



FRANKI
FONDATION
FAYAT

LES NOUVEAUTES DE LA NF P 94-262

Michel GLANDY & J.-Paul VOLCKE

01

2IÈME PARTIE: ANNEXE

Michel Glandy

SOMMAIRE

- **Traction ELS qp**
- **Dispositions constructives**
- **Sismiques**
- **Prise en compte des tolérances d'excentrement**
- **Effet de groupe**
- **Calcul STR : béton**
- **Calcul STR : acier**
- **Efforts horizontaux : limitation en tête**

Traction ELSqp

$$F \leq 0.15 R_s$$

Tableau 8.9.1 — Essais à réaliser pour des pieux sollicités en compression et en traction ($F \leq 0,15R_s$)

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Pieux de classe 1 à 7 hormis les pieux de catégorie 10 (Annexe A)	Micropieux ou pieux de classe 8 et de catégorie 10 (Annexe A)
1	1	—	Essai de contrôle
	2		Essai de conformité
2	2	—	<u>ou</u> Essai de contrôle
	3		Essai préalable dans les sols argileux ($I_p > 20$)
3	3	—	Essai de conformité <u>et</u> Essai de contrôle

Cela revient à vérifier les pieux en traction à l'ESqp avec un coef de sécurité de 6 sans essais

03b

Traction ELSqp

$F > 0.15 R_s$

Tableau 8.9.2 — Essais à réaliser pour des pieux sollicités en traction ($F_{t,d} > 0,15R_s$)

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Pieux de classe 1 à 7 hormis les pieux de	Micropieux ou pieux de classe 8 et de catégorie
		catégorie 10 (Annexe A)	10 (Annexe A)
1	1	—	Essai de contrôle
	2	Essai de conformité	Essai de conformité
2	2	<u>ou</u> Essai de contrôle	<u>ou</u> Essai de contrôle
	3	Essai préalable dans les sols argileux ($I_p > 20$)	Essai préalable dans les sols argileux ($I_p > 20$)
3	3	Essai de conformité <u>et</u> Essai de contrôle	Essai de conformité <u>et</u> Essai de contrôle

Dispositions constructives

(2) Les pieux ou éléments de fondation en béton doivent être armés sur toute leur longueur dans les cas suivants :

- Ils sont soumis à des efforts de traction ;
- Ils sont inclinés ;
- Ils supportent des ouvrages tels des ponts.

(3) Les sections des pieux et éléments de fondations soumis à des efforts de flexion et de cisaillement pourront ne pas être armés à condition que cela puisse être justifié par le calcul.

(4) En cas d'arase basse de recépage supérieure à 2 m sous le niveau de la plateforme de travail, les pieux doivent être armés.

(5) Lorsque les armatures sont exigées, leur longueur doit permettre d'atteindre au moins le niveau correspondant à 4 m sous le niveau de recépage.

On n'est donc pas obligé d'armer les pieux toute hauteur

Dispositions constructives

(8) On peut ne pas armer vis-à-vis de l'effort tranchant les sections de pieux qui respectent toutes les conditions suivantes (Notes 1 à 3) :

- l'effet des actions dynamiques à l'ELS peut être ignoré ;
- l'effet des actions cycliques peut être ignoré ;
- leur diamètre est supérieur ou égal 400 mm ;
- le cisaillement est vérifié conformément à l'article 12.6.3 de la norme NF EN 1992-1-1. Toutefois, lorsque à l'ELU $N_{Ed}/A_c > 0,3f_{ck}$, il convient de vérifier : $\tau_{cp} < f_{ctd}/10$ (N_{Ed} désigne la valeur de calcul de l'effort normal dans une section de pieu).

Attention, cette dernière clause est très pénalisante et va à l'encontre des anciens errements qui postulaient que plus un pieu était comprimé, plus il avait de chance d'être entièrement comprimé et moins il y avait de risque à ne pas l'armer. Au contraire, plus le pieu travaille au-delà de $0.3 f_{ck}^*$ à l'ELU, plus le calcul du tranchant conduit à l'armer.

Sismique

5.1.6 Actions sismiques

(1) Le calcul des fondations profondes sous conditions sismiques ne relève pas directement de la présente norme. Les actions sismiques transmises par le terrain sont à calculer et à prendre en compte conformément aux spécifications de la norme NF EN 1998.

