

Eurocode 7

Application aux fondations profondes (NF P94-262)



Guide méthodologique

Eurocode 7

Application aux fondations profondes (NF P94-262)



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de rédaction :

- Arnold BALLIERE (Cerema/DTerMed)
- Aurore BRACH (Cerema/DTecITM)
- Samuel HEUMEZ (Cerema/DTerIle-de-France)
- Frédéric JEANPIERRE (Cerema/DTerCE)
- Philippe LAHEURTE (Cerema/DTerSO)
- Benjamin LANDRY (Cerema/DTerOuest)
- Sophie LEGRAND (Cerema/DTerNP)

Groupe de relecture :

- Sébastien BURLON (IFSTTAR)
- Roger FRANK (ENpc)
- Catherine JACQUARD (FONDASOL)
- Agnès JOSEPH (Cerema/DTerCE)
- Jean-Pierre MAGNAN (IFSTTAR)

Remerciements :

- Gaël BONDONET (Cerema/DTecITM)
- Denis COUSIN (Cerema/DTecITM)
- Julien HABERT (Cerema/DterNP)
- Philippe JANDIN (Cerema/DTecITM)
- Jérôme MICHEL (Cerema/DTecITM)
- Frédéric ROCHER-LACOSTE (ex Cerema/DTecITM)
- Jérôme SALIBA (Cerema/DTerMed)

Coordination :

- Aurore BRACH (Cerema/DTecITM)





Sommaire

Sommaire	3
Avant-propos	5
Chapitre 1 - Généralités	7
1 - Contexte de la norme NF P94-262	7
2 - Situations de calcul et états limites	8
3 - Types de pieux	9
Chapitre 2 - Choix des approches de calcul pour la portance	10
1 - Choix d'une zone homogène	10
2 - Présentation des approches de calcul	10
3 - Choix entre les différentes approches	11
4 - Approches à partir des essais de sol	12
Chapitre 3 - Contraintes limites q_b et q_s	13
1 - Méthode pressiométrique	13
2 - Méthode pénétrométrique	18
Chapitre 4 - Portance : modèle de terrain	23
1 - Principe de la procédure dite du « modèle de terrain »	23
2 - Valeurs caractéristiques $q_{b,k}$ et $q_{s,i,k}$	23
3 - Détermination des valeurs caractéristiques	24
4 - Détermination des valeurs de calcul	25
Chapitre 5 - Portance : pieu modèle	27
1 - Principe de la procédure dite du « pieu modèle »	27
2 - Détermination des valeurs limites de résistance	27
3 - Détermination des valeurs caractéristiques des résistances	29
4 - Détermination des valeurs de calcul	33
Chapitre 6 - Essais de pieu	34
1 - Introduction	34
2 - Détails de la méthode de calcul de portance	34
Chapitre 7 - Tassements	37
1 - Préambule	37
2 - Combinaisons et situations de calcul	37
3 - Détermination du tassement	37
4 - Commentaires	39
Chapitre 8 - Charge transversale	40
1 - Préambule	40
2 - Principe des modèles de calcul	40
3 - Lois d'interaction sol-pieu	40
4 - Pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales	46



Chapitre 9 - Groupe de pieux	49
1 - Portance et résistance à la traction	49
2 - Tassements	54
Chapitre 10 - Résistance structurale	56
1 - Propriétés des matériaux pour les justifications des fondations profondes	56
2 - Propriétés des matériaux pour l'analyse structurale	58
3 - Justification des sections de béton armé	58
4 - Dispositions constructives	60
Chapitre 11 - Actions et sollicitations	63
1 - Actions	63
2 - Combinaisons d'actions	67
Chapitre 12 - Frottement négatif	74
1 - Principe et domaine d'application	74
2 - Frottement négatif sur un élément isolé de fondation	75
3 - Frottement négatif sur un élément de fondation au sein d'un groupe	80
4 - Cas particuliers pour les culées d'ouvrage	82
Chapitre 13 - Exemples	83
1 - Présentation des exemples	83
2 - Exemple 1 : Pieu modèle et tassement	84
3 - Exemple 2 : Pieu modèle et méthode statistique	91
4 - Exemple 3 : Micropieux et modèle de terrain	95
5 - Exemple 4 : Chargement transversal et résistance structurale	99
6 - Exemple 5 : Frottements négatifs	107
8 - Exemple 7 : Frottements négatifs et combinaisons d'actions	122
Annexe A - Logigrammes de synthèse	125
Notations et symboles utilisés	137
Bibliographie	140





Avant-propos

Après une longue période de préparation et d'écriture, le corpus normatif des Eurocodes a été mis en place. L'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), un des derniers nés de cette série de normes traitant du calcul des structures, permet une certaine uniformisation des pratiques au niveau européen pour le calcul des ouvrages géotechniques.

Cet Eurocode a pour objectif de fournir des outils de dialogue entre les différents corps de métier intervenant dans la justification d'un ouvrage géotechnique.

L'application de cet Eurocode se complète par des normes d'application nationales. En France, le choix a été pris de rédiger une norme d'application pour chacun des types d'ouvrages géotechniques : écrans (NF P94-272), remblais renforcés et massifs en sol cloué (NF P94-270), murs de soutènement (NF P94-281), fondations superficielles (NF P94-261) et fondations profondes (NF P94-262).

Pour aider à leur familiarisation, apprentissage et appropriation, la Direction technique Infrastructures de transport et matériaux du Cerema a décidé de publier une série de guides méthodologiques pour mieux appréhender ces cinq nouvelles normes.

Ce premier guide traite donc des fondations profondes de génie civil et de bâtiment, et s'appuie sur la norme d'application française NF P94-262. Il accompagne ainsi le changement des méthodes de calcul depuis le fascicule 62 Titre V du CCTG et le DTU 13.2 vers la nouvelle norme d'application française. Le guide est aussi un moyen de lever des doutes sur l'utilisation de la norme NF P94-262 et de permettre son interprétation, et donc son utilisation au quotidien.

Il ne dispense pas de se référer à la norme NF P94-262 et à la norme NF EN 1997-1, traitant des fondations profondes, ainsi qu'à l'ensemble des autres Eurocodes le cas échéant.

Ce guide se veut un lien entre les ingénieurs de calcul de structures et les géotechniciens afin de mettre en place une meilleure synergie entre ces deux domaines techniques et de co-concevoir les fondations profondes des bâtiments ou des ouvrages de génie civil. Le vocabulaire commun défini par l'Eurocode 7 et la norme NF P94-262 y est présenté et détaillé afin d'améliorer les échanges lors de la conception.

Le guide présente et décrit les procédures et méthodes de calcul nécessaires au dimensionnement des fondations profondes. Il contient aussi des exemples détaillés de justifications qui complètent le corps du guide, afin d'aider le lecteur à prendre en main ces nouvelles méthodes. Des logigrammes de synthèse viennent s'ajouter à l'ensemble pour permettre de suivre les différentes étapes nécessaires au calcul des résistances du terrain et des autres éléments nécessaires à la justification des fondations profondes.

Dans le corps du guide, les points particuliers sont identifiés par des encadrés en rose ; ils permettent d'apporter des explications sur la norme et son application. Les renvois aux normes sont indiqués en *grisé et italique*, et sans précision, il s'agit de la norme NF P94-262 objet de ce guide. Ces nombreux renvois permettent de conserver un lien fort vers la norme de référence.

(1) Au 1^{er} janvier 2014, les 8 CETE, le Certu, le Cetmef et le Sétra ont fusionné pour donner naissance au Cerema.





Chapitre 1

Généralités

1 - Contexte de la norme NF P94-262

La norme française NF P94-262 « Justification des ouvrages géotechniques – Fondations profondes » est une norme d'application nationale de l'Eurocode 7 « Calcul géotechnique » norme NF EN 1997-1. Contrairement aux autres Eurocodes, pour les justifications géotechniques, chaque pays précise dans son corpus normatif les méthodes de calcul permettant d'appliquer l'Eurocode 7.

Cette norme est donc la description des méthodes de justifications des fondations profondes valables en France, que ce soient des structures de génie civil ou des bâtiments, pour des ouvrages de catégorie géotechnique 2⁽²⁾ (définie par le Tableau 1). Cette norme regroupe les procédures courantes utilisées en France pour le calcul des fondations profondes (celles figurant dans les référentiels comme le Fascicule 62 – Titre V du CCTG et la norme NF P11-212-2 – ex DTU 13.2) ainsi que celles recommandées dans la norme NF EN 1997-1.

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique ^(a)	Base des justifications
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissances géotechniques qualitatives admises
	Complexes	2	Reconnaissances géotechniques et calculs nécessaires
CC2	Simple		
	Complexes	3	Reconnaissances géotechniques et calculs approfondis
CC3	Simple ou complexes		

^(a) Il n'y a pas de règles établies pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique, toutefois, on considère qu'un ouvrage fondé sur pieux relève au moins de la catégorie géotechnique 2, et on classe en catégorie géotechnique 3 les ouvrages établis dans un site instable, ou dans des conditions de risques sismiques importants, ou dans des sols évolutifs ou sensibles, les ouvrages nucléaires, de stockage GNL, etc.

Tableau 1 : Catégories géotechniques en fonction des classes de conséquence et des conditions de site [Tableau P.3.1]

Ces méthodes de justifications sont basées sur l'Eurocode 7 et sont donc des méthodes de type semi-probabiliste avec une sécurité prise en compte au travers de coefficients partiels.

Sont concernés par cette norme les éléments de fondation ayant un élancement élevé⁽³⁾ : pieux, micropieux, barrettes ou puits, qu'il s'agisse de fondations profondes, d'inclusions rigides ou de fondations composites. Les justifications des fondations superficielles et semi-profondes sont traitées dans la norme NF P94-261.

Cette norme comporte cependant des nouveautés :

- six nouvelles catégories conventionnelles de sol qui sont définies dans son Annexe B parmi lesquelles on ne retrouve plus la catégorie des roches dures, dont le dimensionnement relève des méthodes de la mécanique des roches⁽⁴⁾ (non traité par la norme NF P94-262) ;

(2) Ce sont des ouvrages classiques qui ne présentent pas de risque exceptionnel, ni des conditions de terrain ou de chargements difficiles [NF EN 1997-1 2.1 (17)]. Les principes de la norme peuvent être appliqués pour d'autres ouvrages plus complexes en y ajoutant les vérifications complémentaires nécessaires pour prendre en compte la complexité de l'ouvrage et/ou du site.

(3) Une fondation d'élancement élevé correspond à une longueur du pieu D 5 fois supérieure à la largeur ou au diamètre B.

(4) Pour le dimensionnement des fondations au rocher, le lecteur pourra éventuellement se référer au guide Fondations au rocher - Reconnaissance des massifs rocheux, conception et dimensionnement des fondations. Guide technique. Sétra, octobre 2009, 108p. (référence Sétra : 0947)



- un découpage nouveau des types de pieux selon leur mise en œuvre ;
- des méthodes et des procédures de calcul basées sur l'analyse statistique d'une base de données, en conservant la cohérence avec les anciennes méthodes de justification françaises.

2 - Situations de calcul et états limites

La norme NF P94-262 ne s'applique pleinement qu'aux fondations profondes soumises à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs. Les situations sismiques sont donc peu traitées par cette norme [1 (11) NOTE 1 et 5.1.6] et ne sont pas abordées dans ce guide.

Les vérifications des états limites ultimes (ELU) portent sur la portance (ou la résistance à la traction), la résistance structurale des éléments de fondation, la stabilité vis-à-vis des déplacements et la stabilité générale⁽⁵⁾.

Les vérifications des états limites de service (ELS) portent sur les charges de fluage, les déplacements, le fonctionnement et la durabilité des éléments de fondation.

L'ensemble des justifications de fondations profondes est à mener pour les états limites et les situations de projets suivants (Tableau 2).

Situations de projet	États limites	Types d'État Limite
Situations durables - phase exploitation définitive (l'ouvrage est construit et supporte les charges d'exploitation définitives) - phase d'exploitation provisoire (l'ouvrage est construit, mais il supporte des charges d'exploitation provisoires, comme par exemple des charges de chantier de l'itinéraire)	ELS Caractéristiques	GEO
		STR
	ELS Quasi-permanents	GEO
		STR
	ELS Fréquents ⁽⁶⁾	STR
	ELU Fondamentaux	GEO
STR		
ELU Stabilité générale	UPL	
Situations transitoires - phase de construction	ELS Caractéristiques	GEO
		STR
	ELU Fondamentaux	GEO
		STR
Situations accidentelles	ELU Accidentels	UPL
		GEO
		STR

Tableau 2 : Situations de calcul à vérifier aux états limites pour une fondation profonde

En France, pour les justifications géotechniques des états limites ultimes en situations durables et transitoires, deux approches de prise en compte de la sécurité sont possibles⁽⁷⁾ [NF EN 1997-1/NA 2.4.7.3.4.1 (1)] :

- approche 2 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les résistances du terrain par des facteurs partiels de sécurité [NF EN 1997-1 2.4.7.3.4.3 (1) NOTE 1] ;
- approche 3 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les paramètres de résistance du terrain par des facteurs partiels de sécurité [NF EN 1997-1 2.4.7.3.4.4 (1) NOTE 1].

