 Q_{ki}$ [kN]	Totale Einwirkung $E_d$ [kN]	Geschoss-Plausibilitätsfläche $A$ [m <sup>2</sup> ]	Geschoss-höhe $h$ [m]	Geschoss-höhe $\sum h$ [m]	Geschoss-massen $m$ [t]	Anzahl Geschosse über (*)	Index	← Ganze Zahl zw. 2 und 10
1. OG	80		80	207.0	1.50	3.00	0.00	2	10	
EG	108		108	207.0	1.50	1.50	0.00	2	9	
Summe			188		3.00			4	8	

## 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 T1 (Bedingung: det A = 0) →

$$EI_{\text{eff}, S,5} = 2.6 \text{ GN/m}^2 \quad EI_{\text{eff}}(f_1) = 1.3 \text{ GNm}^2$$

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

$$f_1 = 19.89 \text{ Hz} \quad \det A = -3.5E-09 \text{ i.O.}$$

Kontrolle mit Methode Rayleigh  $f_1 = 19.89 \text{ Hz} \quad T_1 = 0.05 \text{ Hz}$

1. Eigenvektor  $\phi_1$   $\phi_1^T = \{ 0.323 \quad 1.000 \}$

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

Variante 2: wesentlich ungleiche Steifigkeit in den verschiedenen Geschossen und/oder elastische Einspannung des Kragarms (Drehfeder)  $f_1$  und  $\phi_1$  mit Statikprogramm berechnen (z.B. Axis-VM)

$$f_1 = \text{Hz} \quad \text{korr. elast. Steifigkeit im plast. Ber. } EI = \text{GNm}^2$$

$$\phi_1^T = \{ \quad \quad \quad \} \quad \leftarrow \text{normiert auf } \phi_{1,n} = 1 \text{ einzu- geben}$$

Drehfeder  $k_{yy} = \text{GNm/rad} \quad \leftarrow \text{wird verwendet zur Berechnung der Verschiebung } \Delta \text{ infolge der Feder}$

1) Plausibilitätskontrolle gibt Geschosseinwirkung ungerechnet 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

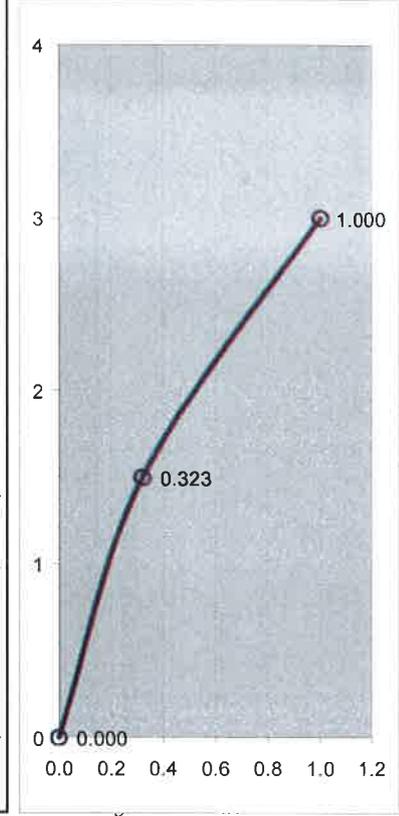
		Variante 1
verallgemeinerte Masse	$m = \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1$	9 t
verallgemeinerte Steifigkeit	$k = \phi_1^T \cdot K \cdot \phi_1$	145.3 MN/m
Partizipationsfaktor	$L = \phi_1^T \cdot M \cdot 1$	12 t
	$\Gamma = L / m$	1.259

## Äquivalenter modaler Einmassenschwinger (EMS)

gemäss SIA Dokumentation D 0171, Anhang A2

modale Masse	$m^* = \Gamma \cdot L$	15 t
Massenverhältnis	$\alpha_m^* = m^* / m_{\text{tot}}$	0.77
modale Höhe	$h^* = L^0 / L$	2.54 m
Höhenverhältnis	$\alpha_h^* = h^* / h_{\text{tot}}$	0.85
	$L^0 = \sum h_i \cdot m_i \cdot \phi_{1,i}$	30 tm
modale Steifigkeit	$k^* = \Gamma^2 \cdot k$	230.2 MN/m
Steifigkeitsverhältnis	$\alpha_k^* = k^* \cdot h^3 / EI$	4.77
Eigenfrequenz des EMS	$f = \sqrt{(k^* / m^*)} / (2\pi)$	19.89 Hz
(Kontrolle von $f_1$ MMS)	$T = 1 / f$	0.05 s

## 1. Eigenvektor des MMS



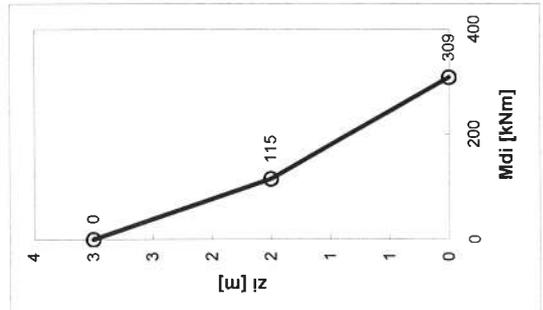
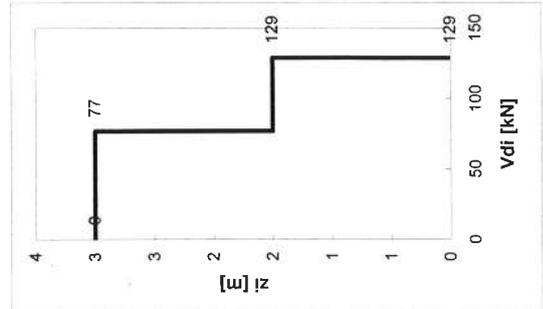
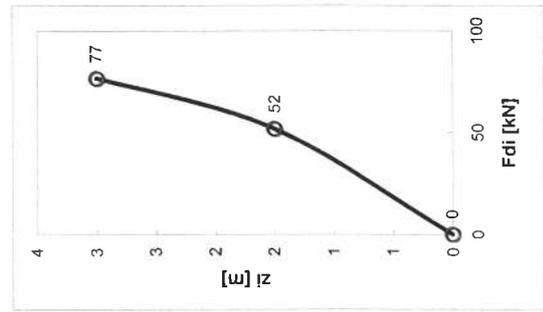
## Erdbebenberechnung und -bemessung Ersatzkraftverfahren nach SIA Norm 260 und 261 (2003)

### Querrichtung

Erdbebeeinwirkung des Gebäudes (MMS)