(2) La présente norme traite, en ce qui concerne la prise en compte de conditions sismiques, uniquement des facteurs partiels à appliquer sur la portance ou la résistance de traction d'une fondation profonde (Section 1 Clause (11)) (Note 1).

NOTE 1 – Dans le cadre de l'utilisation de modèles comportant des lois locales d'interaction sol-structure pour évaluer le comportement d'une fondation profonde sous chargement sismique, des indications relatives à l'estimation du module de réaction et du palier plastique sont données en annexe I.

- **On applique donc les mêmes facteurs partiels que pour les calculs à l'ELU**

Sismique

I.3 Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations sismiques

(1) Dans les cas usuels (Note 1), la loi d'interaction à prendre en compte vis-à-vis des sollicitations sismiques est définie comme suit :

- la réaction frontale est bornée par la valeur r_2 en tenant compte éventuellement de la diminution des caractéristiques mécaniques du sol sous l'effet des sollicitations cycliques du séisme ;
- le palier de la réaction tangentielle r_s est égal à la valeur définie ci-dessus à la clause I.1.3 (5) pour les sollicitations de courte durée d'application ;
- les valeurs des modules décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement peuvent être notablement plus élevées (Note 2) que celles définies pour les sollicitations de courte durée d'application (Figure I.1.4.1).

Note 1 – Cette clause ne s'applique pas au cas des sols liquéfiables.

Note 2 – Le facteur de majoration peut couramment atteindre une valeur égale à 3. Cette augmentation est liée à la variation du module de cisaillement du sol en fonction de la distorsion. Des informations plus précises sont disponibles dans des recommandations professionnelles.

- **Le palier est fixé à p_1 et non à p_f**
- **Le module de réaction peut être 6 fois plus fort qu'à LT**

Prise en compte des tolérances d'excentrement

Article 7.1.2 de la norme
d'exécution 1536

La conception des pieux doit
prendre en compte les
tolérances de construction

Prise en compte des tolérances d'excentrement

- Comment?
- C'est ce qu'expliquent la clause 4 du §12.1, l'annexe R et le chapitre 12.2.2

(4) L'annexe R a pour objet de définir comment la conception des pieux et micropieux doit prendre en compte les effets des tolérances d'exécution et venir ainsi en complément explicite de ce qu'imposent, pour ce sujet, les normes d'exécution des pieux forés, des pieux à refoulement et des micropieux.

La NAN complète donc les normes d'exécution, et n'est pas en opposition avec elles

Prise en compte des tolérances d'excentrement

Tout ne passe pas exclusivement dans les pieux

0

(3) Les effets des tolérances géométriques sont répartis entre la structure et les fondations (Notes 1 à 6) (Annexe R).

Note 1 – La répartition des efforts ultimes peut être non proportionnelle aux rigidités (faculté d'adaptation).

Note 2 – On privilégie un équilibrage local des efforts associés aux tolérances sans considérer un report global sur l'ensemble de la structure.

Note 3 – La structure est conçue et dimensionnée pour reprendre sa part des efforts.

Note 4 – La descente de charge sur les fondations inclut le résultat de cette répartition.

Prise en compte des tolérances d'excentrement

R2 Règles à préciser dans le projet de conception

(3) Par défaut, si le contrat ne le précise pas :

- les pieux sont justifiés vis-à-vis de la descente de charge qui est fournie ;
- la descente de charges est réputée prendre en compte les conséquences des défauts géométriques des pieux ;
- la tolérance d'exécution est égale à 0,15 m au niveau de la plateforme d'exécution et la tolérance d'inclinaison est égale à 3% si la technologie de pieux n'est pas figée ; dans le cas contraire, on applique celles des normes d'exécution ;
- les pieux sont réputés reliés par des chevêtres, longrines et murs croisés qu'il suffit de renforcer si les défauts géométriques de certains pieux excèdent les tolérances.