En France, le choix a été fait de recommander l'approche de calcul 2 pour les justifications des états limites STR⁽⁸⁾ et GEO⁽⁸⁾ (dès lors que l'on a des actions géotechniques⁽⁹⁾) de manière générale.

L'approche de calcul 3 peut être utilisée en France pour les vérifications de la stabilité générale d'un site, la stabilité d'ensemble des écrans, des ouvrages en remblais renforcés ou des massifs en sols cloués et pour les analyses limites d'interaction sol-structure.

(5) Justification non traitée dans ce guide mais le lecteur peut se reporter au chapitre 13 de la norme NF P94-262.

(6) Utilisée pour les justifications de type STR (vérification de la fissuration du béton armé pour les ouvrages d'art).

(7) Seules les approches 2 et 3 sont utilisées en France. L'approche 1 est décrite dans l'article 2.4.7.3.4.2 de la norme NF EN 1997-1.

(8) Etats limites structure (STR) et géotechniques (GEO). Plus de précisions sont disponibles dans les Eurocodes 0 et 7 [normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1].

(9) Certaines exceptions sont possibles et sont décrites dans l'Eurocode 0, ses annexes et ses annexes nationales [NF EN 1990/NA A1.3.1 pour les bâtiments et NF EN 1990/A1/NA A2.3.1 (5) pour les ponts et passerelles].



3 - Types de pieux

La norme NF P94-262 introduit une nouvelle classification des pieux. Ainsi, les fondations profondes sont réparties en 8 classes et 20 catégories, qui sont décrites dans l'Annexe A (informative) de la norme. On trouve les pieux forés (classe 1 – catégories 1 à 5), y compris ceux réalisés à la tarière creuse (classe 2 – catégorie 6), les pieux vissés (classe 3 – catégories 7 et 8), les pieux battus (classes 4 à 6 – catégories 9 à 15), les palplanches (classe 7 – catégorie 16) et les micropieux ou pieux injectés (classes 1 bis et 8 – catégories 17 - 18 et 19 - 20).

Pour plus de précisions sur les modes d'exécution, le lecteur est invité à se reporter aux normes d'exécutions européennes suivantes :

- NF EN 1536 – Pieux forés ;
- NF EN 1538 – Parois moulées ;
- NF EN 12063 – Rideaux de palplanches ;
- NF EN 12699 – Pieux refoulant le sol ;
- NF EN 14199 – Micropieux.



Choix des approches de calcul pour la portance

1 - Choix d'une zone homogène

L'ensemble des approches de calcul de la portance nécessite une certaine homogénéité des terrains (donc l'absence de variation brutale de la lithologie ou des cotes du terrain naturel...).

La définition de zones géotechniquement homogènes est une étape primordiale qui demande une compétence géologique et géotechnique. Que la conception se base sur une procédure de modèle de terrain ou de pieu modèle ou à partir d'essais de chargement, cette étape reste prépondérante, tant vis-à-vis de la réduction des incertitudes inhérentes à l'étude du sol, que vis-à-vis du calcul.

C'est pourquoi, quelle que soit l'approche choisie, l'établissement d'un modèle géologique et géotechnique constitue une étape indispensable en préalable à tout choix de l'approche de calcul.

2 - Présentation des approches de calcul

La norme NF P94-262 détaille dans l'article 8.5.2 les différentes approches de calcul de la portance caractéristique.

Deux grands groupes d'approches de calcul permettent la détermination de la capacité portante :

- à partir de résultats de profils d'essais de sols (pressiomètre, pénétromètre) ;
- à partir de résultats d'essais de chargement de pieux.

Les approches de calcul de la portance caractéristique à partir des résultats des profils d'essais de sols (méthodes semi-empiriques) peuvent être appliquées avec deux procédures :

- procédure dite du « modèle de terrain » qui se base sur les sondages existants pour réaliser un modèle géotechnique représentatif : pour chaque couche du modèle on détermine les valeurs caractéristiques ;
- procédure dite du « pieu modèle » qui consiste à réaliser directement des calculs de portance pour chaque profil de sols obtenus par des sondages avec essais pressiométriques ou pénétrométriques : les valeurs des résistances limites sont déterminées pour chaque sondage et la dispersion spatiale est prise en compte soit par la méthode décrite dans la norme NF P94-262, soit par une analyse statistique à partir de l'annexe D de l'Eurocode 0.

Les approches de calcul de la portance caractéristique à partir des résultats d'essais de chargement de pieux sont applicables selon des procédures de calcul dont la validité a été démontrée [8.5.2 (1) NOTE 7].

La description de ces trois approches est détaillée dans les chapitres suivants (3 puis 4 à 6). Toutefois l'application de ces diverses approches et procédures nécessite la définition d'une zone géotechniquement homogène.

Le logigramme suivant (Figure 1) permet de synthétiser les différentes approches.

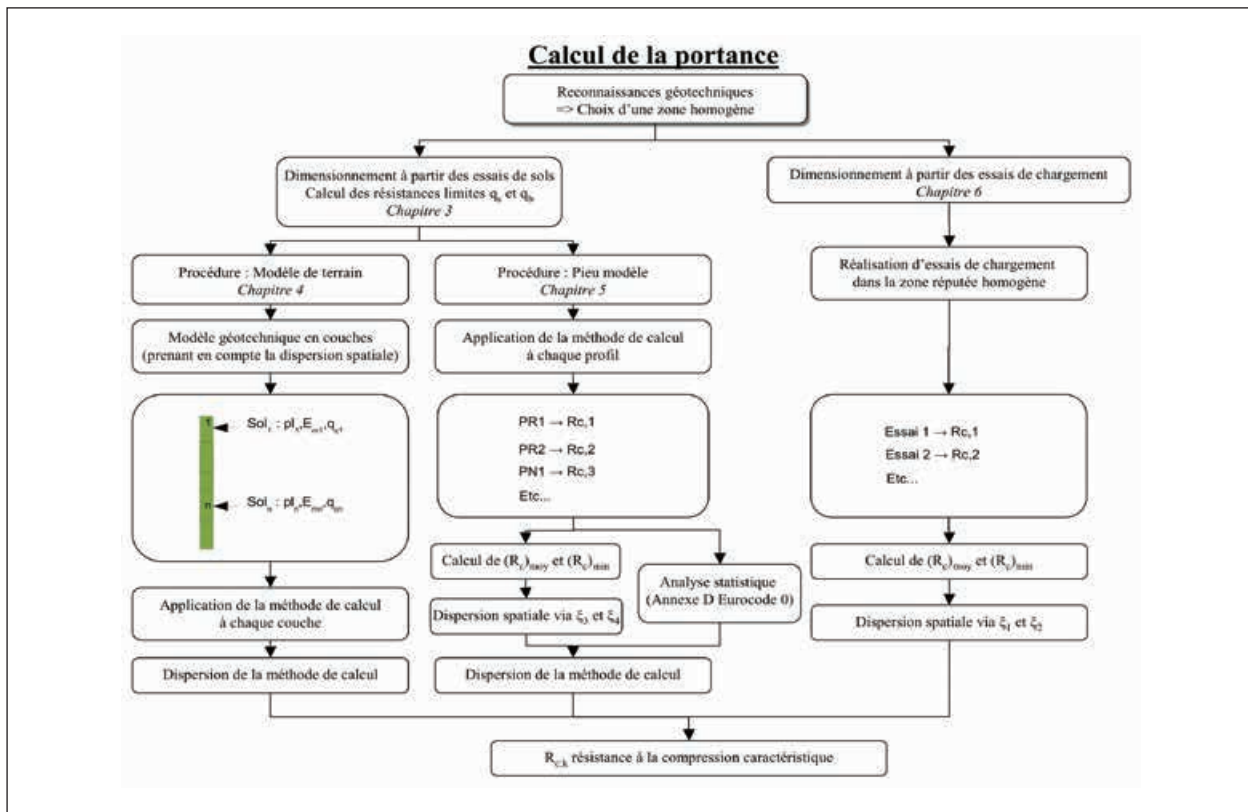


Figure 1 : Organisation des différentes approches

3 - Choix entre les différentes approches

Le choix entre les différentes approches est guidé par le type de données d'entrée : essais de sol ou essais de chargement.

Le choix de l'approche par essais de chargement peut être intéressante pour l'optimisation de la portance notamment dans le cas des technologies de type micropieux ou pour les pieux ancrés dans la craie et pour lesquels le coefficient de modèle donné par la norme NF P94-262 (à partir d'essais de sol) traduisant la dispersion de la méthode de calcul est plus important.

Pour les approches à partir d'essais de sol, le choix entre les différentes procédures doit être réalisé au plus tard durant les études de projet [8.5.2 (3)] ; il est recommandé de le faire lors de l'avant-projet.

Le choix de la procédure de calcul peut être guidé par différents critères tels que :

- la variabilité géologique et mécanique ;
- la densité des reconnaissances ;
- le type d'ouvrage (bâtiment, génie civil, mécanismes de rupture associés).

Si suffisamment de données sont disponibles pour permettre l'élaboration d'un modèle fiable alors le choix ira plutôt vers la procédure du modèle de terrain (avec réalisation de calculs paramétriques si nécessaires).

Si des informations tardives remettent en cause ce choix, il peut être modifié mais ce n'est pas le caractère plus ou moins conservatif de la procédure qui doit guider ce choix [8.5.2 (3) NOTE 1].

Dans le cas particulier d'un unique sondage réalisé à moins de 5 m d'un appui les valeurs mesurées peuvent s'appliquer telles quelles pour la procédure du modèle de terrain [8.5.2 (3) NOTE 2]. Les deux procédures sont alors équivalentes. Cependant il faut vérifier que la stratigraphie est régulière, le sol homogène et la surface d'investigation limitée ($S < 100 \text{ m}^2$).



4 - Approches à partir des essais de sol

La détermination des valeurs de calcul par les approches semi-empiriques est basée sur des essais au pressiomètre⁽¹⁰⁾ ou au pénétromètre statique à pointe mécanique ou électrique, au cône sans jupe⁽¹¹⁾.

Ces deux types d'essai et leurs résultats permettent dans un premier temps de calculer les valeurs des contraintes limites :

- q_b pour la contrainte limite de pointe ;
- q_s pour la contrainte limite de frottement axial unitaire.

Ces méthodes de calcul sont décrites dans le chapitre 3 du présent guide.

Ces valeurs sont alors les données d'entrée des deux procédures au choix :

- modèle de terrain ;
- pieu modèle.

Ces procédures permettent d'obtenir les valeurs caractéristiques puis de calcul des résistances du terrain. Elles sont décrites respectivement dans les chapitres 4 et 5 de ce guide.

L'annexe A du présent guide contient des logigrammes résumant le déroulé des différentes méthodes et procédures :

- essais pressiométriques et modèle de terrain (logigrammes 1 et 3) ;
- essais pénétrométriques et modèle de terrain (logigrammes 2 et 3) ;
- essais pressiométriques et pieu modèle (logigrammes 4 et 6) ;
- essais pénétrométriques et pieu modèle (logigrammes 5 et 6).

(10) NF EN ISO 22476-4 : Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place – Partie 4 : Essai pressiométrique Ménard. En cours de parution lors de la publication de ce guide.

(11) NF EN ISO 22476-1 : Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place – Partie 1 : Essai de pénétration au cône et au piézocône électrique. Dans le cas où ce n'est pas un cône sans jupe qui est utilisé, il convient de diviser la valeur de résistance à la pénétration mécanique par un coefficient correcteur de l'ordre de 1,3. Ce coefficient permet de ne pas sous-dimensionner la fondation.





Chapitre 3

Contraintes limites q_b et q_s

1 - Méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique permet, soit pour chaque couche du modèle géotechnique retenue, soit pour chaque valeur d'essai pressiométrique, de déterminer la contrainte limite du terrain sous la base du pieu q_b et la contrainte limite de frottement axial unitaire q_s à partir d'essais réalisés au pressiomètre « Ménard ⁽¹²⁾ ».

Trois calculs détaillés mettant en œuvre la méthode pressiométrique sont présentés respectivement dans les exemples 2, 4 et 5 dans le chapitre 13 du présent guide.

La méthode décrite dans ce chapitre est synthétisée dans les deux logigrammes 1 et 4 en annexe A du présent guide.

1.1 - Calcul de la contrainte limite de pointe q_b

À partir des résultats pressiométriques, la contrainte limite du terrain sous la base du pieu se détermine de la façon suivante :

$$q_b = k_p p_{le}^* \quad [\text{Formule F.4.2.1}]$$

avec k_p : facteur de portance pressiométrique ;
 p_{le}^* : pression limite nette équivalente.

La contrainte totale verticale existant dans le terrain au niveau de la base du pieu au moment des travaux q_0 n'est prise en compte que dans des cas particuliers tels qu'un sol très léger, un phénomène de frottement négatif important ou encore d'une fondation profonde dépassant au-dessus du terrain. Dans ce cas, il convient de prendre en compte le poids propre de la fondation dans les actions s'appliquant à la fondation [9.2.1 (1) NOTE 1].

En effet, lors de l'exploitation de la base de données des essais de pieux, ce terme n'a pas été pris en compte pour déterminer les paramètres des méthodes semi-empiriques.