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

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		

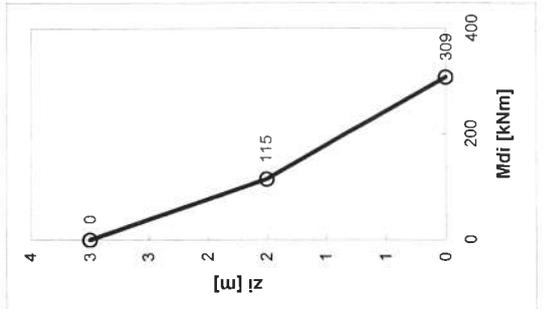
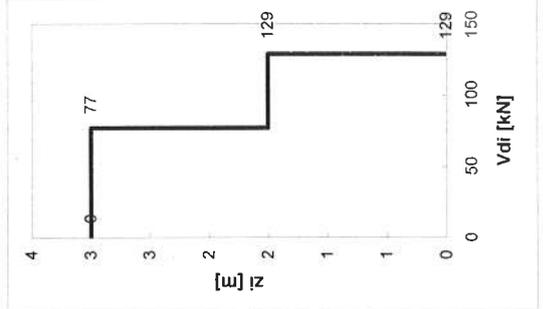
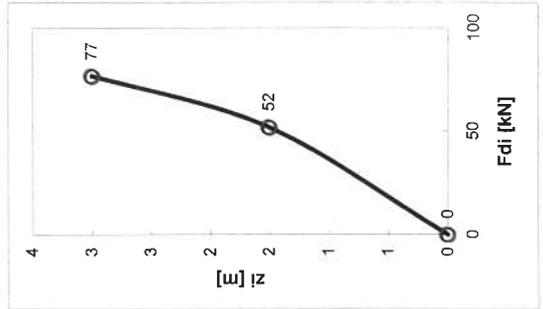


### Längsrichtung

Erdbebeeinwirkung des Gebäudes (MMS)

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

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)**

**keine Kapazitätsbemessung**

Beanspruchung der Kerne und Wände

Elementdefinition		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Elementtyp	Kern, Wand	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Elementrichtung	ker, längs																			
Elementmaterial	SB, MW																			
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																	
EG	EG	[kN]	298																	
1. UG	1. UG	[kN]																		
UK Bodenplatte	UK Bodenplatte	$N_{d,F}$ [kN] <sup>1)</sup>																		
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]																		
EG	EG	[kNm]																		
FM zulässig	FM zulässig	$M_{r,FM}$ [kNm] <sup>2)</sup>																		
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]	115																	
EG	EG	[kN]	309																	
1. UG	1. UG	[kN]																		
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																	
EG	EG	[kN]	129																	
1. UG	1. UG	[kN]																		
Auflagerkraft	Auflagerkraft	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Querrichtung	Längsrichtung	Kern/Wand Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1. UG	1. UG	[kN]	129																	
Decke 0	Decke 0	[kN]																		
Bodenplatte	Bodenplatte	[kN]																		

Normalkraft  $N_d$  OK Wand

Biegemoment  $M_d$  OK Wand

Querkraft  $V_d$

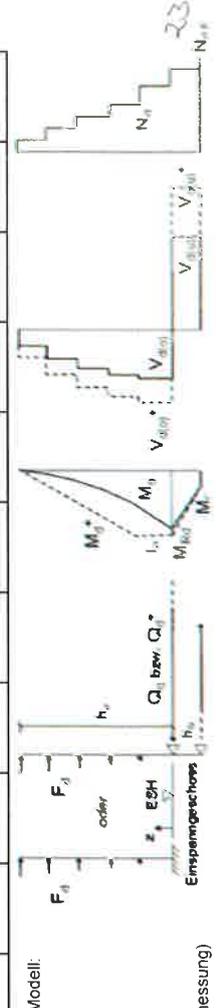
Auflagerkraft

<sup>1)</sup> Normalkraft, die zur Berechnung von  $M_{r,FM}$  <sup>2)</sup> verwendet wird  
<sup>2)</sup> zulässiges Fundationsmoment  $M_{r,FM}$ , d.h. überdruckt mit halber Wandlänge klaffend (siehe Seite 8)  
<sup>3)</sup> plast. Höhe und Querkraft/Auflagerkraft erst korrekt, wenn Seite 7 und 8 ausgefüllt

Farbe und Schriftschnitt:

- xx Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbeneinwirkung in x-Richtung/Längsrichtung
- yy Wand/Kern mit massgebender Beanspruchung aus Erdbeneinwirkung in y-Richtung/Querrichtung

Bemessungsmoment:  $M_{d,FM}^* (z > h_w) = (z - h_w) / (l_w - h_w) \cdot M_{d,FM}$  Erhöhte Querkraft:  $V_{d,FM}^* = M_{d,FM}^* / l_w$  (bei Kapazitätsbemessung)





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

## wählbares Geschoss 1. OG quar längs

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

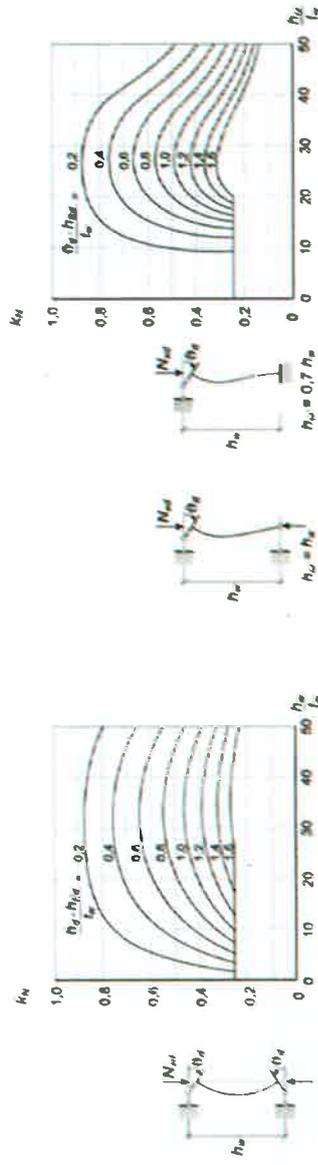
Mauerwerksqualität	Benutz.Def.	$f_{kd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
$E_{sk} = 4000 \text{ N/mm}^2$		$f_{xd} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
		$f_{yd} = 0.90 \text{ N/mm}^2$
		$E_{xd} = 2'000 \text{ N/mm}^2$
	$\eta_1 = 1.50$	

**Legende**

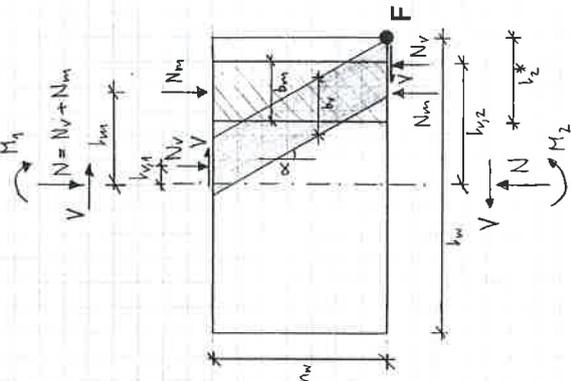
- 1) Deckenverformung elastisch gemäss Cedrus oder Handrechnung
- 2) Deckenverformung gerissen inkl. Kriechen mit  $\eta_c = 2$
- 3)  $k_{N1}$  ist gemäss Diagrammen SIA 266 Figur 3 zu bestimmen.