Cela signifie que si la ddc ne donne pas de moment en tête de pieux, cela suppose que la structure reprend les effets des tolérances d'excentrement

Prise en compte des tolérances d'excentrement

R3 Cas particuliers de pieux isolés soumis à une compression centrée

Dans ce cas, l'effet des tolérances est entièrement repris par les fondations

- (1) Ce cas est celui d'un pieu pour lequel les justifications de la structure portée ne mobilisent qu'une réaction verticale centrée, et dont la tête n'est pas reliée à des longrines croisées.
- (2) Les défauts géométriques se traduisent par des efforts parasites de flexion ; l'effort normal ultime maximal N_{lim} supportable par le pieu à l'ELU est calculé en tenant compte de ces efforts parasites maximaux.
- (3) L'effort normal N_{lim} reste plafonné à 65% de l'effort normal admissible pour une charge effectivement centrée.
- (4) Il est souvent opportun de prévoir un ferrailage minimum en partie supérieure de pieux en béton non armé pour faire face à de possibles chocs en phase travaux. Ce ferrailage augmente l'effort normal ultime maximal supportable par le pieu, puisque les moments générés par les défauts géométriques s'amortissent rapidement en s'éloignant de la surface du sol.

Pour des pieux TC, $f_c = 30 \text{ MPa}$, $k_1 = 1.35$, $f_{ck}^* = 22 \text{ MPa}$

Diam 62 cm : N plafonné à $0.3 * (22 * 0.3) * 0.65 = 1310 \text{ kN}$

Effet de groupe

1/ Suppression de la
formule de Converse
Labarre

2/ N'intervient que sur le
frottement
Pas sur la pointe

Effet de groupe

Au-delà de trois diamètres d'axe à axe :
pas d'effet de groupe

(2) Dans le cas d'un groupe de m lignes de n pieux fichés dans un sol homogène, à défaut de justification plus précise reposant sur des bases théoriques ou expérimentales, il convient de déterminer le coefficient d'efficacité C_e à partir des relations suivantes :

$$C_e = 1 \text{ lorsque } d \geq 3B \quad (\text{J.2.2})$$

$$C_e = \left(1 - C_d \left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) \right) \right) \text{ avec : } C_d = 1 - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) \text{ lorsque } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3 \quad (\text{J.2.3})$$

d est l'entraxe des pieux ;

Effet de groupe

J.5 Interaction de la pointe entre deux pieux voisins

(1) Il convient donc attirer l'attention des maîtres d'ouvrage sur le fait que les pieux qu'ils font construire en limite de propriété mobilisent le frottement du sol du voisin et peuvent avoir une portance réduite dans le temps à cause d'une construction voisine.

(2) A plus de 3 diamètres d'axe à axe, il n'y a pas d'interaction de la pointe d'un pieu sur le pieu voisin et donc la poussée latérale induite par un pieu sur l'autre quand le premier a son arase basse plus haute que le second est négligeable. En général, les moments résiduels laissent le pieu entièrement comprimé.

(3) On rappelle qu'un pieu réalisé après la mise en chargement d'un autre (cas de la construction différée de deux bâtiments voisins) n'est jamais affecté par la mobilisation de la pointe de cet autre pieu puisque l'état des contraintes du sol autour de ce nouveau pieu n'est pas modifié. En revanche, en cas de moins de 3 diamètres d'axe à axe, il y a lieu de vérifier l'incidence d'un pieu sur l'autre.

La « règle des semelles » ne s'applique pas aux pieux

Frottement négatif

Ne se cumule
qu'avec les charges
permanentes et la
partie quasi
permanente des
actions variables

Frottement négatif

Ne se calcule qu'à l'ELSqp

$$CP + G_{sn} + \psi_2 * Q$$

et à l'ELU

$$1,35 * CP + 1,35 * G_{sn} + \psi_2 * 1,5 * Q$$

(+ retrait, hors neige et vent)

STR béton ELU

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{\max}}{\gamma_c} \right) \quad (6.4.1.2)$$

$\alpha_{cc} = 1$ pour du béton armé, 0.8 pour du béton non armé

$\gamma_c = 1.5$ à l'ELU fondamental, 1.15 à l'ELU accidentel

k_3 dépend du contrôle renforcé effectué

STR acier tranchant

Extraits EC2 (6.2.3)

(3) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad \dots (6.8)$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad \dots (6.9)$$

Modifications EC7

12.2.3 Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes

(1) Il convient d'appliquer la norme NF EN 1992-1 dans le cas des pieux armés et la clause 12.2.1 (8) de la présente norme dans le cas des pieux non armés ou faiblement armés.