La pression limite nette équivalente se calcule, pour une formation porteuse homogène (sol de nature unique et valeurs maximales de p_i^* ne dépassant pas 2 fois les valeurs minimales), selon la Figure 2.

$$p_{le}^* = \frac{I}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz$$

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2}; 0,5 \right\}$$

$b = \min \{ a; h \}$ avec h la hauteur de la fondation comprise dans la formation porteuse

[Formules F.4.2.3, F.4.2.4 et F.4.2.5]

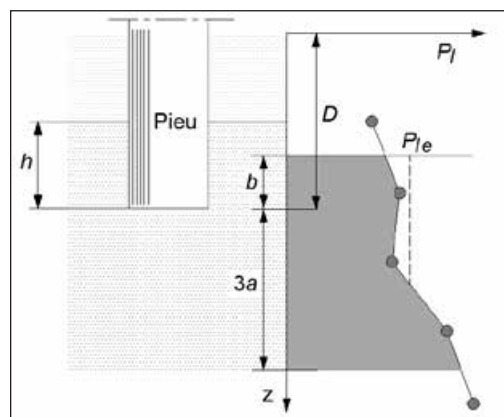


Figure 2 : Détermination de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

(12) NF EN ISO 22476-4 : Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place – Partie 4 : Essai pressiométrique Ménard. En cours de parution lors de la publication de ce guide.



La valeur de k_p dépend de la classe du pieu, de la catégorie conventionnelle du terrain et de l'encastrement effectif D_{ef} .

Le tableau F.4.2.1 de la norme NF P94-262 donne la valeur de k_{pmax} en fonction de la classe de pieu [Annexe A], et des 5 catégories conventionnelles du terrain [Annexe B] (Tableau 3).

		Catégorie de terrain [Annexe B]				
Terrain		Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols Intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
Classe de pieu						
1		1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2		1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3		1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	Classe de pieu [Annexe A]	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5 #		1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6 #		1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7 #		1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8		1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)

Tableau 3 : Valeur de k_{pmax} en fonction de la classe de pieu et des catégories de terrain [Tableau F.4.2.1]

À noter qu'il existe des restrictions particulières, signalées dans le tableau F.4.2.1 (Tableau 3) :

(#) Pieux métalliques de catégories 13, 14 et 16 : la valeur de k_p est divisée par deux si la mise en œuvre est faite par vibrofonçage.

(a) Ces valeurs prévalent pour les roches altérées ou fragmentées à caractère rocheux. La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées meubles⁽¹³⁾ peut être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

(b) Pour les micropieux, le terme de pointe n'est pas pris en compte.

La catégorie « sols intermédiaires » représente une nouveauté par rapport aux règles antérieures. Le type de terrain définitif à retenir pour le calcul à partir des données pressiométriques est à déterminer en fonction de la nature prépondérante du terrain (par exemple, pour un sable argileux on choisira la seconde « Sables », mais pour une argile sableuse on choisira la colonne « Argiles »).

La réalisation d'essais de laboratoire à partir, par exemple, de sondages carottés peut constituer un moyen de déterminer les classes de terrain avec précision (classifications des sols) : les essais in situ ne sont pas toujours un moyen efficace de classer les sols.

(13) Par opposition aux roches altérées ou fragmentées à caractère rocheux dominant à modules pressiométriques supérieurs à 50 MPa.



Enfin, pour obtenir le coefficient de portance pressiométrique k_p à partir de k_{pmax} il reste à évaluer l'influence de l'encastrement effectif D_{ef} . Cet encastrement effectif se détermine d'après la Figure 3.

$$D_{ef} = \frac{I}{p_{ic}^*} \int_{D-h_D}^D p_l^*(z) dz \quad [Formule F.4.2.6]$$

$$h_D = \min(10B; D)$$

Au minimum, l'encastrement effectif dans la couche porteuse est pris égal à 3 diamètres ou 1,50 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m. Moyennant la garantie d'une bonne exécution, cette valeur peut être limitée à 0,5 m. [F.4.2 (5) NOTE 1]

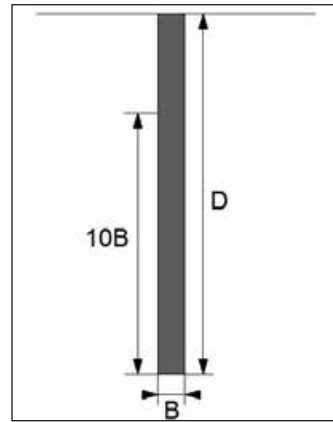


Figure 3 : Détermination de l'encastrement effectif

Pour les pieux très élancés, les terrains de surface situés à plus de 10B de la pointe du pieu ne sont donc pas pris en compte dans le calcul de l'encastrement effectif.

k_p s'obtient alors de la façon suivante :

- lorsque D_{ef}/B est supérieur à 5 : $k_p = k_{pmax}$;
- lorsque D_{ef}/B est inférieur à 5 : $k_p = I + (k_{pmax} - I) \left(\frac{D_{ef}/B}{5} \right)$.

1.2 - Calcul de la contrainte de frottement axial unitaire q_s

À partir des résultats pressiométriques, la valeur du frottement axial unitaire q_s se calcule de la façon suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(p_l^*(z)) \leq q_{smax} \quad [Formule F.5.2.1] \text{ et Tableau 6}$$

Le paramètre f_{sol} (paramètre intermédiaire ne dépendant que du terrain) se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$f_{\text{sol}}(p_l^*) = (a p_l^* + b) \left(1 - e^{-c p_l^*} \right) \quad [Formule F.5.2.2]$$

On notera que cette formule s'applique avec p_l^* exprimé en MPa, et a, b (en MPa), c (en MPa⁻¹) sont choisis d'après le tableau F.5.2.2 (Tableau 4). La valeur de f_{sol} obtenue est alors en MPa.

Catégorie de terrain [Annexe B]					
Catégorie de sol	Argile % CaCO3 < 30 % Limon Sols Intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

Tableau 4 : Valeurs des paramètres pour déterminer f_{sol} [Tableau F.5.2.2]



Les courbes f_{sol} correspondantes sont visibles à la figure F.5.2.1 de la norme NF P94-262.

$\alpha_{pieu-sol}$ se détermine en fonction de la catégorie de pieux et du type de terrain (Tableau 5).

Catégorie de terrain [Annexe B]							
Catégorie de pieu	Abrév.	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols Intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
1 ##	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2 ##	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0,7	0,6	0,5	0,9	---
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	1,25	1,4	1,7	1,4	---
5 ##	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1,3	---	---	---	---
6	FTC, FTCD	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	VM	Vissé moulé	1,9	2,1	1,7	1,7	---
8	VT	Vissé tubé	0,6	0,6	1	0,7	---
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1,1	1,4	1	0,9	---
10	BE	Battu enrobé (béton - mortier - coulis)	2	2,1	1,9	1,6	---
11	BM	Battu moulé	1,2	1,4	2,1	1	---
12	BAF	Battu acier fermé	0,8	1,2	0,4	0,9	---
13 #	BAO	Battu acier ouvert	1,2	0,7	0,5	1	1
14 #	HB	Profilé H battu	1,1	1	0,4	1	0,9
15	HBi	Profilé H battu injecté	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16 #	PP	Palplanches battues	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	M1	Micropieu type I	---	---	---	---	---
18	M2	Micropieu type II	---	---	---	---	---
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

Tableau 5 : Valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$ en fonction des catégories de terrain et de pieux [Tableau F.5.2.1]



Les valeurs de frottement axial unitaire obtenues par le produit $\alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}$ sont à comparer avec les valeurs maximales prescrites pour q_{smax} (Tableau 6) (Attention, les valeurs sont données en kPa).

Catégorie de terrain [Annexe B]							
Catégorie de pieu	Abrév.	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa				
			Argile % CaCO3 < 30 % Limon Sols Intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
1 #	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	90	90	200	170	200
2 #	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	90	90	200	170	200
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	50	50	50	90	---
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	90	90	170	170	---
5 #	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	90	---	---	---	---
6	FTC, FTCD	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	90	170	200	200	200
7	VM	Vissé moulé	130	200	170	170	---
8	VT	Vissé tubé	50	90	90	90	---
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	130	130	90	90	---
10	BE	Battu enrobé (béton - mortier - coulis)	170	260	200	200	---
11	BM	Battu moulé	90	130	260	200	---
12	BAF	Battu acier fermé	90	90	50	90	---
13 #	BAO	Battu acier ouvert	90	50	50	90	90
14 #	HB	Profilé H battu	90	130	50	90	90
15	HBi	Profilé H battu injecté	200	380	320	320	320
16 #	PP	Palplanches battues	90	50	50	90	90
17	M1	Micropieu type I	---	---	---	---	---
18	M2	Micropieu type II	---	---	---	---	---
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	200	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	200	440	440	440	500

Tableau 6 : Valeurs de frottement axial unitaire maximum q_{smax} selon le type de pieu et la catégorie de terrain [Tableau F.5.2.3]



À noter qu'il existe là aussi des restrictions particulières :

(#) Pieux métalliques catégorie 13, 14 et 16 : on applique un abattement de 30 % sur q_s si la mise en œuvre est faite par vibrofonçage.

(##) Pieux de grande longueur : on applique un abattement de 50 % sur la valeur de frottement sur les sections de pieu situées à 25 m ou plus au-dessus de la pointe (prise en compte de l'incidence du passage répété de l'outil).

2 - Méthode pénétrométrique

La méthode pénétrométrique permet, soit pour chaque couche du modèle géotechnique retenu, soit pour chaque valeur d'essai pénétrométrique, de déterminer la contrainte limite du terrain sous la base du pieu q_b et la contrainte limite de frottement axial unitaire q_s à partir d'essais réalisés au pénétromètre statique.

Deux calculs détaillés mettant en œuvre la méthode pressiométrique, sont présentés respectivement dans les exemples 1 et 3 du chapitre 13 du présent guide.

La méthode décrite dans ce chapitre est synthétisée dans les deux logigrammes 2 et 5 en annexe A du présent guide.

2.1 - Calcul de la contrainte limite de pointe q_b

À partir des résultats pénétrométriques, la contrainte limite du terrain sous la base du pieu se détermine de la façon suivante :

$$q_b = k_c q_{ce} \quad [\text{Formule G.4.2.1}]$$

avec k_c : facteur de portance pénétrométrique ;

q_{ce} : résistance à la pénétration équivalente.

La contrainte totale verticale existant dans le terrain au niveau de la base du pieu au moment des travaux q_0 n'est prise en compte que dans des cas particuliers tels qu'un sol très léger, un phénomène de frottement négatif important ou encore d'une fondation profonde dépassant au-dessus du terrain. Dans ce cas, il convient de prendre en compte le poids propre de la fondation dans les actions s'appliquant à la fondation [9.2.1 (1) NOTE 1].

La résistance à la pénétration équivalente, pour une formation porteuse homogène (sol de nature unique et valeurs maximales de q_c ne dépassant pas 2 fois les valeurs minimales), se calcule selon la Figure 4.

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0,5\right\}$$

$$b = \min\{a; h\}$$

avec h la hauteur de la fondation comprise dans la formation porteuse

[Formules G.4.2.3, G.4.2.4 et G.4.2.5]

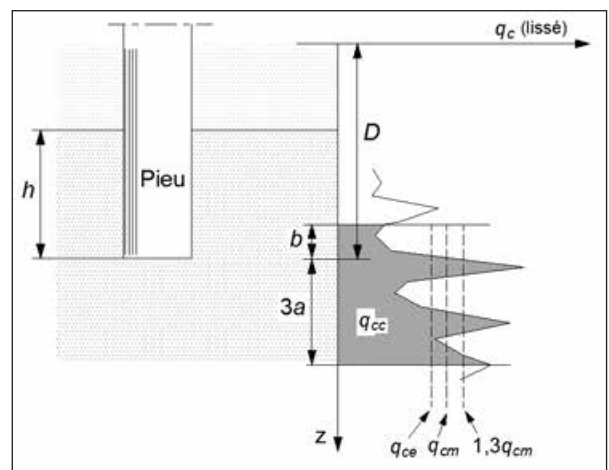


Figure 4 : Détermination de la résistance à la pénétration équivalente q_{ce}

La valeur de k_c dépend de la classe du pieu, de la catégorie conventionnelle du terrain et de l'encastrement effectif D_{ef} .

Le tableau G.4.2.1 de la norme NF P94-262 (Tableau 7) donne la valeur de k_{cmax} en fonction de la classe de pieu, et des six catégories conventionnelles de terrain.



		Catégorie de terrain [Annexe B]				
Terrain	Argile % CaCO3 < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
Classe de pieu						
1	0,4 (b)	0,3 (b)	0,2 (b)	0,3 (b)	0,3 (b)	0,3 (b)
2	0,45	0,3	0,25	0,3	0,3	0,3
3	0,5	0,5	0,5	0,4	0,35	0,35
4	0,45	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
5 #	0,35	0,3	0,25	0,15	0,15	0,15
6 #	0,4	0,4	0,4	0,35	0,2	0,2
7 #	0,35	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
8	0,45 (b)	0,3 (b)	0,2 (b)	0,3 (b)	0,3 (b)	0,25 (b)

Tableau 7 : Valeur de k_{cmax} en fonction de la classe de pieu et des catégories de terrain [Tableau G.4.2.1]

À noter qu'il existe des restrictions particulières, signalées dans le tableau G.4.2.1 par (a) (b) et (#) :

(#) Pieux métalliques de catégorie 13, 14 et 16 : la valeur de k_c est divisée par deux si la mise en œuvre est faite par vibrofonçage.