Elementdef. Wand Nr.	Einwirkung & Wandkennwerte					Deckenkennwerte					Querkraftbeanspruchung mit exzentrischer Normalkraft					Normalkraftwiderstand					Querkraftwiderstand					Erfüllungs- faktor									
	$N_{ed}$ [kN]	$V_d$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$l_w$ [m]	$l_{wp}$ [m]	$h_w$ [m]	$s_d^{(1)}$ [-]	$h_0$ [m]	$d$ [m]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_s'$ [mm <sup>2</sup> /m]	Anteil gerissen [-]	$s_d^{(2)}$ [-]	$l_2^*$ [m]	$h_{ed}$ [m]	$\theta_d \cdot h_{ed} / h_w$ [-]	$h_{ed} / h_w$ [-]	$k_{N1}^{(3)}$ [-]	$N_{Rd}$ [kN]	Nachweis i.O.	$l_{com}$ [m]	Auswahl $l_{com}$	$N_v$ [kN]	$k_{c1}$ [m]	$b_v$ [m]		$l_{v,2}$ [m]	$N_m$ [kN]	$l_m$ [m]	$D_m$ [m]	$\mu_{c,d}$ [-]	$V_{Rd}$ [kN]	Nachweis nef	$Q_{Rd,N1,v}$ [-]	
1	142	77	0	6.6	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	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		0.81		
2																																			
3	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	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		1.84		
4	119	38	0	2.5	0.200	1.50	0.0000	0.10	0.10	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		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.**



$$N = N_v + N_m$$

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

$$V = N_v \cdot \mu_d$$

$$H_2 = M_1 + V \cdot h_w$$

$$h_{v,2} = \frac{h_w}{2} - \frac{2 \cdot \tan \alpha \cdot h_w \cdot \cos \alpha}{2}$$

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

$$l_m = \frac{M_1 - h_{v,1} \cdot N_v}{N - N_v} \leq \frac{h_w}{2} - \frac{N \cdot h_w}{2 \cdot \tan \alpha \cdot (f_{kd} - f_{yd})}$$

$$l_2^* = \frac{h_w}{2} - H_1 N \left( h_w - \frac{b_v}{2} \right) / (h_{v,2} - \frac{b_v}{2})$$

$$b_v = \frac{N_v}{\tan \alpha \cdot f_{kd} \cdot \cos^2 \alpha}$$

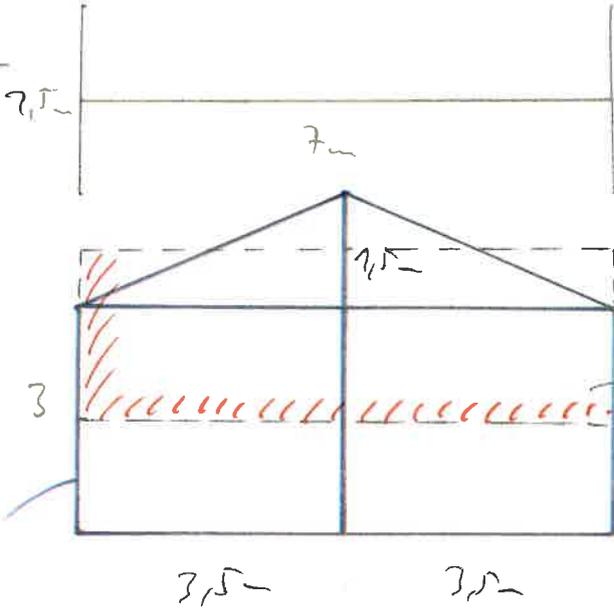
$$b_{m1} = \frac{N_m}{\tan \alpha \cdot (f_{kd} - f_{yd})}$$

F: Fixpunkt der diag. Druckstrebe

### **4.3 Dimensionnement des Chainages**

Plans horizontal bars plan

Geometric:



$$t = 0,2m$$

$$\gamma = 15 kN/m^3 \quad \left. \vphantom{\gamma} \right\} g = 3 kN/m^2$$

$$S_{rel} = 1,68 \rightarrow h = S_{rel} \cdot g = 5 kN/m^2$$

↑  
 hop conservative? (3 kN/m<sup>2</sup>)

$$q = 2,5 \cdot 2 \rightarrow h = 3 kN/m^2$$

$$\rightarrow \lambda = 15,75 m^2$$

charge  
20x20

charge horizontale charge:  $p = 2,5 \cdot 5 = 12,5 kN/m$

$$M_{max} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{12,5 \cdot 6,8^2}{8} = 29 kNm$$

$$V_{max} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{12,5 \cdot 6,8}{2} = 23 kN$$

$$20 \times 20 \text{ } 4 \text{ } 1/2 \text{ } : N_{red} = 72 kNm \quad \checkmark$$

$$200 \times 200 \text{ } 4 \text{ } 1/2 \text{ } : N_{red} = 65,3 kNm \quad (\checkmark)$$

$$l = 600 \rightarrow N_{red} = 72,3 kNm \quad \checkmark \quad (\text{de l'attente})$$

charge horizontale: 200x600mm

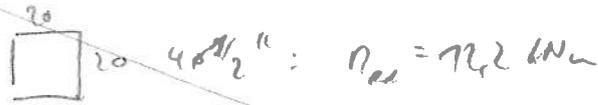
Model & detail: 1.06: 80kN  $\rightarrow \frac{80kN}{1.06} = 75 kN/m$

$$S_{rel} \cdot 12 = 20 kN/m \quad ? \quad \text{plus grande ?}$$

(hop conservative)

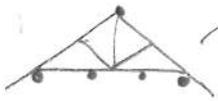
$H_{61} = 24,7 \text{ kN} \rightarrow 3 \text{ éléments} \rightarrow 8 \text{ kN/élément}$  (convergence ?)

