



**Franki
Foundations**

Conception des fondations profondes d'un hall industriel à Mons

Journée d'étude Franco-Belge
Dimensionnement sismique des fondations
Bruxelles, 15/03/2018

Mohamed Amine ANSRIOU, Franki Foundations

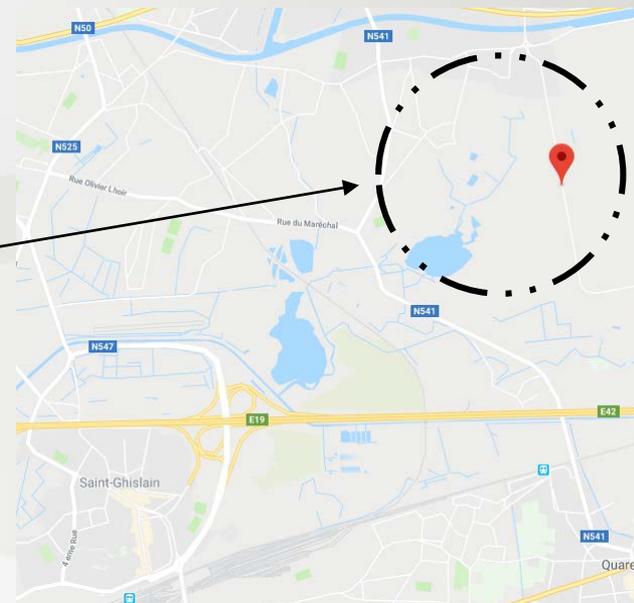
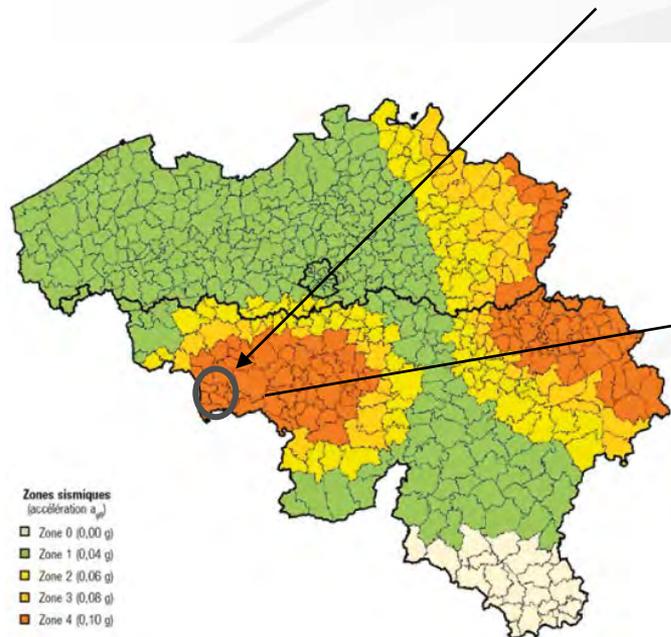
Structure de la présentation

1. Présentation du projet
 1. Situation du projet
 2. Contexte géotechnique
 3. Fondations sur pieux
2. Vérification géotechnique - GEO
 1. Principe directeur de conception
 2. Vérification en DA 1/2
 3. Vérification en DA 1/1
3. Vérification structurelle - STR
 1. Vérification sous charge axiale de compression
 2. Modèle géotechnique sous chargement dynamique
4. Conclusion

Présentation du projet

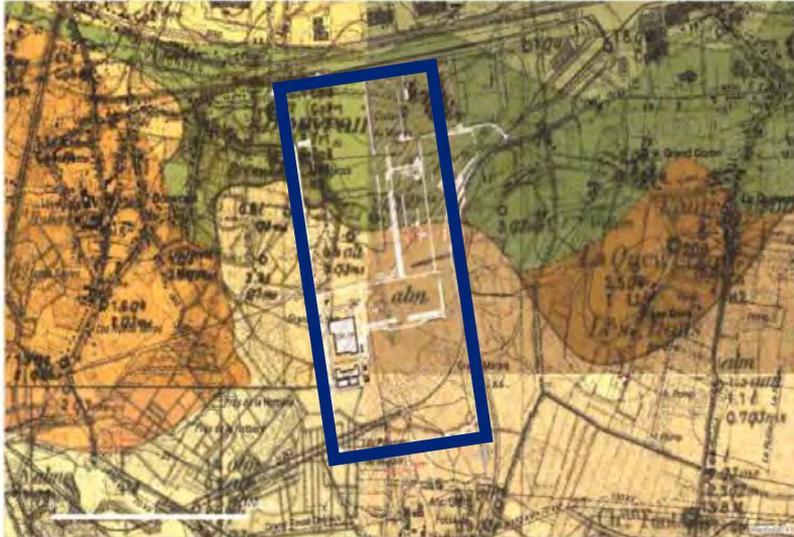
Situation géographique

- Fondations sur pieux d'un hall industriel à Mons



Contexte géotechnique

Carte géologique



GROUPE SECONDAIRE

SYSTÈME CRÉTACÉ

CRÉTACÉ SUPÉRIEUR

ÉTAGE SÉNONIEN (Cp)

ASSISE DE SPIENNES à *Trigonostegites* (Cp1)
Cp1a Craie blanche grossière avec lames de silex gris ou noir.

ASSISE DE NOUVELLES à *Magna punctata* (Cp2)
Cp2a Craie d'Obourg, blanche, pure à silex noirs, (généralement à *Dufrenoyella saecurata* à la base).

ASSISE DE HERVE à *Belonitella quadrata* (Cp2)
Cp2' Craie de Trivieres avec fil de galets à la base.

ASSISE D'AIK-LA-CHAPELLE (Cp1)
Cp1 Craie de St-Vaast, à silex bigarrés. Fil de glauconite à la base.

ÉTAGE TURONIEN (Tr)

SOUS-ÉTAGE NERVIN (Tr2)

Tr2c Craie glauconifère de Maisières à *Ostrea lateralis* et *Terebratulina gracilis*.

Tr2b Silex de St-Denis en lames ou en rugueux avec crin ou merne jumaine (Rabat). Limite.

Tr2a Marnes grises et bleues à concentrations d'illérites (Paris basées).

SOUS-ÉTAGE LIGERIEN (Tr1)

Tr1k Marnes blanchâtres à *Terebratulina gracilis* (Dièves).