(a) Ces valeurs prévalent pour les roches altérées ou fragmentées à caractère rocheux. La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées meubles⁽¹⁴⁾ peut être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

(b) Pour les micropieux, le terme de pointe n'est pas pris en compte.

La catégorie « sols intermédiaires » représente une nouveauté par rapport aux règles antérieures. Elle correspond par exemple aux argiles sableuses ou sables argileux, dont le comportement est intermédiaire entre celui des argiles et celui des sables.

Enfin, pour obtenir le coefficient de portance pénétrométrique k_c à partir de k_{cmax} il reste à évaluer l'influence de l'encastrement effectif D_{ef} . Cet encastrement effectif se détermine à partir de la Figure 5.

$$D_{ef} = \frac{l}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^D q_c(z) dz \quad [Formule G.4.2.6]$$

$$h_D = \min(10B; D)$$

Au minimum, l'encastrement effectif dans la couche porteuse est pris égal à 3 diamètres ou 1,50 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m. Moyennant la garantie d'une bonne exécution, cette valeur peut être limitée à 0,5 m. [G.4.2 (6) NOTE 1].

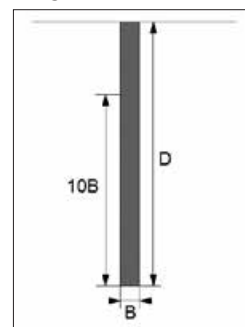


Figure 5 : Détermination de l'encastrement effectif



Pour les pieux très élancés, les terrains de surface situés à plus de 10B de la pointe du pieu ne sont donc pas pris en compte dans le calcul de l'encastrement effectif.

k_c s'obtient alors de la façon suivante :

- lorsque D_{ef}/B est supérieur à 5 : $k_c = k_{c\ max}$;
- lorsque D_{ef}/B est inférieur à 5, k_c dépend du type de terrain :
 - pour les argiles et limons : $k_c = 0,3 + (k_{c\ max} - 0,3) \frac{(D_{ef}/B)}{5}$;
 - pour les sols intermédiaires : $k_c = 0,2 + (k_{c\ max} - 0,2) \frac{(D_{ef}/B)}{5}$;
 - pour les sables et graves : $k_c = 0,1 + (k_{c\ max} - 0,1) \frac{(D_{ef}/B)}{5}$;
 - pour la craie et les calcaires marneux, marnes, et roches altérées et fragmentées :

$$k_c = 0,15 + (k_{c\ max} - 0,15) \frac{(D_{ef}/B)}{5}$$

2.2 - Calcul de la contrainte de frottement axial unitaire q_s

À partir des résultats pénétrométriques, la valeur du frottement axial unitaire q_s se calcule de la façon suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}(q_c(z)) \leq q_{s\ max} \quad [\text{Formule G.5.2.1}] \text{ et tableau 10}$$

Le paramètre f_{sol} (paramètre intermédiaire ne dépendant que du terrain) se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$f_{\text{sol}}(q_c) = (a q_c + b) (1 - e^{-c q_c}) \quad [\text{Formule G.5.2.2}]$$

On notera que cette formule s'applique avec q_c exprimé en MPa, et a, b (en MPa), c (en MPa⁻¹) sont choisis d'après le tableau G.5.2.2 (Tableau 8). La valeur de f_{sol} obtenue est alors en MPa.

Catégorie de terrain [Annexe B]						
Catégorie de sol	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols Intermédiaires	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
a	0,0018	0,0015	0,0012	0,0015	0,0015	0,0015
b	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
c	0,4	0,25	0,15	0,25	0,25	0,25

Tableau 8 : Valeurs des paramètres pour déterminer $f_{\text{sol}}^{(15)}$ [Tableau G.5.2.2]

(14) Par opposition aux roches altérées ou fragmentées à caractère rocheux dominant présentant un refus au pénétromètre statique.

(15) L'attention du lecteur est attiré sur le fait que lors de la première édition de la norme, les valeurs de a et b étaient inversées. Celles données ici sont celles de la nouvelle édition rectifiée.



Les courbes f_{sol} correspondantes sont visibles à la figure G.5.2.1 de la norme NF P94-262.

$\alpha_{pieu-sol}$ se détermine en fonction de la catégorie de pieux et de la catégorie conventionnelle de terrain (Tableau 9).

Catégorie de terrain [Annexe B]								
Catégorie de pieu	Abrév.	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sol intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
1 #	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	0,55	0,65	0,70	0,80	1,40	1,50
2 #	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	0,65	0,80	1,00	0,80	1,40	1,50
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0,35	0,40	0,40	0,25	0,85	---
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	0,65	0,80	1,00	0,75	0,13	---
5 #	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	0,70	0,85	---	---	---	---
6	FTC, FTCD	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	0,75	0,90	1,25	0,95	1,50	1,50
7	VM	Vissé moulé	0,95	1,15	1,45	0,75	1,60	---
8	VT	Vissé tubé	0,30	0,35	0,40	0,45	0,65	---
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	0,55	0,65	1,00	0,45	0,85	---
10	BE	Battu enrobé (béton - mortier - coulis)	1,00	1,20	1,45	0,85	1,50	---
11	BM	Battu moulé	0,60	0,70	1,00	0,95	0,95	---
12	BAF	Battu acier fermé	0,40	0,50	0,85	0,20	0,85	---
13 #	BAO	Battu acier ouvert	0,60	0,70	0,50	0,25	0,95	0,95
14 #	HB	Profilé H battu	0,55	0,65	0,70	0,20	0,95	0,85
15	HBi	Profilé H battu injecté	1,35	1,60	2,00	1,10	2,25	2,25
16 #	PP	Palplanches battues	0,45	0,55	0,55	0,20	1,25	1,15
17	M1	Micropieu type I	---	---	---	---	---	---
18	M2	Micropieu type II	---	---	---	---	---	---
19	PIGU MIGU	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	1,35	1,60	2,00	1,10	2,25	2,25
20	PIRS MIRS	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	1,70	2,05	2,65	1,40	2,90	2,90

Tableau 9 : Valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$ en fonction des catégories de terrain et de pieux [Tableau G.5.2.1]

Les valeurs de frottement axial unitaire obtenues par le produit $\alpha_{pieu-sol} f_{sol}$ sont à comparer avec les valeurs maximales prescrites pour q_{smax} données par le tableau G.5.2.3 (Tableau 10) (Attention les valeurs sont données en kPa).



Catégorie de terrain [Annexe B]								
Catégorie de pieu	Abrév.	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa					
			Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sol intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et calcaire -marneux	Roche altérée et fragmentée
1 ##	FS	Foré simple (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
2 ##	FB	Foré boue (pieux et barrettes)	90	90	90	200	170	200
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	50	50	50	50	90	---
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	90	90	90	170	170	---
5 ##	FSR, FBR, PU	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	90	90	---	---	---	---
6	FTC, FTCD	Foré tarière creusée simple rotation, ou double rotation	90	90	170	200	200	200
7	VM	Vissé moulé	130	130	200	170	170	---
8	VT	Vissé tubé	50	50	90	90	90	---
9	BPF, BPR	Battu béton préfabriqué ou précontraint	130	130	130	90	90	---
10	BE	Battu enrobé (béton - mortier - coulis)	170	170	260	200	200	---
11	BM	Battu moulé	90	90	130	260	200	---
12	BAF	Battu acier fermé	90	90	90	50	90	---
13 #	BAO	Battu acier ouvert	90	90	50	50	90	90
14 #	HB	Profilé H battu	90	90	130	50	90	90
15	HBi	Profilé H battu injecté	200	200	380	320	320	320
16 #	PP	Palplanches battues	90	50	50	50	90	90
17	M1	Micropieu type I	---	---	---	---	---	---
18	M2	Micropieu type II	---	---	---	---	---	---
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	200	380	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	200	200	440	440	440	500

Tableau 10 : Valeurs de frottement axial unitaire maximum q_{smax} selon le type de pieu et la catégorie de terrain [Tableau G.5.2.3]

À noter qu'il existe là aussi des restrictions particulières :

(#) Pieux métalliques de catégorie 13, 14 et 16 : on applique un abattement de 30 % sur q_s si la mise en œuvre est faite par vibrofonçage.

(##) Pieux de grande longueur : on applique un abattement de 50 % sur la valeur de frottement sur les sections de pieu situées à 25 m ou plus au-dessus de la pointe (prise en compte de l'incidence du passage répété de l'outil).





Chapitre 4

Portance : modèle de terrain

Pour le calcul de la portance, deux calculs détaillés utilisant la procédure modèle de terrain, avec essais pressiométriques ou essais pénétrométriques, sont présentés respectivement dans les exemples 3 et 4 dans le chapitre 13 du présent guide. Les méthodes décrites dans ce chapitre sont synthétisées dans les trois logigrammes 1 à 3 en annexe A du présent guide.

1 - Principe de la procédure dite du « modèle de terrain »

Le principe de la procédure « modèle de terrain » est de déterminer les valeurs caractéristiques de portance à partir des valeurs caractéristiques de la résistance de pointe et du frottement axial unitaire dans les différentes couches d'un modèle géotechnique du site, éventuellement découpé en zones géotechniquement homogènes.

Afin de déterminer la portance d'une fondation profonde, les trois étapes sont :

- détermination des valeurs limites pour chaque couche de sol et de leurs valeurs caractéristiques respectives $q_{b;k}$ et $q_{s;i;k}$ (avec q_b valeur de la pression résistante limite à la base de la fondation, $q_{s,i}$ valeur du frottement axial unitaire limite pour chaque couche de sol) ;
- détermination des valeurs caractéristiques par application des coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ ⁽¹⁶⁾ et de méthode $\gamma_{R;d2}$ ⁽¹⁷⁾ : $R_{c;k}$ valeur caractéristique de la résistance en compression, $R_{c;cr;k}$ valeur caractéristique de la charge de fluage en compression, $R_{t;k}$ valeur caractéristique de la résistance à la traction, $R_{t;cr;k}$ valeur caractéristique de la charge de fluage en traction ;
- et enfin détermination des valeurs de calcul par application des facteurs partiels de résistance : $R_{c,d}$ valeur de calcul de la résistance en compression, $R_{c;cr,d}$ valeur de calcul de la charge de fluage en compression, $R_{t,d}$ valeur de calcul de la résistance à la traction, $R_{t;cr,d}$ valeur de calcul de la charge de fluage en traction.

Les deux premières étapes dépendent du type d'essais de sol : pressiomètre ou pénétromètre. Le calcul se base sur un modèle géotechnique déterminé en amont de la procédure. La dernière étape pour déterminer les valeurs caractéristiques et de calcul des résistances est identique que l'on utilise des résultats pressiométriques ou pénétrométriques (paragraphe 3 - Valeurs caractéristiques et 4 - Valeurs de calcul).

2 - Valeurs caractéristiques $q_{b;k}$ et $q_{s;i;k}$

Dans un premier temps, il faut calculer, à partir des méthodes pressiométriques ou pénétrométriques du chapitre 3 de ce guide, les valeurs suivantes :

- la contrainte limite de rupture du terrain à la base du pieu q_b pour la couche porteuse ;
- les valeurs des contraintes limites de frottement axial unitaire $q_{s,i}$ pour chaque couche du modèle de terrain retenu.

2.1 - Calcul de la valeur caractéristique $q_{b;k}$ (pointe)

À partir de la valeur de q_b , on détermine ensuite la valeur caractéristique $q_{b;k}$ en appliquant un coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ et un coefficient de méthode $\gamma_{R;d2}$, présent uniquement pour la procédure modèle de terrain, à la valeur limite q_b selon le type de pieu et le type d'essai de sol. On utilise la formule suivante pour déterminer la valeur caractéristique $q_{b;k}$:

$$q_{b;k} = \frac{q_b}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}} \quad [\text{Formule 9.2.4.3}]$$

(16) Coefficient calé de manière à obtenir au maximum 15 % de mise en défaut sur les valeurs caractéristiques des résistances limites en compression pour les méthodes utilisées (pénétrométrique ou pressiométrique). [9.2.5 (1) NOTE 1]

(17) $\gamma_{R;d2}$ est calé sur les coefficients de sécurité des anciennes méthodes de dimensionnement et a pour but d'assurer une cohérence entre les deux procédures « pieu modèle » et « modèle de terrain ».



Les valeurs de $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ se déduisent du Tableau 11 pour la méthode pressiométrique et du Tableau 12 pour la méthode pénétrométrique à partir des catégories de pieux [Tableau A.1].

Comme le nombre d'essais expérimentaux réalisés à partir d'essais pénétrométriques est moins important que celui des essais pressiométriques et que les résultats sont plus dispersés, les valeurs du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ sont plus importantes pour la méthode pénétrométrique que pressiométrique.