Note 1 – Dans le cas des éléments circulaires, pour le calcul de b_w (Article 6.2 de la Norme NF EN 1992-1-1), on pourra considérer le carré inscrit dans le cercle d'où $b_w = B/1,4$. Il convient de vérifier que les armatures longitudinales tendues soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant.

Cela revient à remplacer b_w par $B/1,4$ dans l'expression 6.9

STR acier tranchant

Extraits EC2 (6.2.3)

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

Les valeurs à utiliser pour v_1 sont les valeurs recommandées par les notes 1 et 2, conformes à l'annexe nationale de la norme NF EN 1992-1-1.

La valeur à utiliser pour α_{cw} , conforme à l'annexe nationale de la norme NF EN 1992-1-1, est celle recommandée dans le cas des section sans effort de traction.

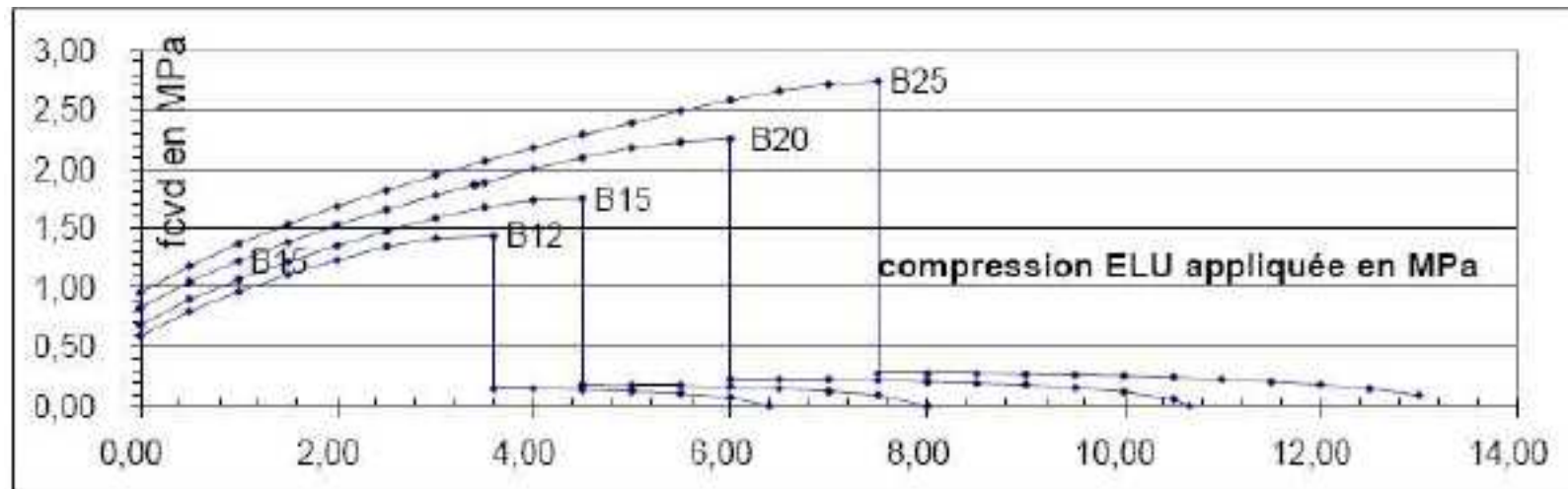
Dans le cas de la flexion composée avec traction, avec une membrure comprimée, il convient d'utiliser l'Expression (6.9) en remplaçant α_{cw} par $\alpha_{cw,t}$ avec $\alpha_{cw,t} = (1 + \sigma_{ct} / f_{ctm})$.

Le cas d'une section entièrement tendue n'est pas traité.