ÉTAGE CÉNOMANIEN (Cn)

Cn3 Marnes glauconifères à cailloux roulés, à *Dyn. ten asper* (Tourin du Mont).

Cn1 Sables et grès glauconifères, grès bleuâtre à silex gélatineux (Motte de Bracquignies).

SYSTÈME JURASSIQUE

JURASSIQUE SUPÉRIEUR

ÉTAGE WEALDIEN (W)

Wm Glaise plastique et argile réfractaire.

Wj Alternances de sable et de glaise.

Wd Sable blanc et grès blancs mammillonnés.

Wa Cailloutis de base. Bois silicifié.

GROUPE QUATERNAIRE

SYSTÈME QUATERNAIRE

QUATERNAIRE SUPÉRIEUR OU MODERNE

DÉPÔTS CONTINENTAUX

ato Dépôt limoneux d'or pentes.

atm Alluvions modernes des vallées.

alt Alluvions tertiaires.

t Tourbes.

dunes.

GROUPE TERTIAIRE

SYSTÈME ÉOCÈNE

ÉOCÈNE MOYEN

ÉTAGE BRUXELLIEN (B)

B3 Sable quartzeux, meuble, avec nombreux grès durs, irréguliers.

ÉOCÈNE INFÉRIEUR

ÉTAGE PANISELIEN (P)

ASSISE INFÉRIEURE (P1)

P1c Argile plus ou moins sableuse, avec lits durs concrétionnés, fossilifères.

P1b Alternances de sable et d'argile.

ÉTAGE YPRESIEN (Y)

Yd Sable gris vertâtre, fin, glauconifère.

Ye Argile grise plus ou moins sableuse.

ÉTAGE LANDENIEN (L)

ASSISE SUPÉRIEURE (L2)

L2 Sable blanc, meuble, avec lits argileux ou ligutieux et blocs de grès blanc mammillonnés.

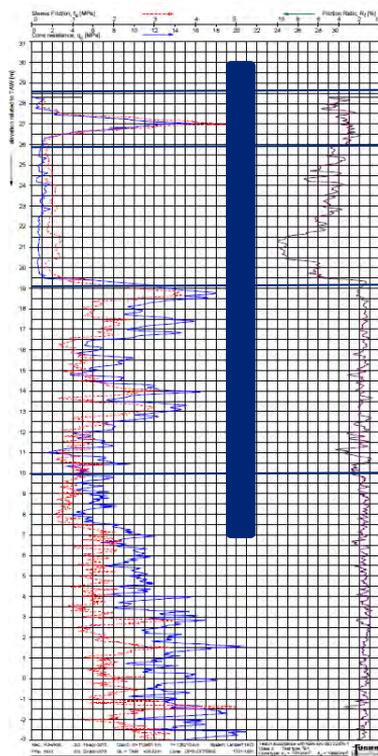
ASSISE INFÉRIEURE (L1)

L1c Argile sableuse glauconifère.

L1ba Sable glauconifère avec cailloutis de phénites et de silex à la base.

Contexte géotechnique

Campagne d'essais CPT



Remblais sableux

Tourbe

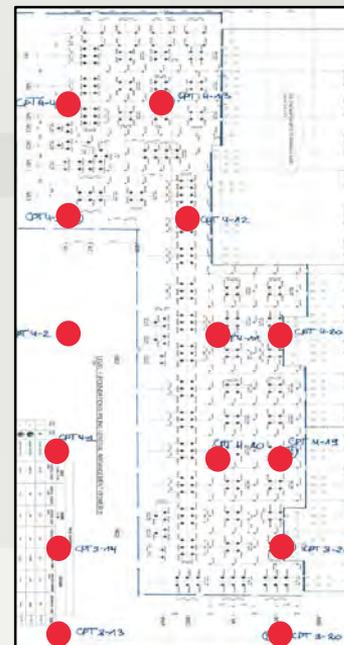
Sable compact



Craie



- 14 essais CPT ont été réalisés sur le projet



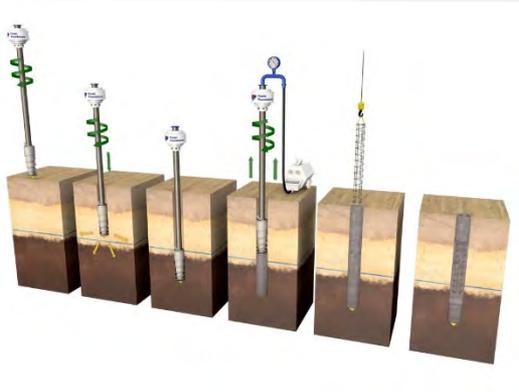
Présentation du projet

Travaux de fondations

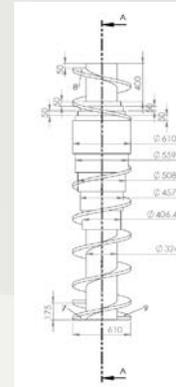
- Pieux de fondations

ELS - DA 1/2			Chargement sismique – DA1/1		
Comp. (kN)	Tens (kN)	Hor (kN)	Comp. (kN)	Tens (kN)	Hor (kN)
2100	-	-	1575	-	150