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction	$\gamma_{R;d2}$ compression	$\gamma_{R;d2}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,4	1,1	1,1
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,4	1,7	1,1	1,1
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0	1,1	1,1

Tableau 11 : Coefficients partiels de modèle et de méthode pour la méthode pressiométrique [Tableau F.2.1]

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction	$\gamma_{R;d2}$ compression	$\gamma_{R;d2}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,18	1,45	1,1	1,1
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,45	1,75	1,1	1,1
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0	1,1	1,1

Tableau 12 : Coefficients partiels de modèle et de méthode pour la méthode pénétrométrique [Tableau G.2.1]

2.2 - Calcul de la valeur caractéristique $q_{s;ik}$ (frottement axial)

À partir des valeurs de $q_{s;ik}$ pour chaque couche i , on détermine ensuite les valeurs caractéristiques $q_{s;ik}$ en appliquant un coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ et un coefficient de méthode $\gamma_{R;d2}$ aux valeurs limites $q_{s;i}$ selon le type de pieu et le type d'essai de sol (pressiomètre ou pénétromètre). On utilise la formule suivante pour déterminer la valeur caractéristique $q_{s;ik}$ pour chaque couche de sol du modèle retenu :

$$q_{s;ik} = \frac{q_{s;i}}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}} \quad [\text{Formule 9.2.4.4}]$$

Les valeurs de $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ se déduisent du Tableau 11 pour la méthode pressiométrique et du Tableau 12 pour la méthode pénétrométrique.

3 - Détermination des valeurs caractéristiques

Une fois les valeurs de $q_{b;k}$ et $q_{s;ik}$ déterminées d'après les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique, la suite des étapes est identique et décrite dans les paragraphes 3 et 4 de ce chapitre.

3.1 - Valeur caractéristique de la résistance de pointe $R_{b;k}$

On détermine la valeur caractéristique de la résistance de pointe par la formule suivante :

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad [\text{Formule 9.2.4.1}]$$

avec A_b : surface de la base de la fondation.

Pour le calcul de cette section selon le type de pieu, certaines règles particulières sont à appliquer.

Cas des profilés métalliques (classes 5 à 7) :

La section A à retenir pour les pieux métalliques ne correspond pas uniquement à la section de l'acier (Figure 6). La section A inclut les épaisseurs de matériaux.

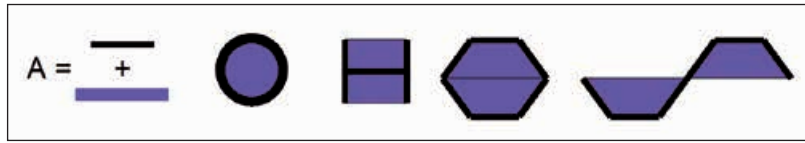


Figure 6 : Section A à retenir pour les pieux métalliques

Les coefficients minorateurs qui existaient dans les règles antérieures (fascicule 62 Titre V du CCTG et DTU 13.2) pour prendre en compte les possibles remontées du sol à l'intérieur des profilés tubulaires, ou entre les ailes du H, sont désormais intégrés dans la détermination des k_p .

3.2 - Valeur caractéristique de la résistance de frottement axial $R_{s;k}$

On détermine la valeur caractéristique de résistance de frottement axial par la formule suivante :

$$R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad [\text{Formule 9.2.4.2}]$$

avec $A_{s;i}$: section latérale du fût (hauteur x périmètre).

Cas particulier : choix du périmètre pour les profilés métalliques (classes 5 à 7) (Figure 7).



Figure 7 : Périmètre P_s à retenir pour les pieux métalliques

Comme pour la résistance de pointe, les coefficients minorateurs sont directement intégrés dans les valeurs de q_s .

3.3 - Valeurs caractéristiques de portance $R_{c;k}$ et de résistance à la traction $R_{t;k}$

On détermine les valeurs caractéristiques de la portance (compression) et de la résistance à la traction par les formules suivantes :

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad \text{et} \quad R_{t;k} = R_{s;k} \quad [\text{Formule 10.2.4.1}]$$

3.4 - Valeurs caractéristiques des charges de fluage $R_{c;cr;k}$ et $R_{t;cr;k}$

On détermine les valeurs caractéristiques des charges de fluage en compression et en traction par les formules suivantes :

- valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

$$R_{c;cr;k} = 0,5 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \quad \text{pour les fondations mises en œuvre sans refoulement du sol} \quad [\text{Formule 14.2.2.1}]$$

$$R_{c;cr;k} = 0,7 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \quad \text{pour les fondations mises en œuvre avec refoulement du sol} \quad [\text{Formule 14.2.2.3}]$$

- valeur caractéristique de charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k} \quad [\text{Formules 14.2.2.2 et 14.2.2.4}]$$

4 - Détermination des valeurs de calcul

Les valeurs de calcul des résistances sont obtenues de la manière suivante :

- valeur de calcul de la résistance en compression :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad [\text{Formule 9.2.1.2}] \quad \text{ou} \quad R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad [\text{Formule 9.2.1.3}]$$



- valeur de calcul de la résistance à la traction :

$$R_{t;d} = \frac{R_{tik}}{\gamma_{st}} \quad [\text{Formule 10.2.1.2}]$$

- valeur de calcul de la charge de fluage en compression :

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \quad [\text{Formule 14.2.1.2}]$$

- valeur de calcul de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}} \quad [\text{Formule 14.2.1.4}]$$

Les valeurs des coefficients partiels γ_t γ_b γ_s $\gamma_{s;t}$ γ_{cr} $\gamma_{s;cr}$ sont issues des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2, 14.2.1.1 et 14.2.1.2 de la norme et sont données dans le tableau 13.

	ELU Situations durables et transitoires	ELU Situations accidentelles
γ_t	1,1	1,0
γ_b	1,1	1,0
γ_s	1,1	1,0
$\gamma_{s;t}$	1,15	1,05
	ELS Combinaisons caractéristiques	ELS Combinaisons quasi-permanentes
γ_{cr}	0,9	1,1
$\gamma_{s;cr}$	1,1	1,5

Tableau 13 : Valeurs des coefficients de sécurité sur la résistance à la compression et à la traction aux états limites

Pour les différents cas de charges, on vérifie alors :

- à l'ELU :
 - $F_{c;d} \leq R_{c;d}$ ($F_{c;d}$ valeur de calcul de la charge axiale en compression) ;
 - $F_{t;d} \leq R_{t;d}$ ($F_{t;d}$ valeur de calcul de la charge de traction axiale) ;
- à l'ELS :
 - $F_d \leq R_{c;cr;d}$ (F_d valeur de calcul de la charge axiale en compression) ;
 - $F_d \leq R_{t;cr;d}$ (F_d valeur de calcul de la charge axiale en traction).

Pour plus d'information sur les actions, le lecteur est invité à consulter le chapitre 11 du présent guide.





Chapitre 5

Portance : pieu modèle

Trois calculs détaillés utilisant la procédure dite du « pieu modèle » pour le calcul de la portance, avec essais pressiométriques ou pénétrométriques, sont présentés respectivement dans les exemples 1, 2 et 5 dans le chapitre 13 du présent guide.

Les méthodes décrites dans ce chapitre sont synthétisées dans les trois logigrammes 4 à 6 en annexe A du présent guide.

1 - Principe de la procédure dite du « pieu modèle »

Le principe de la procédure « pieu modèle » est de déterminer les valeurs caractéristiques de portance à partir de N portances calculées pour chacun des N sondages situés au sein d'une zone géotechnique homogène et d'en faire une analyse statistique.

Afin de déterminer la portance d'une fondation profonde, les trois étapes sont :

- détermination des valeurs limites brutes (R_b résistance de pointe, R_s résistance en frottement axial, R_c résistance en compression, $R_{c,cr}$ charge de fluage en compression, R_t résistance à la traction, $R_{t,cr}$ charge de fluage en traction) ;
- puis détermination des valeurs caractéristiques par combinaison de l'ensemble des valeurs brutes et application du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ ⁽¹⁸⁾ ($R_{c,k}$ valeur caractéristique de la résistance en compression, $R_{c,cr,k}$ valeur caractéristique de la charge de fluage en compression, $R_{t,k}$ valeur caractéristique de la résistance à la traction, $R_{t,cr,k}$ valeur caractéristique de la charge de fluage en traction) ;
- et enfin détermination des valeurs de calcul par application des facteurs partiels de résistance ($R_{c,d}$ valeur de calcul de la résistance en compression, $R_{c,cr,d}$ valeur de calcul de la charge de fluage en compression, $R_{t,d}$ valeur de calcul de la résistance à la traction, $R_{t,cr,d}$ valeur de calcul de la charge de fluage en traction).

Les deux premières étapes dépendent du type d'essais de sol pour déterminer les valeurs caractéristiques : pressiomètre ou pénétromètre (paragraphe 2 de ce présent chapitre). La dernière étape pour déterminer les valeurs de calcul est identique que l'on utilise des résultats pressiométriques ou pénétrométriques (paragraphe 3 de ce présent chapitre).

2 - Détermination des valeurs limites de résistance

2.1 - Calcul de la résistance limite de pointe R_b

À partir des résultats pressiométriques ou pénétrométriques et de la valeur de q_b déterminée pour chaque sondage, la résistance limite de pointe se détermine de la façon suivante :

$$R_b = A_b q_b \quad [\text{Formules F.4.1 et G.4.1}]$$

avec A_b : section du pieu à sa base ;

q_b : contrainte limite en pointe.

Cas des profilés métalliques (classes 5 à 7) :

La section A à retenir pour les pieux métalliques ne correspond pas uniquement à la section de l'acier (Figure 8). La section A inclut les épaisseurs de matériaux.

⁽¹⁸⁾ Coefficient calé de manière à obtenir au maximum 15 % de mise en défaut sur les valeurs caractéristiques des résistances limites en compression pour les méthodes utilisées (pénétrométrique ou pressiométrique) [9.2.5 (1) NOTE 1].

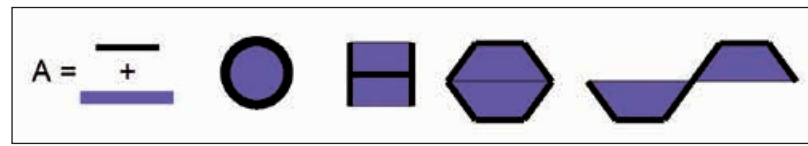


Figure 8 : Section A à retenir pour les pieux métalliques

Les coefficients minorateurs qui existaient dans les règles antérieures (fascicule 62 titre V du CCTG et DTU 13.2) pour prendre en compte les possibles remontées du sol à l'intérieur des profilés tubulaires, ou entre les ailes du H, sont déjà pris en compte dans la détermination des k_p .

2.2 - Calcul de la résistance limite par frottement axial R_s

À partir des résultats pressiométriques ou pénétrométriques et des valeurs de q_s déterminées pour chaque essai de chaque sondage, la résistance limite par frottement axial (appelée anciennement frottement latéral) se calcule de la façon suivante :

$$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz \quad [\text{Formules F.5.1 et G.5.1}]$$

avec P_s : périmètre du pieu ;

q_s : frottement axial unitaire.

Cas particulier : choix du périmètre pour les profilés métalliques (classes 5 à 7) (Figure 9).



Figure 9 : Périmètre P_s à retenir pour les pieux métalliques

Comme pour la résistance de pointe, les coefficients minorateurs sont directement intégrés dans le choix de q_s .

2.3 - Détermination des valeurs limites des résistances R_c , R_t , $R_{c,cr}$ et $R_{t,cr}$

Les valeurs limites des résistances s'obtiennent alors de la manière suivante :

- valeur limite de la résistance en compression :

$$R_c = R_b + R_s \quad [\text{Formules F.3.1 et G.3.1}]$$

- valeur limite de la résistance à la traction :

$$R_t = R_s \quad [\text{Formules F.3.2 et G.3.2}]$$

- valeur limite de la charge de fluage en compression :

$$R_{c,cr} = 0,5 R_b + 0,7 R_s \quad \text{pour les fondations mises en œuvre sans refoulement du sol}$$

$$R_{c,cr} = 0,7 R_b + 0,7 R_s \quad \text{pour les fondations mises en œuvre avec refoulement du sol}$$

- valeur limite de la charge de fluage en traction :

$$R_{t,cr} = 0,7 R_s = 0,7 R_t$$



3 - Détermination des valeurs caractéristiques des résistances

Le principe de la procédure « pieu modèle » est de calculer la portance caractéristique à partir de N valeurs limites de portance, calculées pour chacun des N sondages situés dans une zone géotechnique homogène.

Pour obtenir la valeur caractéristique de la portance à partir des N portances, deux possibilités sont offertes :

- utiliser les coefficients ξ_3 et ξ_4 issus des annexes C et E de la norme NF P94-262 ;
- réaliser une approche statistique directe (en utilisant l'article D.7.2 de la norme NF EN 1990).