$\rightarrow$  charge verticale :  $P = 8 \text{ kN} \cdot 1,5 = 12 \text{ kN}$  (O.C)



+ charge de la mer hors plan  $\downarrow$

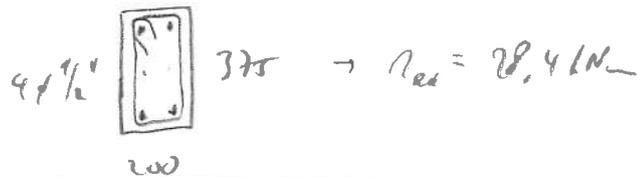
$H_{61} = 24,7 \text{ kN} \rightarrow 5 \text{ éléments} \rightarrow 5 \text{ kN/élément}$



$\rightarrow P_{ed} = \frac{12}{8} \cdot 5 = 7,5 \text{ kN} < 12,2 \text{ kN}$

charge de la mer :  $P = \frac{2 \ell^2}{2} = \frac{5 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 3,5 \cdot 1,5^2}{2} = 19,7 \text{ kN}$

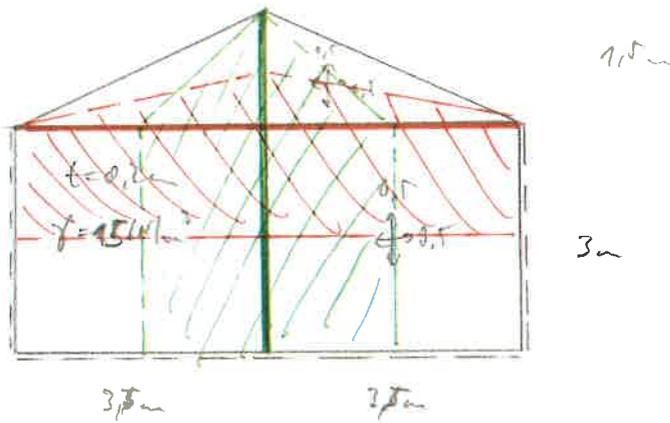
$\rightarrow P_{ed} = 27,2 \text{ kN}$



charge verticale 200 x 400 mm

4 x 1/2", Élis 1 3/4" @ 150

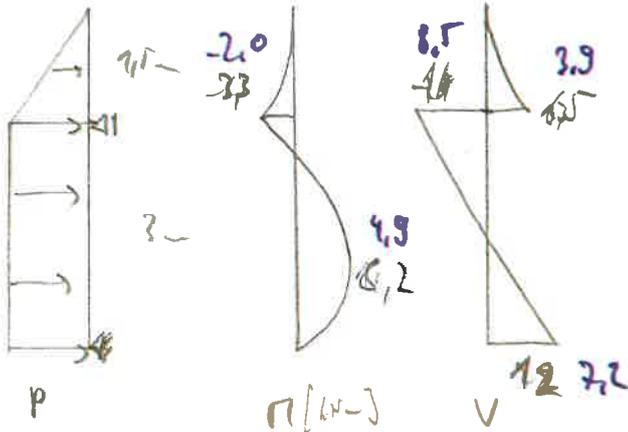
Plan horizontal base plan



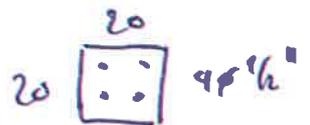
Section: plateau:  $S_{d,pl} = 1,66$   $q = 1,5 - 2,0$   
 $h = q \cdot S_{d,pl} = 1,5 \cdot 1,66 = 2,49$   
 $h = q \cdot S_{d,pl} = 2,0 \cdot 1,66 = 3,32$   
 $3,32 > P_{nat} = 3 \text{ kN/m}^2$   
 $3,32 =$

charge vertical:  $p = \frac{h \cdot 3,5}{2} = \frac{11,75 \text{ kNm}}{2} = 5,875$

+ en. charge de la toiture horizontale.

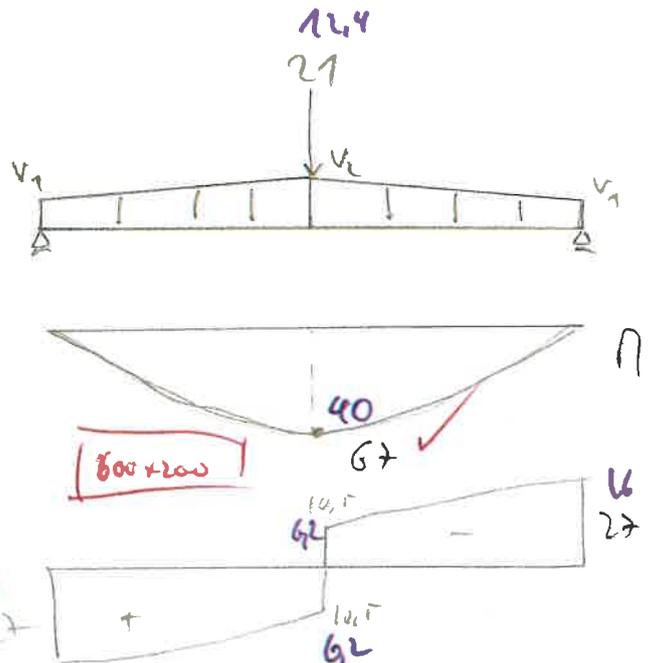
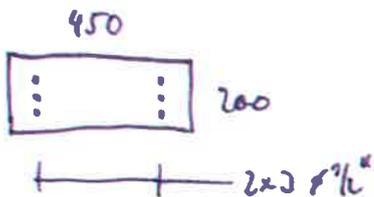


$H = 2 \cdot 1,66 \cdot 2,49 = 8,29$



Charge horizontale:

$V_1 = \frac{h \cdot 1,5}{2} = \frac{7,5}{2} = 3,75$   
 $V_2 = \frac{h \cdot (1,5 + 0,15)}{2} = \frac{11,25}{2} = 5,6$



charges : vent :  $p_u = 3 \text{ kN/m}^2$

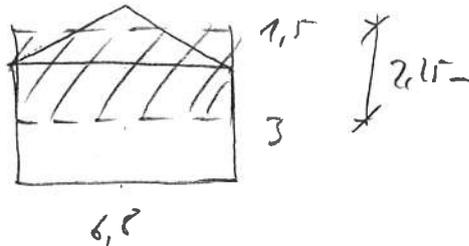
Solsme :  $t = 0,2 \text{ m}$   
 $\delta = 15 \text{ kN/m}^3$  }  $g = 3 \text{ kN/m}^2$