- Pieu de catégorie I – Fût en béton plastique - Omega 660 mm



Mouvement du sol



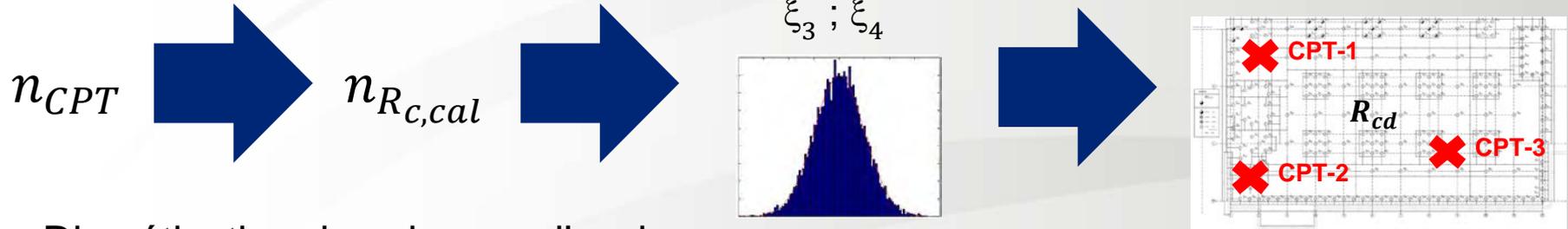
Mouvement du sol



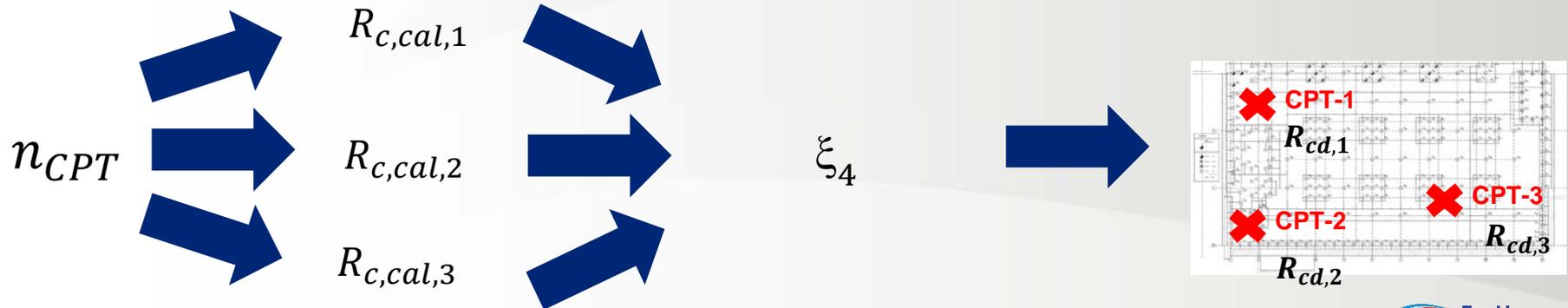
Vérification géotechnique

Principe directeur de conception

- Uniformisation du niveau d'assise



- Discrétisation des niveaux d'assises



Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/2

- Omega 660 mm

- Résistance à la pointe

- $\beta = \lambda = \varepsilon_b = 1,0$
- $\alpha_b = 0,7$
- $A_b = 660^2 \times \pi \div 4 = 342120 \text{ mm}^2$

$$\rightarrow R_b = \alpha_b \times \varepsilon_b \times \beta \times \lambda \times A_b \times q_b$$

- Résistance au frottement

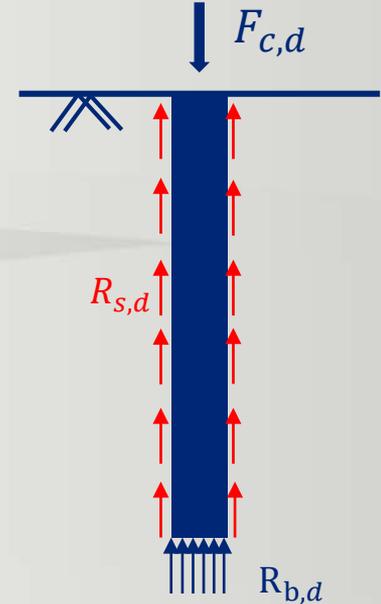
- $\chi_s = 660 \times \pi = 2073 \text{ mm}$
- $\alpha_s = 1,0$

$$\rightarrow R_s = \chi_s \times \sum(\alpha_{s,i} \times h_i \times q_{s,i})$$

- Coefficient de modèle : $\gamma_{rd} = 1,00 \rightarrow R_{c,cal} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{rd}}$

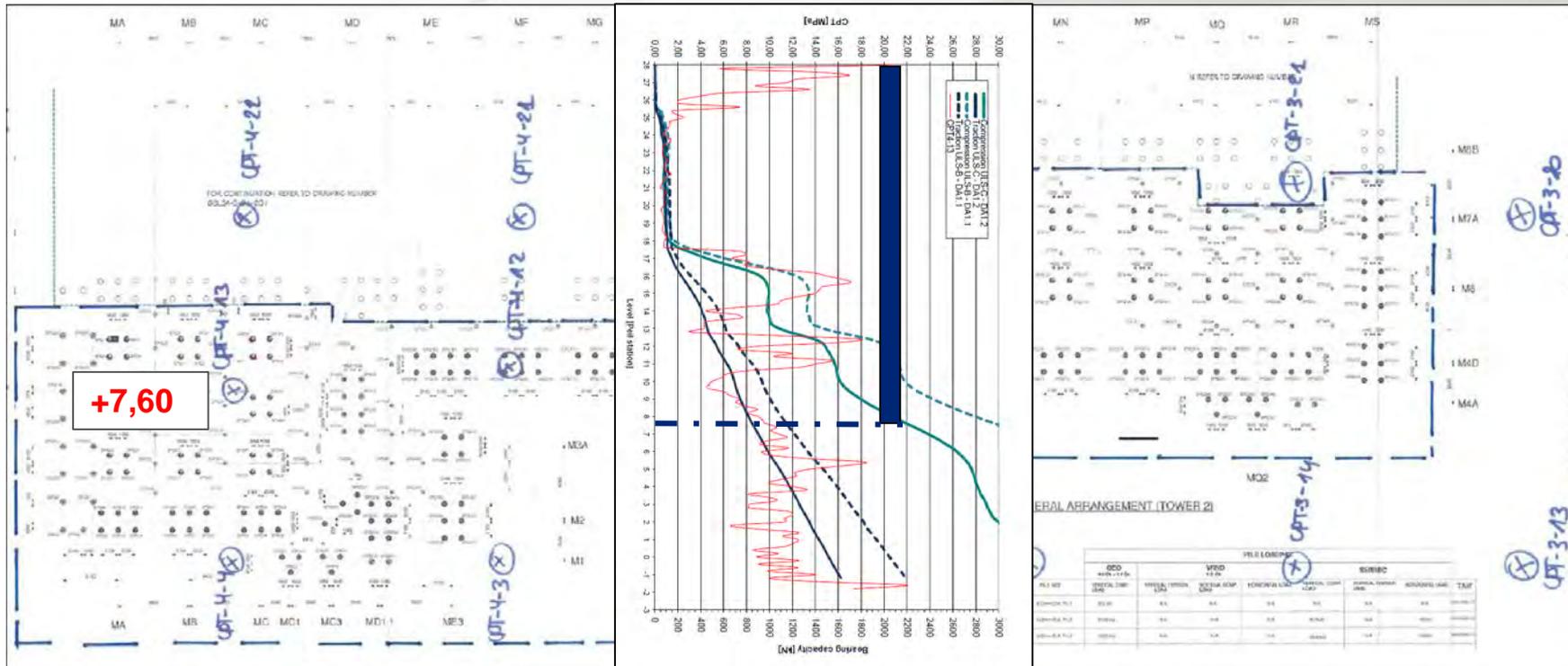
- Coefficient de corrélation : $\xi_4 = 1,22 \rightarrow R_{c,k} = \frac{R_{c,cal}}{\xi_4}$ (+/- 400 m²/CPT)