3.1 - Calcul des valeurs caractéristiques à partir de ξ_3 et ξ_4

Les N sondages pressiométriques PR1, PR2, ...PRN permettent de calculer N valeurs différentes de R_b , R_s , R_c et R_t en utilisant directement les valeurs de chacun des sondages. À partir de PR1, on obtiendra donc R_{b1} , R_{s1} , R_{c1} et R_{t1} . À partir de PR2, on aura R_{b2} , R_{s2} , R_{c2} et R_{t2} ...

Les valeurs caractéristiques des résistances sont alors obtenues de la manière suivante :

- valeur caractéristique de la résistance en compression :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moy}}}{\xi_3}, \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [\text{Formule 9.2.3.1}]$$

- valeur caractéristique de la résistance à la traction :

$$R_{t;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_t)_{\text{moy}}}{\xi_3}, \frac{(R_t)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [\text{Formule 10.2.3.1}]$$

- valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

- pour les fondations mises en œuvre sans refoulement du sol :

- dans le cas où la valeur moyenne de la résistance en compression gouverne c'est-à-dire si $R_{c;k} = \frac{(R_c)_{\text{moy}}}{\gamma_{R;d1} \xi_3}$
alors $R_{c;cr;k} = 0,5 \cdot R_{c;k} + 0,2 \cdot R_{t;k}$;

- dans le cas où la valeur minimale de la résistance en compression gouverne c'est-à-dire si $R_{c;k} = \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\gamma_{R;d1} \xi_4}$
alors $R_{c;cr;k} = R_{c;k} \left[0,5 + 0,2 \cdot \frac{(R_s)_{\text{moy}}}{(R_c)_{\text{moy}}} \right]$;

- pour les fondations mises en œuvre avec refoulement du sol : $R_{c;cr;k} = 0,7 R_{c;k}$;

- valeur caractéristique de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = 0,7 R_{t;k}$$

Remarque :

La norme donne aussi les formules suivantes pour le calcul des valeurs caractéristiques des charges de fluage en compression et en traction.

$R_{c;cr;k} = 0,5 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k}$ pour les pieux sans refoulement du sol, $R_{c;cr;k} = 0,7 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k}$ pour les pieux avec refoulement du sol et $R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$ avec $R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$ et $\frac{R_{b;k}}{R_{c;k}} = \frac{(R_b)_{\text{moy}}}{(R_c)_{\text{moy}}}$
[Formules 9.2.3.5 et 9.2.3.6]



avec

- $(R_c)_{\text{moy}}, (R_t)_{\text{moy}}, (R_b)_{\text{moy}}$ et $(R_s)_{\text{moy}}$, valeurs moyennes respectives des N valeurs de R_c, R_t, R_b et R_s calculées ;
- $(R_c)_{\text{min}}, (R_t)_{\text{min}}$, valeurs minimales respectives des N valeurs de R_c et R_t calculées ;
- $\gamma_{R;d1}$, coefficient de modèle pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique ;
- ξ_3 et ξ_4 , facteurs de corrélation, fonction de la surface d'investigation et du nombre d'essais⁽¹⁹⁾.

La valeur de $\gamma_{R;d1}$ se déduit du Tableau 14 pour la méthode pressiométrique et du Tableau 15 pour la méthode pénétrométrique à partir des catégories de pieu [Tableau A.1].

Comme le nombre d'essais expérimentaux réalisés à partir d'essais pénétrométriques est moins important que celui des essais pressiométriques et que les résultats sont plus dispersés, les valeurs du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ sont plus importantes pour la méthode pénétrométrique que pressiométrique.

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,4
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,4	1,7
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0

Tableau 14 : Coefficients partiels de modèle pour la méthode pressiométrique [Tableau F.2.1]

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,18	1,45
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,45	1,75
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0

Tableau 15 : Coefficients partiels de modèle pour la méthode pénétrométrique [Tableau G.2.1]

Les facteurs de corrélation ξ_3 et ξ_4 se calculent à partir de la formule suivante, qui permet de prendre en compte la taille de la surface d'investigation : plus on réduit celle-ci, plus la dispersion est supposée importante. En France, le choix a été fait de réduire les valeurs de ξ'_3 et ξ'_4 , valeurs maximales imposées par l'Eurocode 7, afin de prendre en compte la taille de la surface d'investigation de la manière générique :

$$\xi = 1 + (\xi' - 1) \sqrt{\frac{S}{S_{\text{ref}}}} \quad [\text{Formule E.2.1}]$$

avec

- ξ' facteur de corrélation intermédiaire ;
- S surface d'investigation géotechnique ;
- S_{ref} surface de référence égale à 2500 m².

Les facteurs de corrélation ξ'_3 et ξ'_4 dépendent du nombre N de sondages et sont déterminés grâce au tableau C.2.4.2 de la norme NF P94-262 (Tableau 16).

(19) Pour la procédure du pieu modèle, on a $\xi_3 = \xi_{\text{moy}}$ et $\xi_4 = \xi_{\text{min}}$ d'après la clause 9.2.3 (2) de la norme NF P94-262 et 7.6.2.3 (5) de la norme NF EN 1997-1.



	Nombre de sondages N						
ξ' pour N =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3'	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4'	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Tableau 16 : Facteur de corrélation ξ' en fonction du nombre de profils d'essais N⁽²⁰⁾ [Tableau C.2.4.2]

La surface d'investigation S doit répondre à plusieurs critères :

- il s'agit d'une zone rectangulaire de longueur L et de largeur l, qui englobe l'implantation du (ou des) appui(s) ainsi que l'implantation des sondages ;
- la surface correspond à une zone géologiquement homogène ;
- l'élanement de la surface rectangulaire est limité : $L/l \leq 2$ (au besoin, la largeur l doit être augmentée si ce critère n'est pas satisfait) ;
- S est limitée au minimum à 100 m², et au maximum à 2500 m².

La Figure 10 présente des exemples de détermination de ξ_3 et ξ_4 .

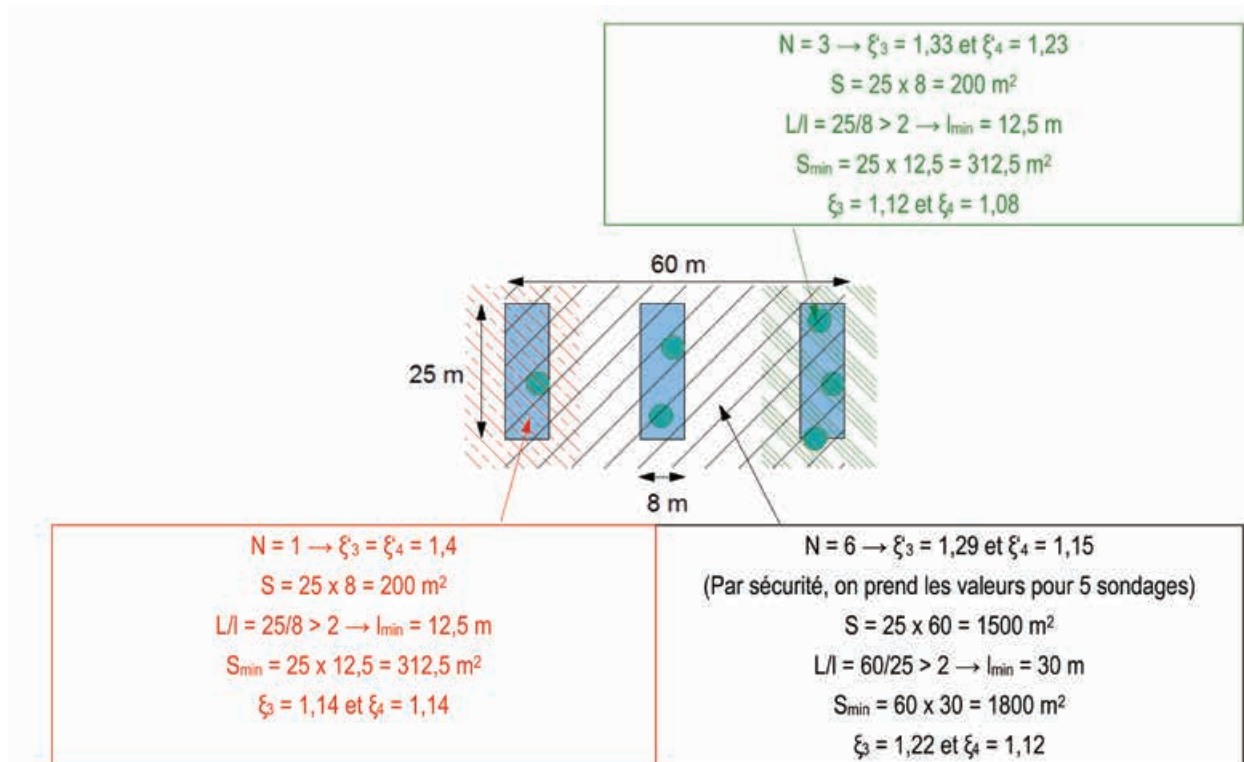


Figure 10 : Exemples de détermination de ξ_3 et ξ_4 pour un ouvrage d'art avec 3 appuis et 6 sondages (plusieurs surfaces sont possibles en considérant l'ensemble des appuis, ou en considérant chaque appui séparément)

(20) Pour les autres valeurs de N, les valeurs des ξ' peuvent être extrapolées ou choisies d'après la valeur de N inférieure présente dans le tableau, par sécurité.



Dans le cas des structures possédant une raideur et une résistance suffisantes pour répartir les charges entre les fondations « faibles » et les fondations « résistantes », il est admis de diviser les valeurs de ξ_3 et ξ_4 par 1,1 (la valeur de ξ_3 doit toutefois rester supérieure à 1).

Cas particulier du sondage unique au droit du pieu ($N = 1$ et $S = 100 \text{ m}^2$)

Les valeurs caractéristiques des résistances sont obtenues avec $\xi_{3-4} = \xi_3 = \xi_4 = 1,08$:

- valeur caractéristique de la résistance en compression :

$$R_{c;k} = \frac{R_c}{\gamma_{R;d1} \xi_{3-4}}$$

- valeur caractéristique de la résistance à la traction :

$$R_{t;k} = \frac{R_t}{\gamma_{R;d1} \xi_{3-4}}$$

- valeur caractéristique de la charge de fluage en compression :

$$R_{c;cr;k} = \frac{0,5 \cdot R_b + 0,7 \cdot R_s}{\gamma_{R;d1} \xi_{3-4}} \text{ pour les fondations mises en œuvre sans refoulement du sol}$$

$$R_{c;cr;k} = \frac{0,7 \cdot R_b + 0,7 \cdot R_s}{\gamma_{R;d1} \xi_{3-4}} \text{ pour les fondations mises en œuvre avec refoulement du sol}$$

- valeur caractéristique de charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;k} = \frac{0,7 \cdot R_s}{\gamma_{R;d1} \xi_{3-4}}$$

Dans le cas d'un sondage unique, on retrouve une certaine équivalence avec la procédure du modèle de terrain ($\xi_{3-i} = 1,08 \approx \gamma_{R;d1} = 1,10$ dans le cas de la procédure modèle de terrain).

3.2 - Calcul des valeurs caractéristiques par la méthode statistique

Un calcul détaillé utilisant la procédure du pieu modèle, avec essais pressiométriques et détermination des valeurs caractéristiques par la méthode statistique est présenté dans l'exemple 2 du chapitre 13 du présent guide.

Les résistances R_c et R_t sont estimées au droit des N sondages (**3 au minimum**).

La portance caractéristique est déduite directement par une méthode statistique, via l'application de l'annexe D de l'Eurocode 0. Les méthodes statistiques qui y sont décrites permettent de définir la valeur caractéristique comme la valeur qui présente un risque de mise en défaut inférieure à 5 % et suivent les principes de l'Eurocode 7.

$$R_{c;t;k} = \frac{R_{c;t;pr}}{\gamma_{R;d1}}$$

avec

$R_{c;t;pr}$ issue de l'application de l'article D.7.2 de la norme NF EN 1990 avec une distribution statistique de $R_{c;t}$ supposée de type log-normale de préférence [8.5.2 (1) NOTE 4] ;

$\gamma_{R;d1}$: coefficient de modèle pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique (cf. tableau 14 et tableau 15 vus précédemment).

Dans tous les cas, cette analyse statistique doit être effectuée seulement après s'être assuré que la zone concernée est homogène et que les sondages utilisés sont jugés représentatifs du site par le géotechnicien en charge de l'étude.



4 - Détermination des valeurs de calcul

Que les essais soient pressiométriques ou pénétrométriques, les valeurs de calcul des résistances sont obtenues de la manière suivante :

- valeur de calcul de la résistance en compression :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad [\text{Formule 9.2.1.2}]$$

- valeur de calcul de la résistance à la traction :

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} \quad [\text{Formule 10.2.1.2}]$$

- valeur de calcul de la charge de fluage en compression :

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \quad [\text{Formule 14.2.1.2}]$$

- valeur de calcul de la charge de fluage en traction :

$$R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;d}}{\gamma_{s;cr}} \quad [\text{Formule 14.2.1.4}]$$

Les valeurs des coefficients partiels γ_t , $\gamma_{s;t}$, γ_{cr} , $\gamma_{s;cr}$ sont issues des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2, 14.2.1.1 et 14.2.1.2 de la norme et sont données dans le Tableau 17.