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

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

$\Rightarrow h = 3 \text{ kN/m}^2$

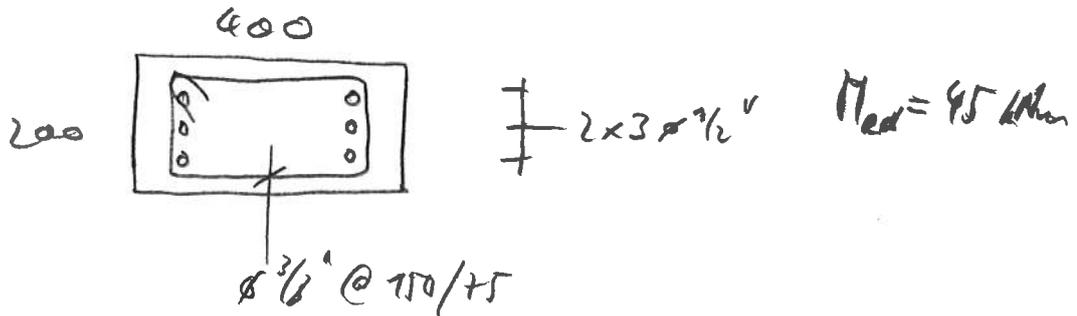
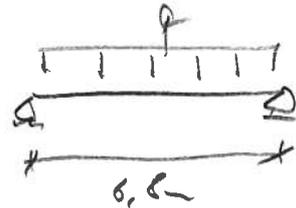
Réaction charge horizontale :  
 (Solsme)



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

$R_{hor} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 39 \text{ kN}$

$V_{hor} = \frac{q \cdot l}{2} = 23 \text{ kN}$



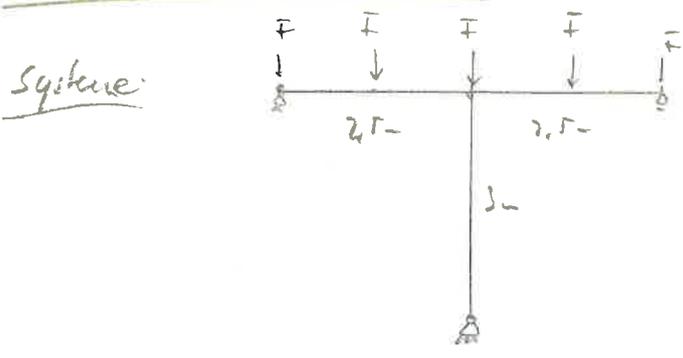
$\frac{200 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 2,5 - 3 \cdot 12,7}{2} = 41 \text{ -- i.o.}$

$\approx$  espacer entre les barres  $\varnothing 1/2$ " ✓

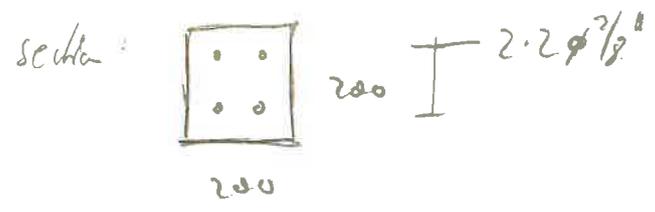
### 4.3.3 Calculs des colonnes

# Poteau mur façade

1/1



$F$ : charge des fermes.



réactions du poteau:

$$N_d = 2F$$

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

poide propre:  $G = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 2,5 \cdot 2,5 = 3,1 \text{ kN}$

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

30 kN =  $N_d$

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

poide propre:  $C = \frac{(3,1 + 2) \cdot 0,8}{2,5} = 3,2 \text{ kN}$

-38 kN =  $T_d$

Dimensions:

Tenant:  $41 \text{ kN} = 185 \text{ kN} = T_d \Rightarrow T_d \checkmark$

Impression: M-N-Interaction:  $l_0 = 3000 \text{ mm}$

$$e_{0,d} = \frac{l_0}{30} = 7 \text{ cm} \quad \alpha: \frac{l_{0,d}}{2} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow e_{0,d} = 7 \text{ cm}$$

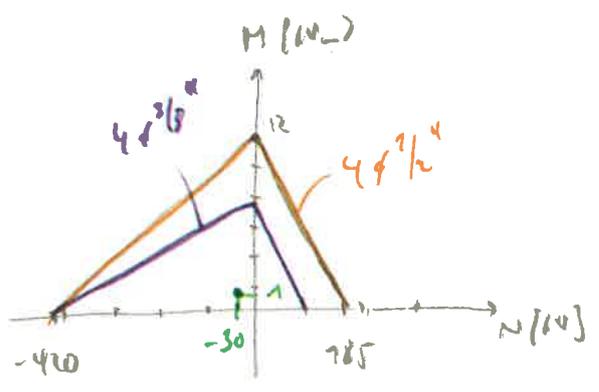
$$\alpha_1 = 0,005$$

$$e_{2,d} = \frac{2 f_{ctd} l_{0,d}^2}{\sigma_s (200 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 10 - 12) \pi^2} = 20 \text{ cm}$$

$$e_d = 36 \text{ mm}$$

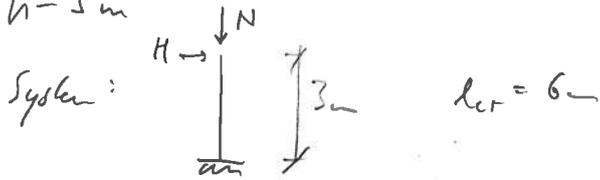
$$N_d = N_d \cdot 36 = 30 \text{ kN} \cdot 0,036 = 1,08 \text{ kNm}$$

i.o. ✓



Polteure 20x20, 4x9h

$$h = 3 \text{ m}$$



$$\text{Neben: } \left. \begin{array}{l} N_T \approx 2,5 \text{ kN} \quad (\text{Totlast}) \\ N_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 1,5 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{tot}} = 4 \text{ kN} \quad (\text{ständig})$$

$$H = 2 \text{ kN} \rightarrow F_T = 6 \text{ kNm}$$

$$\text{Zoniere: } e_{\text{ed}} = \frac{d}{30} = 6,7 \text{ mm} \quad / \quad \alpha_1 = \frac{l_{\text{eff}}}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = \frac{0,01}{\sqrt{L}} = 0,0015 \rightarrow 0,005$$

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

$$e_{\text{ed}} = \frac{2 f_{\text{ed}}}{\sigma_s (200 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 10 - 12)} = \frac{6000^2}{h^2} = 117 \text{ mm}$$

$$e_d = e_{\text{ed}} + e_{\text{ed}} + e_{\text{ed}} = 2524 \text{ mm}$$

$$\rightarrow P_d = N_d \cdot e_d = 10 \text{ kNm}$$

$$P_{\text{red}} (N=0) = 12,2 \text{ kNm} \quad \text{i.O.}$$

#### **4.4 Toiture**

charge de surface

charge propre:

1 ferme:

$$g = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

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

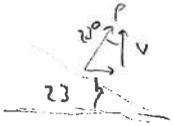
vent arrachant:

$$p_h = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$\alpha = 23^\circ$$



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

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

vent pousant:

$$p_h = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow V = 7,2 \text{ kN}$$