- Coefficient de sécurité : $\gamma_b; \gamma_s = 1,35 ; 1,35 \rightarrow R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$



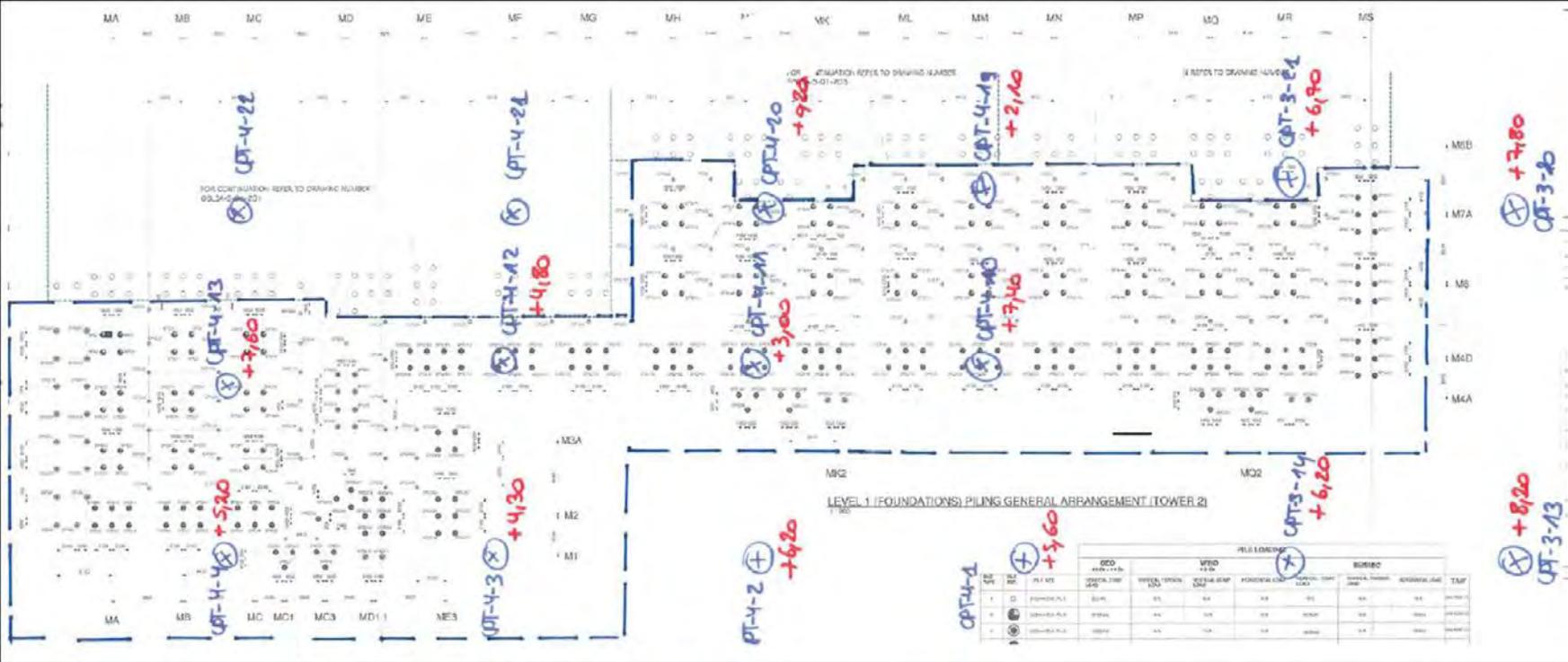
Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/2



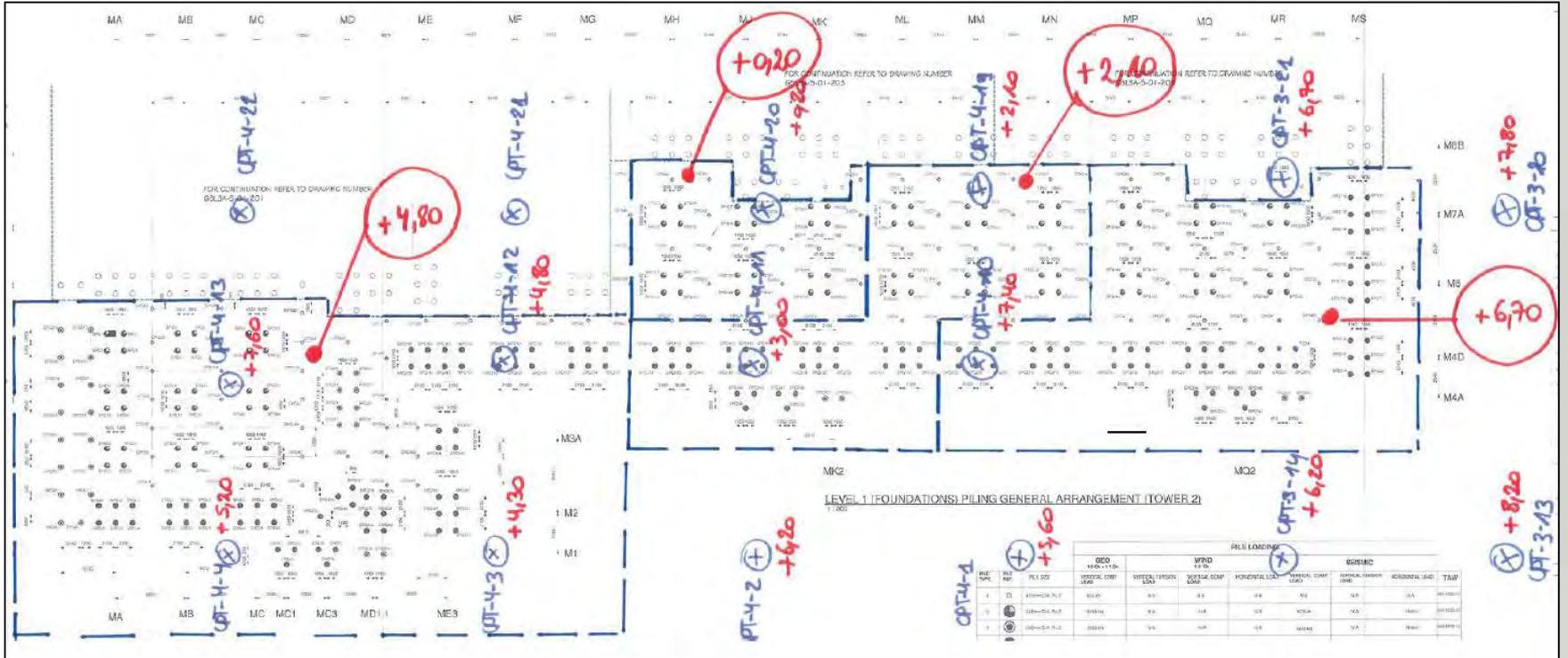
Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/2



Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/2



Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/1

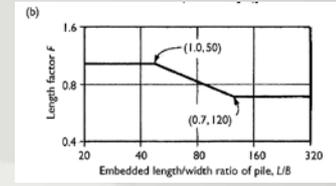
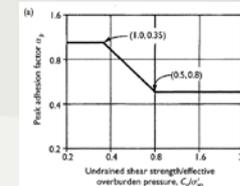
- NBN EN 1997-1 ANB – 2.4.7.1 : « Dans les situations accidentelles, il faut prendre toutes les valeurs des facteurs partiels pour les actions ou les effets des actions égales à 1,00 (NBN EN 1990 ANB, Tableau A1.3 ANB). **Toutes les valeurs des facteurs partiels pour les résistances sont également fixées à 1,00.** »
- La vérification est faite en considérant le calcul de la capacité portante en approche 1/1
 - les coefficients de sécurité sont égaux à 1,00
 - L'effet de la cohésion non-drainée c_u dans les sols argileux n'est pas pris en compte

Type de pieux	DA _{1/1}			
	Sans garantie de qualité		Avec garantie de qualité	
	γ_b	γ_s	γ_b	γ_s
Pieux vénétrés et battus	1,00	1,00	1,00	1,00
Pieux vissés	1,07	1,00	1,00	1,00
Pieux à tarière continue	1,10	1,00	1,00	1,00
Pieux forés	1,20	1,00	1,00	1,00

$$c_u = \frac{q_c}{n}$$

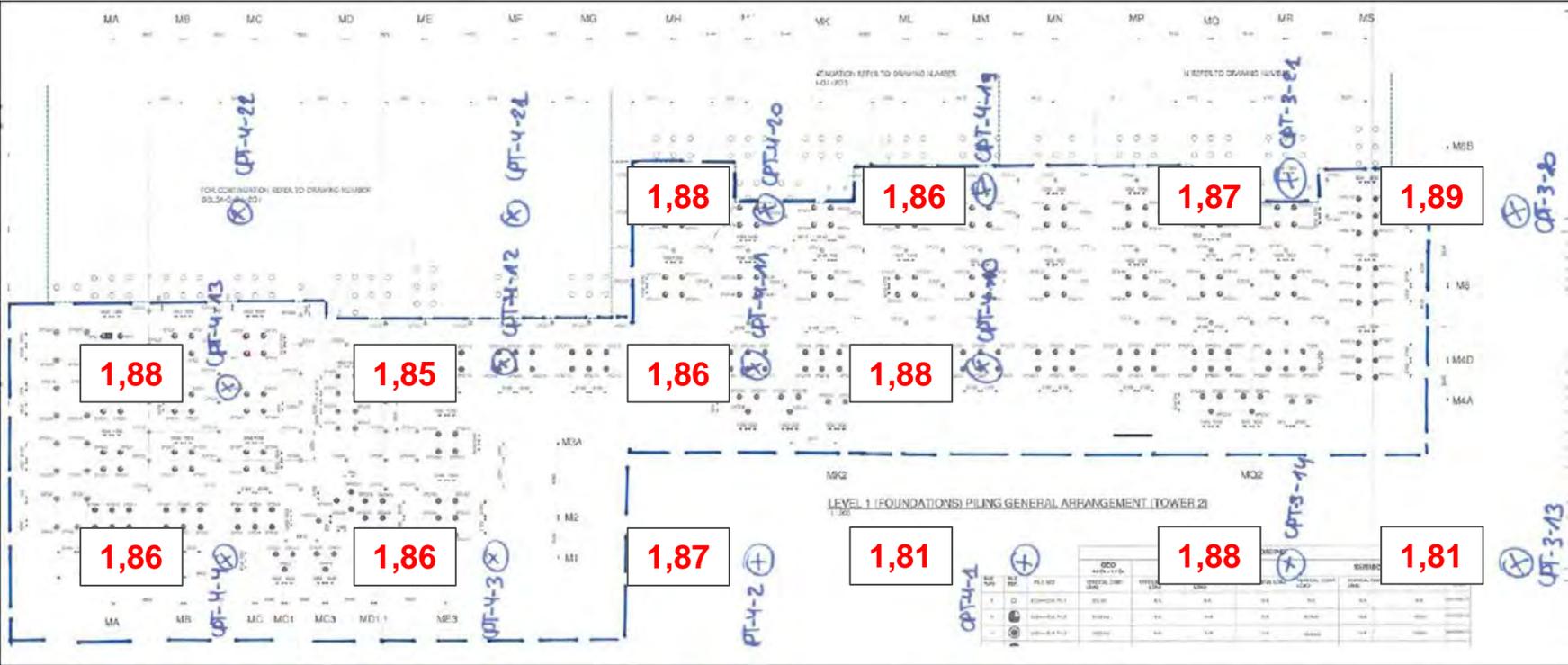
$$Q_s = F \alpha_p c_u A_s$$

$n = 15$ (argile normalement consolidée)
 $n = 20$ (argile surconsolidée) – [1]



Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/1 – Coefficient de sécurité