Cela signifierait que quand $abs(\sigma_{ct}) > f_{ctm} \rightarrow \alpha_{cw} = 0$
 $\rightarrow V_{rd,max} = 0$

STR acier non armé

On doit vérifier que le cisaillement est inférieur à f_{cvd}



Quand la compression ELU est supérieure à $0.3 * f_{ck}^*$, on doit vérifier que le cisaillement est inférieur à $0.1 * f_{cvd}$ (clause 12.2.1.2.7)

STR acier non armé

Exemple : C30, diam 60 cm, $k_2 = 1$, $k_1 = 1.35$,

$$f_{ck}^* = 22.22 \text{ MPa}, f_{cd} = 0.8 * f_{ck}^* / 1.5 = 11.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma \text{ admissible ELS} = 0.3 * f_{ck}^* = 6.67 \text{ MPa}$$

Si σ ELS entre 4.76 MPa et 6.67 MPa,

$$\text{Alors } \sigma \text{ ELU} = 1.4 \text{ ELS} > 0.3 f_{ck}^*$$

$$0.1 * f_{cvd} = 200 \text{ kPa}, \text{ soit } V_{ed} = (200 * (0.3/4/3)) = 40 \text{ kN}$$

Soit de l'ordre de 30 kN à l'ELS : très faible

STR acier non armé

Exemple : C30, diam 60 cm, $k_2 = 1$, $k_1 = 1.35$,

$CP = 1\ 400\ \text{kN}$, $Q = 400\ \text{kN}$, $V = -200\ \text{kN}$, $H_v = 60\ \text{kN}$

$ELU_1 : CP + V * 1.5 = 1\ 100\ \text{kN}$; $H = 90\ \text{kN}$; $l_0 = 2\ \text{m}$

→ $M = 60\ \text{kNm}$

→ $M/Q = 60/1100 = 6.6\ \text{cm} < \text{diam} / 8 = 7.7\ \text{cm}$

→ pas besoin d'armer vis-à-vis de la flexion

STR acier non armé

Exemple : C30, diam 60 cm, $k_2 = 1$, $k_1 = 1.35$,

$CP = 1\,400$ kN, $Q = 400$ kN, $V = -200$ kN, $H_v = 60$ kN

$$ELU_2 = 1.35CP + Q + 1.5V = 2\,120 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \sigma = 7 \text{ MPa} > 6.67 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau = Ved / (4/3S) = 433 \text{ kPa} > 0.1f_{c,vd} = 300 \text{ kPa}$$

\rightarrow il faut armer vis-à-vis de l'effort tranchant
 $1.35CP + 1.5V + Q$ devient plus défavorable que
 $CP + 1.5V$

Efforts horizontaux

On doit vérifier la résistance d'une fondation profonde vis-à-vis :

- * des combinaisons de charges les plus défavorables à l'ELU apportées par la structure d'une part,**
- * de la limitation de la contrainte de compression du béton à l'ELS,**
- * ainsi que de l'ouverture des fissures à l'ELS quasi permanent**

Efforts horizontaux

Il faut notamment prendre en compte pour vérifier **l'effort tranchant** et le moment fléchissant, les combinaisons qui correspondent (liste non limitative):

- au rapport M_{ed}/N_{ed} le plus fort d'une part, où N_{ed} est la charge verticale
- à un effort horizontal V_{ed} le plus fort d'autre part,
- au minimum et au maximum de N_{ed}

Réduction en tête

(1) Pour les zones proches de la surface, le module de réaction du sol et la valeur de palier doivent être minorés selon les dispositions suivantes :

- la profondeur z_c sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux est prise égale à $2.B$ pour les sols cohérents et à $4.B$ pour les sols frottants ;
- pour $z < z_c$, les lois effort-déplacement définies ci-dessus en I.1.3, I.1.4 et I.1.5 doivent être modifiées par une affinité (Figure I.1.6.1) :
 - d'axe δ ;
 - de direction r ;
 - de rapport : $0,5 \left[1 + \frac{z}{z_c} \right]$

Réduction en tête

solution analytique (Winkler) plus compliquée

(2) Pour simplifier les calculs, suivant le type de sols, il est admis de considérer un profil uniforme sur une hauteur de $2B$ ou $4B$ avec la loi applicable en tête et un palier limité à $0,7r_1$.

La solution analytique se simplifie alors en calculant K_f à partir de $E_m/2$, et en se limitant à $0.7 * p_f$