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$H = 3,1 \text{ kN}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$\alpha = 23^\circ$$

max. force tend:

$$T_1 = 1,5 \cdot V - 0,8 \cdot G = 20,7 \text{ kN}$$

max force compress:

$$P_1 = 1,5 \cdot V + 1,35 \cdot G = 12,5 \text{ kN}$$

### Ferme en Bois

	Nombre	b	h	l	G	
Arbalétrier	4	50	150	4400	66.0	
Poinçon	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 Poinçon bas	1	100	150	820	6.2	
Joint Poinçon 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/m <sup>2</sup>

### 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/m <sup>2</sup>

### Toles métalliques endulées

0.05 kN/m<sup>2</sup>

### Toiture totale

0.25 kN/m<sup>2</sup>

b 1.4 m  
gk 0.35 kN/m  
gd 0.47 kN/m

### Vent arrachant

qk 3 kN/m<sup>2</sup>  
qd 4.5 kN/m<sup>2</sup>  
b 1.4 m  
l 0.6 m  
Pd 3.8 kN

### Vent pressant

qk 1.5 kN/m<sup>2</sup>  
qd 2.25 kN/m<sup>2</sup>  
b 1.4 m  
l 0.6 m  
Pd 1.9 kN

$l = 1,40$  m poteau sur plusieurs poteaux...

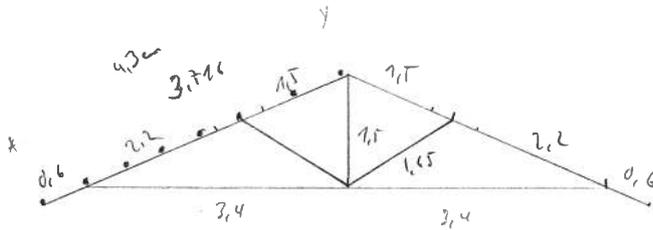
espacement  $d \approx 0,69$  m

charges:  $p_k^- = 3,6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d^- = 4,5 \text{ kN/m}^2$  /  $p_k^+ = 2,25 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d^+ = 2,25 \text{ kN/m}^2$

efforts:  $M_{max} = \frac{p_d^- \cdot d \cdot l^2}{8} = \frac{4,5 \cdot d \cdot 1,4^2}{8} = 1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot d = 0,61 \text{ kNm}$   $V_{max} = \frac{p_d^+ \cdot d \cdot l}{2} = 1,52 \text{ kN}$

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

systeme:

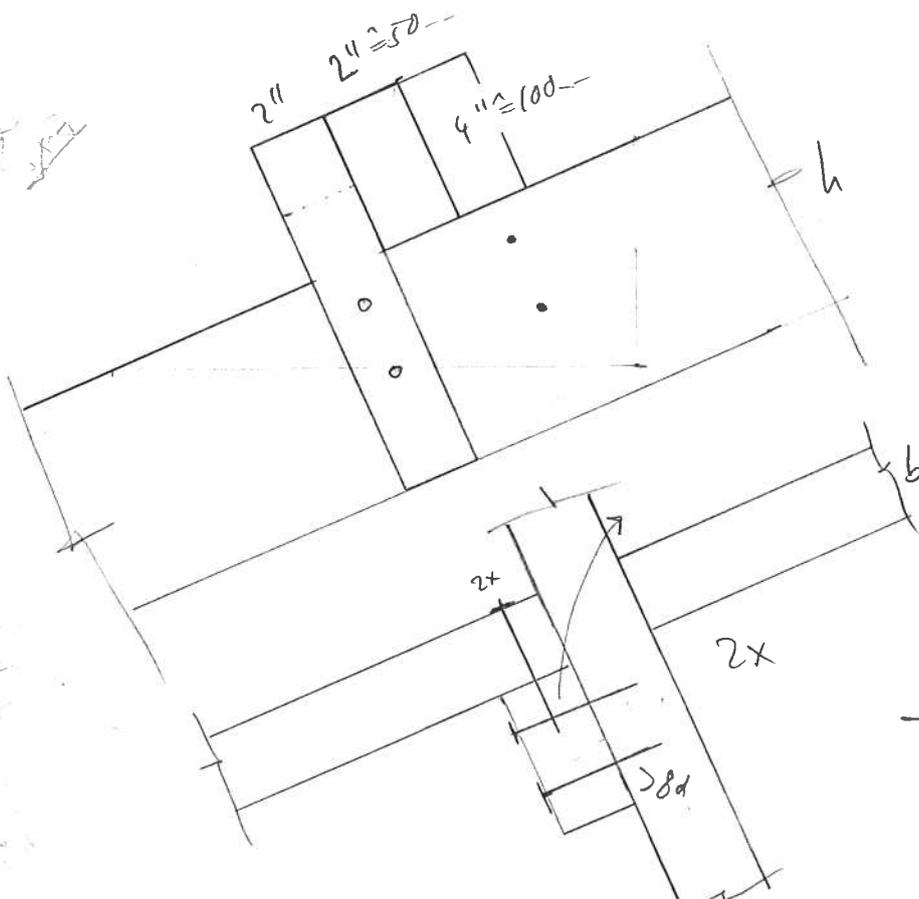


poteau sur plusieurs poteaux  $\rightarrow N_d \approx N_{max} \cdot \frac{1}{1,25} = 0,528 \text{ kN}$

$\Rightarrow$  section  $\begin{matrix} 50/2'' \\ 100/4'' \end{matrix}$

Fixation aux Wagners:  $T_{max} = p_d^- \cdot d \cdot l = 3,8 \text{ kN}$

$T_{max} = \frac{T_{max} \cdot l \cdot e^+}{p_d^-} = 1,5 \text{ kN}$



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

$s = 8d$

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

$(3 + 0,8p_d)d < 50 \rightarrow d < 6,15$

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

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

choix:  $d = 3,5$

$R_d = 0,77 \text{ kN} \cdot 10 = 0,77 \text{ kN}$

$\frac{T_{max}}{R_d} = 4,4 \text{ klous}$

$\rightarrow$  fil de ligature  $\phi 3$  ou  
harricane steps.