Vérification géotechnique

Vérification suivant l'approche 1/1

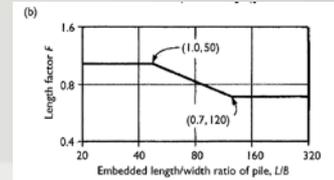
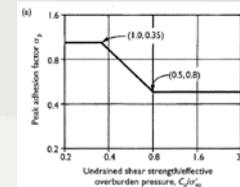
- NBN EN 1997-1 ANB – 2.4.7.1 : « Dans les situations accidentelles, il faut prendre toutes les valeurs des facteurs partiels pour les actions ou les effets des actions égales à 1,00 (NBN EN 1990 ANB, Tableau A1.3 ANB). Toutes les valeurs des facteurs partiels pour les résistances sont également fixées à 1,00. »
- La vérification est faite en considérant le calcul de la capacité portante en approche 1/1
 - les coefficients de sécurité sont égaux à 1,00
 - L'effet de la cohésion non-drainée c_u dans les sols argileux n'est pas pris en compte
 - **Coefficient de sécurité > 1,80 → Les fondations sont vérifiées sous charges de séisme**

Type de pieux	DA ₁ /1			
	Sans garantie de qualité		Avec garantie de qualité	
	γ_b	γ_s	γ_b	γ_s
Pieux vîrinés et battus	1,00	1,00	1,00	1,00
Pieux vissés	1,07	1,00	1,00	1,00
Pieux à tarière continue	1,10	1,00	1,00	1,00
Pieux forés	1,20	1,00	1,00	1,00

$$c_u = \frac{q_c}{n}$$

$$Q_s = F \alpha_p c_u A_s$$

$n = 15$ (argile normalement consolidée)
 $n = 20$ (argile surconsolidée) – [1]



Vérification structurelle

Prescription de l'EC8 et l'EC2 pour le ferrailage des pieux en condition sismique

- Le béton d'une classe inférieure à **C 16/20** ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires – [EN 1998-1:2004 5.4.1.1]
- A l'exception des cadres, des étriers et des épingles, **seules les barres nervurées doivent être utilisées** comme armatures de béton armé dans les zones critiques des éléments sismiques primaires – [EN 1998-1:2004 5.4.1.1]
- Dans les zones critiques des éléments sismiques primaires, **l'acier de béton armé de classe B ou C** dans l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1, doit être utilisé – [EN 1998-1:2004 5.4.1.1]
- **Le pourcentage total des armatures longitudinales doit être compris en 1% et 4%.** Dans les sections transversales symétriques, il convient de prévoir des armatures symétriques - [EN 1998-1:2004 5.4.3.2.2]

Vérification structurelle

Vérification à la compression simple

- Aux états limites ultimes (durable/transitoire)

$$f_{cd} \times A_{\text{béton}} + \varepsilon_{c2} E_{\text{acier}} \times A_{\text{acier}} \geq P_{c,ELU}$$

- $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{c,k}}{k_f \times \gamma_c} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{1,1 \times 1,5} = 15,45 \text{ MPa}$
- $A_p = \pi \times \frac{D_d^2}{4} = \pi \times \frac{\min(d - 20 \text{ mm}; 95\% \times D_{\text{pieu}})^2}{4} - 1570 \text{ mm}^2 = \pi \times \frac{627^2}{4} = 307193 \text{ mm}^2$
- $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$
- $E_{\text{acier}} = 200\,000 \text{ MPa}$
- $A_{\text{acier},\text{min}} = 0,5\% \times A_p = 1543 \text{ mm}^2 \rightarrow 5 \times 20 \text{ mm} (1570 \text{ mm}^2)$

$$5370 \text{ kN} > 2940 \text{ kN}$$

Vérification structurelle

Vérification à la compression simple

- Aux états limites ultimes (accidentel)

$$f_{cd} \times A_{\text{béton}} + \varepsilon_{c2} E_{\text{acier}} \times A_{\text{acier}} \geq P_{c,ELU}$$

- $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{c,k}}{k_f \times \gamma_c} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{1,1 \times 1,2} = 19,31 \text{ MPa}$
- $A_p = \pi \times \frac{D_d^2}{4} = \pi \times \frac{\min(d - 20 \text{ mm}; 95\% \times D_{\text{pieu}})^2}{4} - 1570 \text{ mm}^2 = \pi \times \frac{627^2}{4} = 307193 \text{ mm}^2$
- $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$
- $E_{\text{acier}} = 200\,000 \text{ MPa}$
- $A_{\text{acier},\text{min}} = 0,5\% \times A_p = 1543 \text{ mm}^2 \rightarrow 5 \times 20 \text{ mm} (1570 \text{ mm}^2)$

$$6560 \text{ kN} > 1545 \text{ kN}$$

Vérification structurelle

Modèle géotechnique sous chargement transversal dynamique

- La cohésion non-drainée peut-être prise en compte dans le modèle géotechnique avec un angle de frottement (φ) nul

- $c_u = \frac{q_c}{n}$ avec $n = 15$ argile NC & $n = 20$ argile SC – [1]

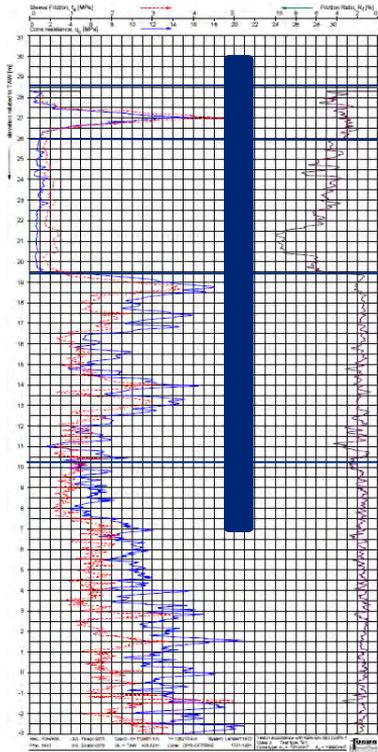
Nature du sol		Composité/ constance	q_c (MPa)	R_f (%)	γ_c au-dessus de la N.P. (kN/m ³)	γ_c en-dessous de la N.P. (kN/m ³)	φ^0 (°)	c^1 (kPa)	c_u (kPa)
limon	-	mou	0.4-1	2-4%	16	16	22	3	18
		moyennement raide	1-2		17	17	22	2	25
		assez raide	2-4		18	18	23	4	59
	raide	>4		19	19	22	8	100	
	sableux	mou	0.4-1	1-3%	16	15	25	3	18
		moyennement raide	1-2		17	17	25	2	25
assez raide		2-3		18	18	25	4	59	
raide	>3		19	19	25	8	100		
argile	-	molle	0.4-1	3-6%	16	16	20	2	20
		moyennement raide	1-2		17	17	20	1	20
		assez raide	2-4		18	18	20	8	100
	raide	>4		19	19	20	15	200	
	sableuse	molle	0.4-1	1-5%	16	16	22	2	20
		moyennement raide	1-2		17	17	22	4	50
assez raide		2-4		18	18	22	8	100	
raide	>4		19	19	22	15	200		
tourbe	présentement moyennement consistant		0.2-0.5	>7%	10	10	15	2	10
			0.5-1		12	12	15	5	20
			>1		14	14	15	10	40