	ELU Situations durables et transitoires	ELU Situations accidentelles
γ_t	1,1	1,0
$\gamma_{s;t}$	1,15	1,05
	ELS Combinaisons caractéristiques	ELS Combinaisons quasi-permanentes
γ_{cr}	0,9	1,1
$\gamma_{s;cr}$	1,1	1,5

Tableau 17 : Valeurs des coefficients de sécurité sur la résistance à la compression et en traction aux états limites

Pour les différents cas de charges, on vérifie alors :

- à l'ELU :
 - $F_{c;d} \leq R_{c;d}$ ($F_{c;d}$ valeur de calcul de la charge axiale en compression) ;
 - $F_{t;d} \leq R_{t;d}$ ($F_{t;d}$ valeur de calcul de la charge de traction axiale) ;
- à l'ELS :
 - $F_d \leq R_{c;cr;d}$ (F_d valeur de calcul de la charge axiale en compression) ;
 - $F_d \leq R_{t;cr;d}$ (F_d valeur de calcul de la charge axiale en traction).

Pour plus d'information sur les actions, le lecteur est invité à consulter le chapitre 11 du présent guide.





Chapitre 6

Essais de pieu

Les méthodes décrites dans ce chapitre sont synthétisées dans le logigramme 7 en annexe A du présent guide.

1 - Introduction

Cette méthode de calcul de la portance est décrite dans la norme via deux types d'essais de chargement :

- essais de chargement statique ;
- essais d'impact dynamique.

À priori, il est donc possible de réaliser un dimensionnement à partir de ces deux types d'essais de chargement.

En France, des essais de chargement statique sont historiquement réalisés pour les grands projets nationaux (autoroutes, voies ferrées...) et ces essais sont à la base des méthodes actuelles de calcul de la portance (pressiométriques et pénétrométriques) et donc bien maîtrisés.

De plus, on peut noter que cette méthode d'estimation de la portance par la réalisation d'essais de chargement statique est obligatoire [8.5.2 NOTE 2] si le principe de fondation ne bénéficie pas d'expériences comparables (tant pour la technologie de pieux que pour le contexte géologique). Ainsi si la technologie de pieux est innovante ou si les sols dans lesquels sont réalisés les pieux ne sont pas totalement maîtrisés, il est nécessaire d'appliquer cette procédure.

La charge à la rupture en compression du pieu R_c est atteinte pour un enfoncement de $B/10$. L'essai de chargement statique permet aussi d'obtenir la charge de fluage $R_{c,cr}$ par l'estimation du fluage au cours de chacun des paliers de chargement (vitesse d'enfoncement).

À contrario de l'essai de chargement statique, la méthodologie et l'analyse des essais d'impact dynamique ne sont pas à l'heure actuelle suffisamment maîtrisées pour permettre l'utilisation seule de cette méthode d'estimation de la portance. Cette méthode ne peut donc être appliquée que dans les cas où un ou plusieurs essais de chargement statique sont réalisés en parallèle des essais d'impact dynamique sur le même site et les mêmes fondations, permettant une corrélation entre les courbes de chargement statique et dynamique [8.5.2 NOTE 7].

L'utilisation de cette méthode par essais d'impact dynamique nécessite une validation spécifique de la méthode d'estimation de la portance mesurée qui soit calée sur des pieux et des terrains comparables avec des essais de chargement statique [NF EN 1997-1 7.4.1 (1) et 7.6.2.4 (1)].

2 - Détails de la méthode de calcul de portance

La méthode se base sur les résultats d'essais de chargement statique (en compression ou en traction) réalisés sur **une zone géotechniquement homogène**. Si les conditions géotechniques ne sont pas ou mal maîtrisées, il sera difficile de dire si le résultat sur une fondation est transposable à l'ensemble des fondations du projet.

Les résultats de ces essais permettent d'obtenir N valeurs :

- de portance R_c et éventuellement de $R_{c,cr}$ dans le cas d'essais en compression ;
- de résistance à la traction R_t et éventuellement de $R_{t,cr}$ dans le cas d'essais en traction.



À partir de ces valeurs, on peut alors calculer les valeurs caractéristiques de la manière suivante :

- pour la portance : $R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{c,moy}}{\xi_1}; \frac{R_{c,min}}{\xi_2} \right\}$ [Formule 9.2.2] ;
- pour la résistance à la traction : $R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{t,moy}}{\xi_1}; \frac{R_{t,min}}{\xi_2} \right\}$ [Formule 10.2.2.1] ;
- pour la charge de fluage en compression : $R_{c,scr;k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{c,scr,moy}}{\xi_1}; \frac{R_{c,scr,min}}{\xi_2} \right\}$;
- pour la charge de fluage en traction : $R_{t,scr;k} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{t,scr,moy}}{\xi_1}; \frac{R_{t,scr,min}}{\xi_2} \right\}$.

avec

$(R_c)_{moy}$, $(R_{c,cr})_{moy}$, $(R_t)_{moy}$ et $(R_{t,cr})_{moy}$, valeurs moyennes respectives des N valeurs de R_c , $R_{c,cr}$, R_t et $R_{t,cr}$ mesurées ;
 $(R_c)_{min}$, $(R_{c,cr})_{min}$, $(R_t)_{min}$ et $(R_{t,cr})_{min}$, valeurs minimales respectives des N valeurs de R_c , $R_{c,cr}$, R_t et $R_{t,cr}$ mesurées ;
 ξ_1 et ξ_2 : facteurs de corrélation, fonction de la surface d'investigation et du nombre d'essais⁽²¹⁾.

Les facteurs de corrélation ξ_1 et ξ_2 se calculent à partir de la formule générique :

$$\xi = 1 + (\xi' - 1) \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}} \quad \text{[Formule E.2.1]}$$

avec

- ξ' facteur de corrélation intermédiaire ;
- S surface d'investigation géotechnique ;
- S_{ref} surface de référence égale à 2500 m².

Les facteurs de corrélation ξ'_1 et ξ'_2 dépendent du nombre N d'essais de chargement statique et sont déterminés grâce au tableau C.2.4.1 de la norme NF P94-262 (Tableau 18).

	Nombre d'essais				
ξ' pour N =	1	2	3	4	≥ 5
ξ'_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ'_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tableau 18 : Facteur de corrélation ξ' en fonction du nombre d'essais de chargement statique N⁽²²⁾ [Tableau C.2.4.1]

(21) Pour la méthode basée sur les essais de pieux, on a $\xi_1 = \xi_{moy}$ et $\xi_2 = \xi_{min}$ d'après la clause 9.2.2 (1) de la norme NF P94-262 et 7.6.2.2 (8) de la norme NF EN 1997-1

(22) Pour les autres valeurs de N, les valeurs des ξ' peuvent être extrapolées ou choisies d'après la valeur de N inférieure présente dans le tableau, par sécurité.



La surface d'investigation S doit répondre à plusieurs critères :

- il s'agit d'une zone rectangulaire de longueur L et de largeur l, qui englobe l'implantation du (ou des) appui(s) ainsi que l'implantation des sondages ;
- la surface correspond à une zone géologiquement homogène ;
- l'élanement de la surface rectangulaire est limité : $L/l \leq 2$ (au besoin, la largeur l doit être augmentée si ce critère n'est pas satisfait) ;
- S est limitée au minimum à 625 m², et au maximum à 2500 m².

Enfin, les valeurs de calcul des résistances sont obtenues de la manière suivante :

- valeurs de calcul de la résistance ou de la charge de fluage en compression :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \text{ [Formule 9.2.1.2]} \text{ et } R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \text{ [Formule 14.2.1.2]}$$

- valeur de calcul de la résistance ou de la charge de fluage à la traction :

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} \text{ [Formule 10.2.1.2]} \text{ et } R_{t;cr;d} = \frac{R_{t;cr;k}}{\gamma_{s;cr}} \text{ [Formule 14.2.1.4]}$$

Les valeurs des coefficients de sécurité γ_t , $\gamma_{s;t}$, γ_{cr} et $\gamma_{s;cr}$, sont issues des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2, 14.2.1.1 et 14.2.1.2 de la norme et sont données dans le Tableau 19.

	ELU Situations durables et transitoires	ELU Situations accidentelles
γ_t	1,1	1,0
$\gamma_{s;t}$	1,15	1,05
	ELS Combinaisons caractéristiques	ELS Combinaisons quasi-permanentes
γ_{cr}	0,9	1,1
$\gamma_{s;cr}$	1,1	1,5

Tableau 19 : Valeurs des coefficients de sécurité sur les résistances à la compression et en traction aux états limites ultimes et de services

Cette procédure de calcul de la portance est appliquée dans l'exemple 6 du chapitre 13 du présent guide.

La procédure essais d'impact dynamique ne sera pas détaillée ici puisque, d'une part, comme précisé préalablement, cette méthode n'est pas actuellement employée en France et, d'autre part, puisque le calcul des coefficients ξ_5 et ξ_6 spécifiques à cette méthode n'est pas explicitement présenté dans l'annexe E (les coefficients ξ'_5 et ξ'_6 sont détaillés dans l'annexe C mais le passage du ξ' au ξ n'est pas fourni en annexe E).



Chapitre 7

Tassements

1 - Préambule

Le tassement d'un pieu correspond à sa valeur de déplacement vertical sous l'influence de la composante axiale d'une charge de compression. Il s'agit d'un phénomène qui peut être préjudiciable à la fondation et/ou à la fonction de l'ouvrage porté.

Cette valeur de déplacement obtenue est à comparer au tassement admissible imposé ou demandé par la structure portée. Ce tassement admissible est établi par le maître d'ouvrage et/ou par le concepteur de la structure portée, et doit être fixé avant le début des études [14.3.1 NOTE 1 et 8.3 (4)].

Le tassement d'un pieu doit être calculé :

- lorsque l'estimation prudente initiale des tassements dépasse les valeurs limites de déplacement de la structure portée ;
- en l'absence d'expérience comparable.

Pour des projets courants et sauf indications contraires, le tassement n'est en général pas exigé.

2 - Combinaisons et situations de calcul

Les situations de calcul et les combinaisons d'actions à prendre en compte sont précisées au chapitre 7 de la norme NF P94-262.

La norme précise que, pour la vérification des états limites de déplacement (horizontal, vertical), sauf dispositions contraires du marché, il convient de ne cumuler que les actions quasi-permanentes avec les actions permanentes dans les combinaisons d'actions [7.3.4 (1)], ce qui revient à ne considérer que la valeur quasi-permanente de l'action variable défavorable dominante ($\psi_{2,1}Q_{k,1}$) et celles des actions variables défavorables d'accompagnement j ($\psi_{2,j}Q_{k,j}$).

Pour la seule prise en compte des tassements de pieux verticaux, les charges transversales G_{sp} n'interviennent généralement pas dans les combinaisons (il s'agit en général d'une charge transversale et non verticale). Les règles de cumul en présence de frottement négatif sont exposées dans le chapitre 11 du présent guide.

3 - Détermination du tassement

3.1 - Évaluation forfaitaire

L'interprétation des essais de chargement statique réalisés en vraie grandeur par les laboratoires des Ponts et Chaussées⁽²³⁾ avaient permis de proposer des règles simples pour estimer le tassement en tête sous une charge de référence (70 % de la charge de fluage $R_{c,cf}$), dans les cas courants⁽²⁴⁾ :

- pour les pieux forés : $s_{ref} = 0,006 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,003 B et 0,010 B) ;
- pour les pieux battus : $s_{ref} = 0,009 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,008 B et 0,012 B).

(23) Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques. LCPC-Sétra, Ministère de l'Urbanisme et des Transports, Direction des Routes. Octobre 1985. 32 p.

(24) Calcul des fondations superficielles et profondes [4].



Ces données ont été établies via des pieux de diamètre compris entre 0,30 m et 1,50 m, avec des longueurs de fiches variant de 6 m à 45 m.

Un exemple de cette évaluation forfaitaire est appliquée dans l'exemple 1 dans le chapitre 13 du présent guide.

3.2 - Estimation prudente du tassement

Pour des projets où l'ouvrage porté est sensible aux déplacements de façon inhabituelle et où les déformations admissibles sont très faibles, l'article 14.3.1 de la norme NF P94-262 détaille la procédure à appliquer pour évaluer le déplacement d'une fondation profonde sous charge axiale. En première approche, il convient d'établir une estimation initiale prudente du tassement :

- si une expérience comparable est disponible, on peut se servir des données existantes et s'affranchir d'une estimation par le calcul ;
- si l'on ne peut justifier d'expériences comparables concluantes, une estimation prudente du tassement est à calculer. Une valeur de déplacement indicative peut être calculée selon l'annexe L, qui traite de la rigidité axiale des fondations [L.2 (3)] :

- pour des charges de courtes durées d'application : $s_{cr;st} = k \frac{B}{100} + e_{li}$ [Formule L.2.3] ;

- pour des charges de longues durées d'application : $s_{cr;v} = k \frac{B}{100} + e_{lv}$ [Formule L.2.4].

avec

e_{li} et e_{lv} représentent respectivement, pour la partie de l'élément non compris dans le terrain :

- le raccourcissement instantané sous la charge de fluage (module à court terme) ;

- le raccourcissement lorsque la charge de fluage est supposée maintenue indéfiniment (module à long terme) ;

k est un facteur empirique, pris égal à 2 ;

B est le diamètre de la fondation profonde.