**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

100 x 150

50 x 150

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

100 x 200

50 x 200

100 x 150 ( $\alpha = 0,82$ )

(50 x 150 :  $\alpha = 0,83$ )

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

100 x 150

50 x 150

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

= 7400

0,1118  
zu 1114

100 x 100

50 x 100

25 x 150

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

- 1158

50 x 100

25 x 100

50 x 50

Stab Nr.11

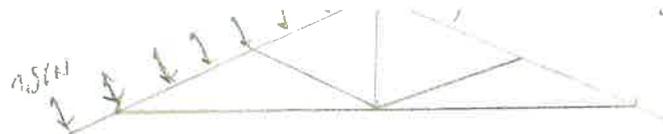
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	N	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	Q	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Max	M	0.000	-10.55	-1.374e-18	3.507e-18
Min	M	1.000	-10.55	-1.374e-18	2.248e-18

- 1100

50 x 50

25 x 50

mit 2.000 -  
vermehrt



**Drückende Kräfte**

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

100mm

200mm

50 x 100

25 x 100

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 100

50 x 100

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 100

25 x 100

Stab Nr.7

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
Min	N	0.000	22.45	-1.331e-17	-2.343e-17
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

50 x 100

25 x 100  
50 x 50

Stab Nr.9

Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Min	N	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
Max	Q	0.000	-9.999	3.675e-15	2.865e-17
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

50 x 100

25 x 100  
Vorgefüllt  
50 x 50

Stab Nr.11

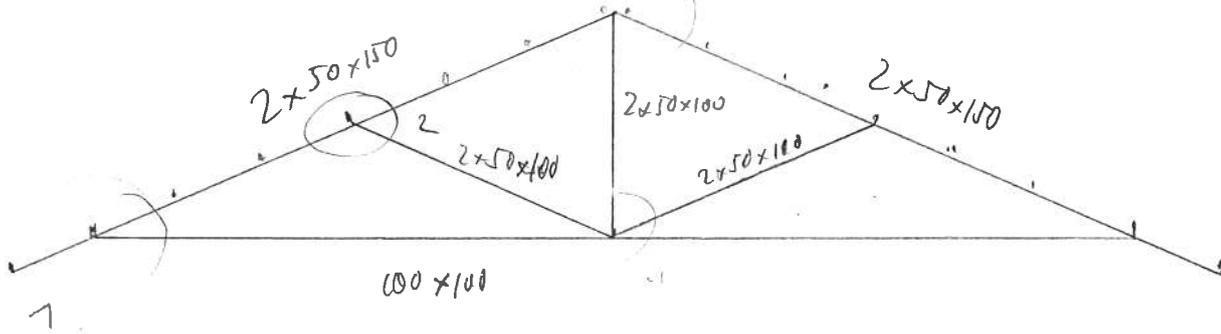
Schnittkraft		x-Pos	N	Q	M
Max	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	N	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Max	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	Q	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Max	M	0.000	8.072	3.877e-18	2.521e-18
Min	M	1.000	8.072	3.877e-18	-2.541e-18

50 x 50

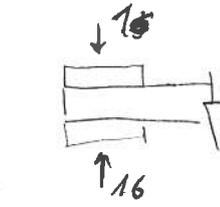
25 x 50

= 1858

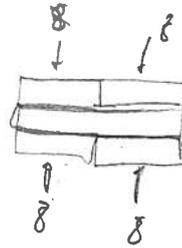
Class:  $d = 3,5$  --



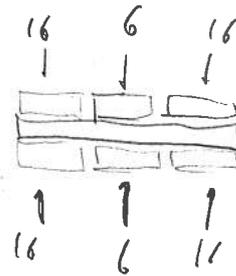
1)  $H = -27,3 / 22,5 \text{ kN} : \frac{27,3}{0,87} = \frac{12,3}{0,87} = 31,3 \approx 32$



2)  $D = -10 / 13,1 \text{ kN} : \frac{10,1}{0,87} = \frac{12,1}{0,87} = 15 \rightarrow 16$



3)  $V = -10,5 / 9,2 \text{ kN} : \frac{10,5}{0,87} = \frac{10,5}{0,87} = 12$

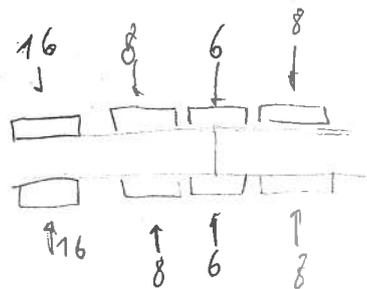


$D = \sqrt{12,4^2 + 2,5^2} = 27,5 \text{ kN}$   
 $D = \sqrt{(-15,4)^2 + (-2,3)^2} = 19,5 \text{ kN} : \frac{27,5}{0,87} = 32$

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

$D = -10 / 12,7 \Rightarrow 16$

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



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

$6d = 21$  --

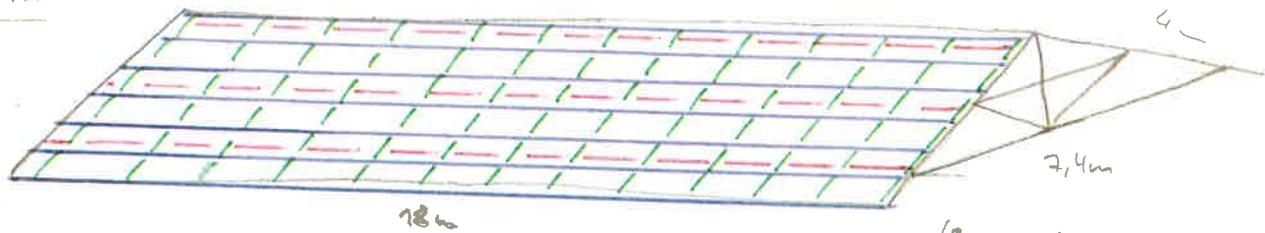
$15d = 52,5$  --

$10d = 35$  --

32.4	128
16.4	64
12.1	12
32.2	64
12.1	12
16.2	32
...	64 /

# Toiture en bois

géométrie:



- Lattes:**  $s = 0,4 \text{ m}$      $50 \times 50 \text{ mm}^2$      $g = 0,0125 \text{ kN/m}^2$      $l = \left(\frac{8 \text{ m}}{0,4} + 1\right) \cdot 18 \text{ m} = 378 \text{ m}$      $c = 4,725$
- Chevrons:**  $s = 1,0 \text{ m}$      $50 \times 100 \text{ mm}^2$      $g = 0,025 \text{ kN/m}^2$      $l = \left(\frac{18}{1} + 1\right) \cdot 8 \text{ m} = 152 \text{ m}$      $c = 3,824$
- Pannes:**  $s = 1,0 \text{ m}$      $100 \times 300 \text{ mm}^2$      $g = 0,3 \text{ kN/m}^2$      $l = \left(\frac{4}{1,0} + 1\right) \cdot 2 \cdot 18 \text{ m} = 188 \text{ m}$      $c = 94 \text{ m}$
- 62,5 kN

**Charges:** Vent:  $P_h^\ominus = -3 \text{ kN/m}^2$   
 $P_h^+ = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$\frac{62,5}{18 \cdot 7,4} = 0,47 \text{ kN/m}^2$

lattes:  $\sim 0,05 \text{ kN/m}^2$

pooids propre:  $0,6 \text{ kN/m}^2$

total  $\sim 0,55 \text{ kN/m}^2$

**Lattes:**  $M_{max}^\ominus = \frac{q_{tot} \cdot l^2}{8} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 0,4}{8} = -0,1845 \text{ kNm}$