- Les modules de réaction k_h peuvent être multiplié par 2 dans le cas de sollicitation à court terme pour les sols argileux et rocheux – [2]

$$k_h = \frac{18 \times (2 \times E_M)}{2R \times 4(2,65)^\alpha + 3\alpha} \text{ si } R < 300 \text{ mm} \text{ \& } k_h = \frac{3 \times (2 \times E_M)}{1,3R_0 \times \left(2,65 \frac{R}{R_0}\right)^\alpha + \alpha R} \text{ } R \geq 300 \text{ mm} \text{ avec } R = \phi/2$$

Vérification structurelle

Modèle géotechnique sous chargement transversal dynamique



[kN/m³/kN/m³/m³/kPa/°]

Remblais sableux $\gamma/\gamma'/c/\varphi = 17/19/0/30$ - $E_M = 5000 \text{ kN/m}^2$

Tourbe $\gamma/\gamma'/c/\varphi = 12/12/60/0$ - $2x E_M = 2x3000 \text{ kN/m}^2$

Sable compacte $\gamma/\gamma'/c/\varphi = 18/20/0/30$ - $E_M = 9000 \text{ kN/m}^2$

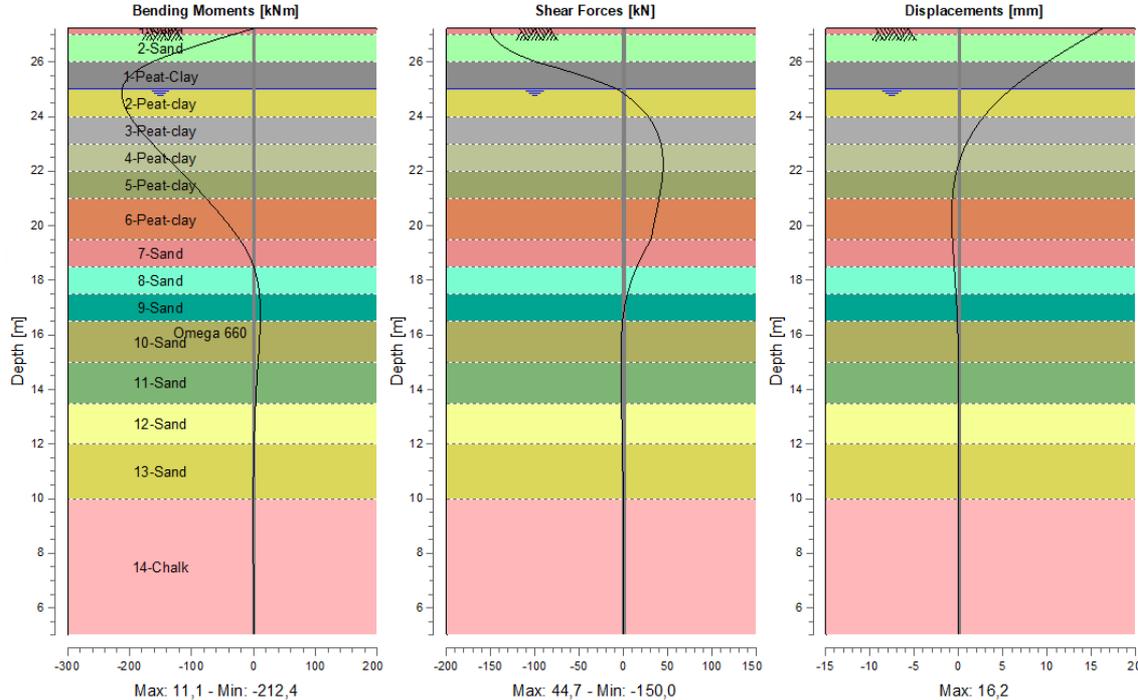
Craie compacte $\gamma/\gamma'/c/\varphi = 17/18/2/0$ - $2x E_M = 2x15\ 000 \text{ kN/m}^2$

La conversion $q_c \rightarrow E_m$ peut-être réalisée à l'aide de l'article [4]

Vérification structurelle

Efforts internes sous chargement transversal dynamique (Dsheets, Single Module Pile)