$\pi_{max}^\ominus = \frac{q_{tot} \cdot l^2}{8} = \frac{(0,6 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 10^2 \cdot 0,4}{8} = 0,153 \text{ kNm}$

$V_{max} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10 \cdot 0,4}{2} = 0,79 \text{ kN}$



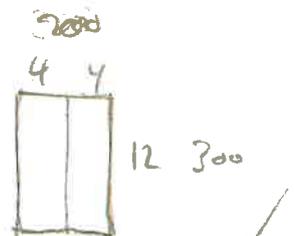
**Chevrons:**  $\pi_{max}^\ominus = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10^2 \cdot 1,0}{8} = -0,46 \text{ kNm}$

$V_{max} = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 10 \cdot 1,0}{2} = -1,85 \text{ kN}$



**Pannes:**  $\pi_{max}^\ominus = \frac{(1,5 \cdot (-3) + 0,6 \cdot 1,35) \cdot 7,4^2 \cdot 1,0}{8} = -2,77 \text{ kNm}$

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



**28 kN zu verankern!**



V01 - 3601 / 1141 0112

	Lattes	chevrons	pannes	
spacing m	0.62	1.00	1.00	7.75
hauteur mm	50	100	300	
largeur mm	100	100	200	
section mm <sup>2</sup>	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/m <sup>2</sup>	-3	-3	-3	
vent + kN/m <sup>2</sup>	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/m<sup>2</sup> sans tôles  
 0.05 tôles  
 kN/m<sup>2</sup> =

$$* \quad \eta = \frac{(1.5 \cdot p + 1.35 \cdot q) \cdot l^2 \cdot b}{4}$$

$$v = \eta \cdot \frac{4}{l} = \frac{(1.5 \cdot p + 1.35 \cdot q) \cdot l \cdot b}{4}$$

$$\left. \begin{array}{l} p = -3 \text{ kN/L}^2 \\ q_{\text{toiles}} = 0,5 \text{ kN/L}^2 \end{array} \right\} 2,5 \text{ kN/L}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ A = 6 \cdot 4 = 18 \cdot 4 = 72 \text{ m}^2 \end{array} \right\} T = \gamma \cdot A \cdot 2,5 \text{ kN/L}^2 = 540 \text{ kN}$$

toiles - chevrons

$$\left. \begin{array}{l} n_{\text{toiles}} = 2 \cdot 16 = 32 \\ n_{\text{chevrons}} = 15 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 32 \cdot 18 = 608 \text{ croissures} \rightarrow \frac{T}{u} = \frac{540}{608} = 0,85 \text{ kN/croissure} \\ R(\phi=4, l_H=80) = 0,4 \text{ kN/clou} \rightarrow \frac{T}{u \cdot R} = 2,2 \text{ clous} \end{array}$$

3 clous par croissure

ou fil de ligature:  $\phi = 1,5$  -  $f_{td} = 225 \text{ N/L}^2$  -  $T_d = 2 \cdot \frac{42\pi}{4} \cdot f_{td} = 0,795 \text{ kN}$

→ 2 enroulements et 1 clou

chevrons - pannes

$$\left. \begin{array}{l} g_{\text{toiles}} = 8 \text{ kN} \\ g_{\text{chevrons}} = 6 \text{ kN} \end{array} \right\} 14 \text{ kN} \quad \rightarrow T = 540 - 14 = 526 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} n_{\text{chevrons}} = 15 \\ n_{\text{pannes}} = 2 \cdot 4 = 8 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 15 \cdot 2 \text{ croissures} \rightarrow \frac{T}{u} = 3,46 \text{ kN/croissure} \\ R(\phi=5, l_H=100) = 0,7 \text{ kN} \rightarrow \frac{T}{u \cdot R} = 6 \text{ clous} \end{array}$$

ou fil de ligature:  $\phi = 1,5$  -  $f_{td} = 225 \text{ N/L}^2$  -  $T_d = 0,795 \text{ kN}$

→ 4 enroulements + 2 clous

encrage des pannes

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

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

$$\frac{2}{3} \Rightarrow \frac{14}{3} \quad \frac{112}{3} \quad \frac{114}{3}$$

↑  
T<sub>max</sub>

## **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](http://www.baslerhofmann.ch)

## Ecole modèle en maçonnerie chaînée

### 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/mm <sup>2</sup>
limite min. de rupture	$f_{u,min}$	=	620 N/mm <sup>2</sup>
élongation de rupture	$\epsilon_{u,min}$	=	7-9 %
			(dépendant du Ø)
limite d'élasticité (valeur de calcul)	$f_{sd}$	=	365 N/mm <sup>2</sup>
module d'élasticité	$E_s$	=	205 kN/mm <sup>2</sup>

**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 <sup>2</sup>
résistance min. à la compression cube	$f_{c,cube,k}$	=	20 N/mm <sup>2</sup>
résistance à la compression	$f_{cd}$	=	10.5 N/mm <sup>2</sup>
résistance au cisaillement	$T_{cd}$	=	0.8 N/mm <sup>2</sup>
(valeurs de calcul)			
modul d'élasticité	$E_c$	=	25 kN/mm <sup>2</sup>

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

pois propre	$\gamma_k$	=	1500 kg/m <sup>3</sup>
-------------	------------	---	------------------------

**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 <sup>2</sup>
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire à l'assise	$f_{xd}$	=	2.5 N/mm <sup>2</sup>
valeur de calcul de la résistance à la compression, perpendiculaire aux joints verticaux	$f_{yd}$	=	1.5 N/mm <sup>2</sup>

**Mortier** ciment

résistance min. à la compression	$f_k$	=	5.0 N/mm <sup>2</sup>
valeur de calcul	$f_d$	=	2.5 N/mm <sup>2</sup>

**3.1.4 Bois**

Qualité C24 selon le code SIA 265 [SIA 265] ou

« Southern Yellow Pine » grade No.2

pois propre	$\gamma_k$	=	500 kg/m <sup>3</sup>
valeur de calcul de la résistance à la flexion	$f_{m,d}$	=	7.6 N/mm <sup>2</sup>
valeur de calcul de la résistance à la traction parallèlement aux fibres	$f_{t,0,d}$	=	4.3 N/mm <sup>2</sup>

**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<sup>2</sup>, 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  $\gamma_f = 1.2$ . Le facteur de ductilité des structures en maçonnerie chaînée 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 Chaînée, 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, Pétiyon 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 Rufenacht, Ingénieur Civil  
Basler & Hofmann AG, Zurich, Suisse