Moments/Forces/Displacements



$$M_{ACC,max} = 213 \text{ kNm}$$

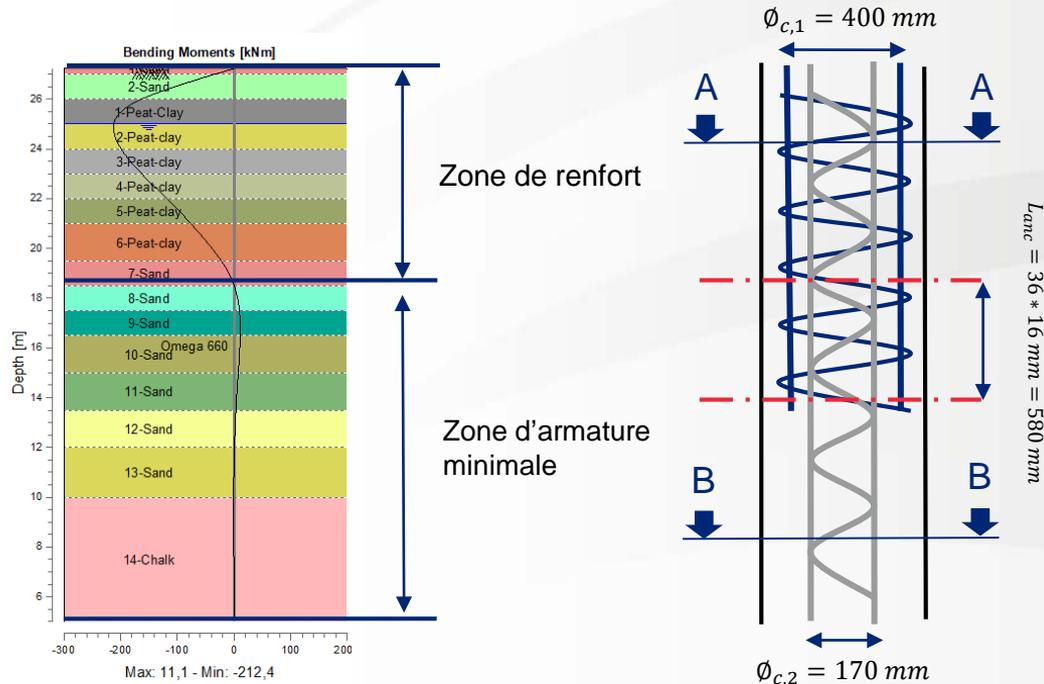
$$V_{ACC,max} = 150 \text{ kN}$$

$$N_{c,ACC,max} = 1575 \text{ kN}$$

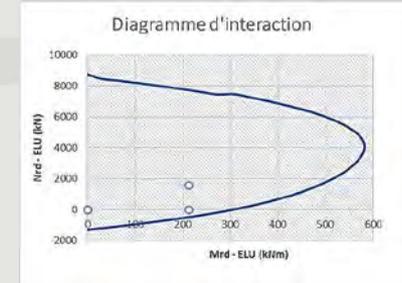
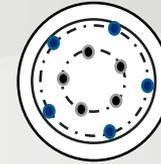
Vérification structurelle

Ferrailage des pieux sous chargement transversal dynamique

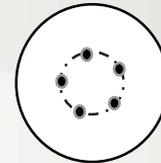
- Armatures longitudinales



Coupe A-A : 5x20mm + 5x16 mm



Coupe B-B : 5x20 mm

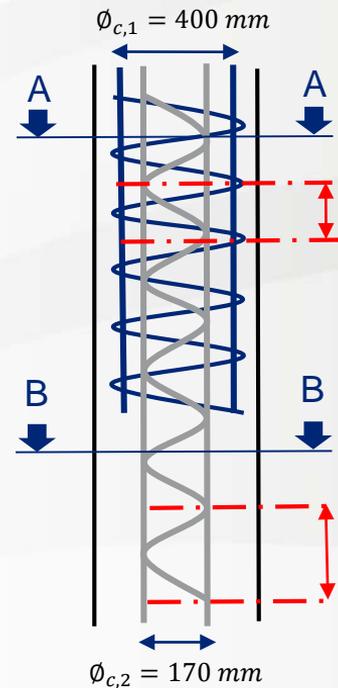
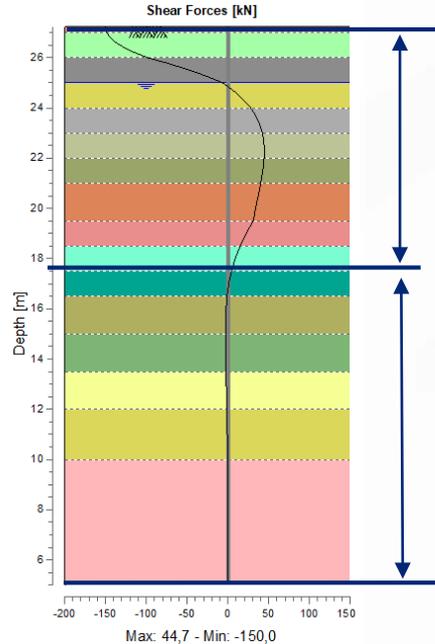


$$5 \times 314 \text{ mm}^2 > 0,5\% A_{pieu}$$

Vérification structurelle

Ferrailage des pieux sous chargement transversal dynamique

- Armatures transversales



$$k_s = \frac{1}{1 - 0,225 \times \frac{p_{\text{spir}}}{r_{\text{pieu}}}} \quad A_{\text{sp},\text{min}} = \frac{V_d \times k_s \times p_{\text{spir}}}{0,9 \times \frac{A_v}{r_{\text{pieu}}} \times f_{\text{sd}}} \quad [3]$$

Diamètre de la spire = 8 mm

$$P_{\text{spir},1} = 180\text{ mm}$$

$$k_s = \frac{1}{1 - 0,225 \times \frac{180\text{ mm}}{315\text{ mm}}} = 1,15$$

$$A_{\text{sp},\text{min}} = \frac{150\text{ kN} \times 1,15 \times 180\text{ mm}}{0,9 \times \frac{23 \cdot 10^4\text{ mm}^2}{315\text{ mm}} \times 500\text{ MPa}} = 95,60\text{ mm}^2 \sim 2 \times 8\text{ mm}$$

$$P_{\text{spir},2} = 300\text{ mm} > 0,5 \times D_{\text{pieu}} = 315\text{ mm}$$

Conclusion

■ Point de vue géotechnique

- Les charges sous conditions sismiques ne sont pas dimensionnantes pour la capacité portante (GEO) des pieux du cas pratique présenté mais déterminantes pour le ferrailage des pieux (STR)
- Le cas sismique en Belgique peut-être être vérifié à l'aide de l'approche 1/1 – [NBN EN 1997-1 ANB – 2.4.7.1]
- Nécessité d'adapter le modèle de calcul pour tenir compte du comportement du sol en condition sismique lors du calcul de la capacité portante

■ Point de vue structurel

- Une attention particulière doit être portée aux prescriptions de l'EC2 et l'EC8 sur le ferrailage des éléments primaires en béton armé
- Des développements doivent d'avantage être apportés sur le comportement des sections transversales circulaires en conditions sismiques

Merci pour votre attention !

Des questions ?

Bibliographie

- [1] – Dr. Ir. K. Thooft, *Empirische regels voor de interpretatie van sonderingen en het afleiden van mechanische parameters van grond in Vlaanderen*, Geotechniek, 2007.
- [2] – Fascicule 62 Titre V, *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Article 3, 1993.
- [3] – Ir. D.G Schaafsma & I. Feltham, *Dwarskrachtwapeningen in ronde kolommen en funderingspalen*, Cement, 2006.
- [4] – J-M. Vaillant & P. Aubrion, *Corrélations entre les résultats d'essais pressiométriques et de pénétration statique*, JNGG, 2014.