Dans l'hypothèse où l'estimation prudente initiale dépasse un seuil limite fixé par le concepteur ou le maître d'ouvrage, ou bien s'il n'existe pas d'expérience comparable, alors il conviendra de justifier le dimensionnement par une étude plus détaillée.

3.3 - Méthode de Frank et Zhao

Le tassement en tête d'une fondation profonde isolée peut être calculé plus précisément si l'on connaît :

- les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s de la fondation profonde en chaque section de celle-ci ;
- la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical s_p de la fondation.

La méthode de Frank et Zhao [5] permet de déterminer ces lois à partir du module pressiométrique E_m , des valeurs de frottement axial limite q_s et de la résistance limite en pointe q_b . Les résistances sont calculées selon la méthode pressiométrique [Annexe F] ou pénétrométrique [Annexe G] (Figure 11 et tableau 20).

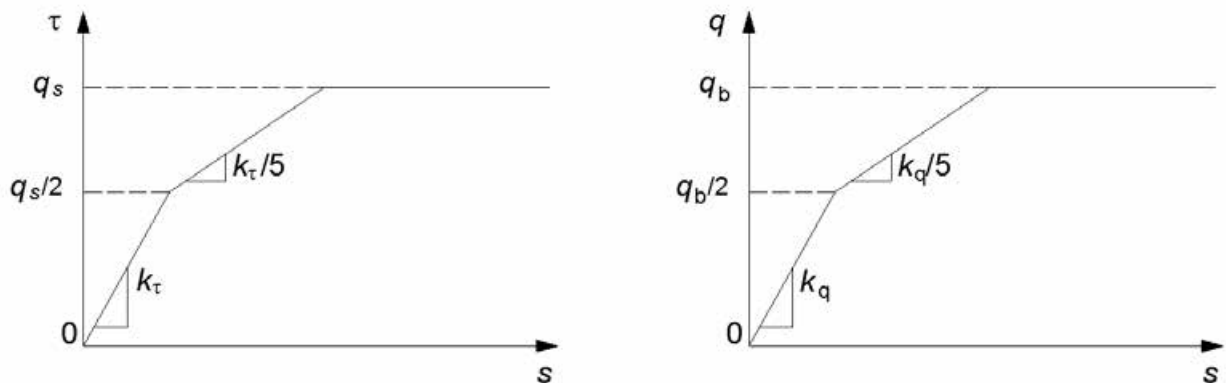


Figure 11 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaire



	k_r (frottement)	k_q (pointe)
Pour les sols fins :	$\frac{2 E_M}{B}$	$\frac{11 E_M}{B}$
Pour les sols granulaires :	$\frac{0,8 E_M}{B}$	$\frac{4,8 E_M}{B}$

Tableau 20 : Valeur des coefficients k_r et k_q pour déterminer les lois de mobilisation

Ces relations s'appliquent aux éléments battus et aux éléments forés, pour des charges inférieures à 70 % de la charge de fluage de la fondation profonde. Ces relations obtenues à partir d'essais semblent pour le moment fournir des résultats satisfaisants et sont utilisées régulièrement.

Il existe plusieurs logiciels commerciaux capables d'appliquer cette méthode de calcul, pour permettre ainsi de reconstituer la courbe de charge-enfoncement de la tête de la fondation profonde.

Cette méthode peut également s'appliquer à la détermination du frottement négatif le long du pieu.

4 - Commentaires

La norme précise bien que, si l'on doit procéder à des calculs justificatifs pour l'étude des déplacements, les résultats de calcul de déplacements ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle ; il convient si besoin de procéder à des contrôles en cours de travaux.

Lorsqu'il n'est pas procédé à des essais de chargement, les calculs de déplacement doivent être effectués à l'aide d'un modèle de calcul approprié à la complexité de la géométrie de l'ouvrage et/ou aux conditions de terrain [8.3 (5)].

Les méthodes de calcul disponibles ne permettent pas de prendre en compte de manière simple l'effet des sollicitations variables, cycliques ou dynamiques [7.3.4 NOTE 3].





Chapitre 8

Charge transversale

1 - Préambule

L'application d'une charge transversale sur un pieu s'accompagne de déplacements horizontaux et d'efforts dans le pieu (moments fléchissants, efforts tranchants). Pour assurer la stabilité du pieu, des efforts de réaction latérale du sol sur le pieu sont donc mobilisés. Il s'agit d'un phénomène qui peut être préjudiciable à la fondation et/ou à la fonction de l'ouvrage porté.

2 - Principe des modèles de calcul

La méthode de calcul doit être adaptée à la complexité des problèmes posés.

- Pour une fondation rigide simple, un modèle d'équilibre limite (MEL) peut se révéler suffisant. On considère alors que le sol le long du pieu est entièrement en état de butée ou de contre-butée. La butée mobilisable est calculée à partir des caractéristiques de cisaillement du sol (c' et φ').
- Pour une fondation élancée, un modèle d'interaction sol-structure (MISS) est approprié. On utilise alors l'hypothèse de Winkler de la poutre sur appui élastique. Par exemple, pour un sol homogène et linéaire, l'équation générale à résoudre est de la forme suivante :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s \cdot y(z) = 0$$

avec

z : profondeur ;

y : déplacement horizontal du pieu ;

$E_p I_p$: produit d'inertie du pieu ;

E_s : module de réaction du sol (K_f dans le cas d'une fondation profonde isolée).

La résolution de cette équation nécessite dans les cas d'interaction sol-structure usuels, l'utilisation de logiciels spécifiques.

À noter que, dans les cas courants et sauf indications particulières, on peut considérer l'élément de fondation libre en pied. L'élément peut être considéré libre en tête dans les calculs par simplification, mais il faudra s'assurer de ne pas sous ou sur-estimer les efforts et les déplacements.

3 - Lois d'interaction sol-pieu

L'exemple 4 du chapitre 13 du présent guide traite d'un cas d'effort horizontal et d'un moment appliqués en tête d'un pieu : les lois d'interaction sol-pieu retenues y sont détaillées.

La réaction frontale du sol sur le pieu $r = p B$ dépend du déplacement relatif du pieu δ . La courbe $r(\delta)$ est appelée loi de mobilisation de la réaction frontale du sol. On peut ainsi définir en tout point un module linéique de mobilisation de la pression frontale (module de réaction) K_f qui est la pente de la loi de mobilisation $r(\delta)$.

Auparavant, les lois de mobilisation de l'effort frontal étaient exprimées selon des courbes y (déplacement d'équilibre) en fonction de P (la réaction du sol), ayant une pente dépendant de E_s (module de réaction). Dans la norme NF P94-262, les lois de mobilisation de l'effort frontal sont exprimées selon des courbes δ (déplacement relatif du pieu) en fonction de r (réaction frontale), ayant une pente dépendant de K_f . On a donc une équivalence des pentes des lois de mobilisation du type $K_f = 2 E_s$.



Lors de la sollicitation transversale d'un pieu, la réaction du sol se décompose en deux parties :

- une réaction frontale, s'exerçant sur la largeur (avant et arrière) de la fondation perpendiculaire à son sens de déplacement ;
- une réaction latérale, s'exerçant sur les parties du pieu parallèles au sens de déplacement.

3.1 - Détermination de la réaction frontale

La loi de mobilisation de l'effort frontal en fonction du déplacement relatif du pieu (noté δ par la suite) dépend :

- du type de sollicitations ;
- du module de réaction K_f déduit du module pressiométrique E_M ;
- de la pression de fluage nette p_f^* ;
- de la pression limite nette p_l^* .

L'utilisation de données issues de sondages pénétrométriques est possible par le biais de corrélations existant entre la résistance à la pénétration et la pression limite. Ces corrélations sont détaillées par la suite.

Le module linéique de mobilisation de la pression frontale (module de réaction) K_f est donné par les formules suivantes :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B}{B_0} \left[2,65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \quad \text{lorsque } B_0 \geq B \quad [\text{Formule 1.1.3.1}]$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} [2,65]^\alpha + \alpha} \quad \text{lorsque } B \leq B_0 \quad [\text{Formule 1.1.3.2}]$$

avec

E_M : module pressiométrique ;

B : largeur de la fondation (dans le sens perpendiculaire au déplacement) ;

B_0 : largeur de référence égale à 0,6 m ;

α : coefficient rhéologique du sol obtenu grâce au Tableau 21.

Terrain	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave		Rocher	α
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l		
Surconsolidé	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3	
Normalement consolidé	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	Normal	1/2	
Sous-consolidé altéré et remanié	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-	Très altéré	2/3	

Tableau 21 : Détermination du coefficient rhéologique d'après la méthode pressiométrique [Tableaux 1.1.3.1 et 1.1.3.2]

Les différentes lois de mobilisation de l'effort frontal sont données dans le Tableau 22.




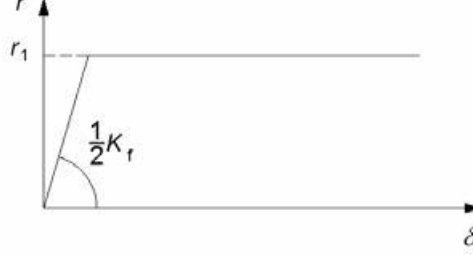
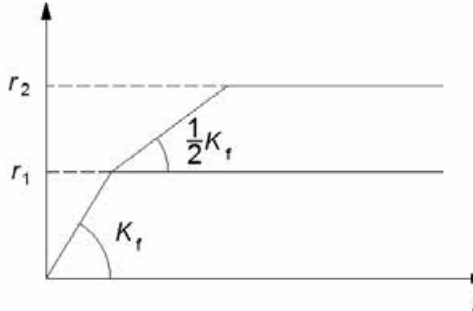
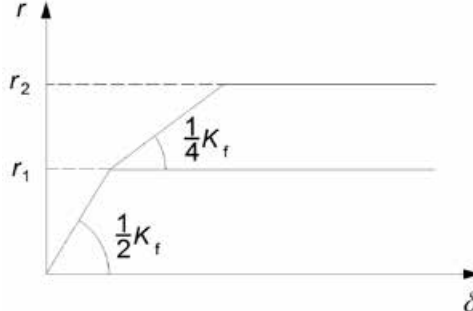
<p>Cas des sollicitations de courte durée d'application (efforts de freinage par exemple)</p> $r_1 = B p_f^*$	
<p>Cas des sollicitations de longue durée d'application</p> $r_1 = B p_f^*$	
<p>Cas des sollicitations accidentelles très brèves (efforts de choc par exemple)</p> $r_1 = B p_f^*$ $r_2 = B p_f^*$	
<p>Cas d'une fondation soumise à un déplacement d'ensemble du sol⁽²⁵⁾</p> $r_1 = B p_f^*$ $r_2 = B p_f^*$	

Tableau 22 : Différentes lois de mobilisation de l'effort frontal

Lorsqu'un pieu est soumis à la fois à des sollicitations de longue durée d'application et à des sollicitations de courte durée d'application, il convient dans un premier temps de déterminer son comportement sous l'effet des sollicitations de longue durée d'application seules.

Dans un deuxième temps, on calculera le déplacement incrémental dû aux sollicitations de courte durée d'application en translatant la loi de comportement pour les sollicitations de courte durée (selon l'axe δ , et de manière à ce que cette loi passe par le point atteint lors du calcul sous sollicitation de longue durée) (Figure 12).

(25) Cette loi à deux pentes est celle recommandée dans *Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales de sol sur les pieux*, F. BOURGES, R. FRANK et C. MIEUSSENS. 1980 [8].



r : réaction frontale ou tangentielle
 δ déplacement de l'élément de fondation

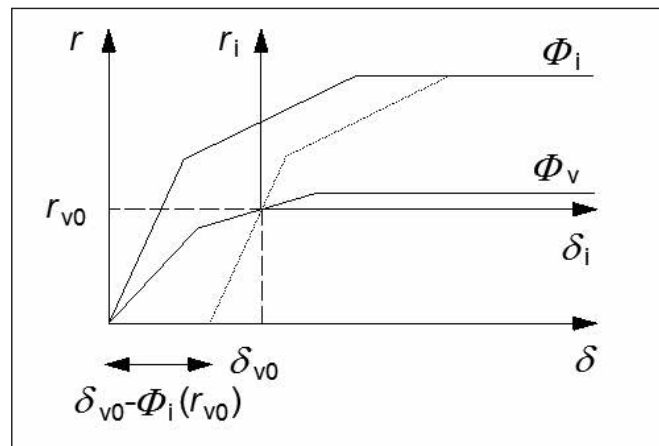


Figure 12 : Principe du cumul des charges de longue et courte durée d'application [Figure I.1.8.1]

3.2 - Détermination de la réaction tangentielle

Lorsque des efforts de frottement sont susceptibles de se produire sur les surfaces parallèles au déplacement (cas des barrettes de section allongée), la loi de réaction tangentielle se définit comme suit (Figure 13).

r : réaction tangentielle
 δ déplacement de l'élément de fondation



Figure 13 : Loi de réaction tangentielle - cas général

avec

$K_s = K_f$ (ou $K_s = K_f / 2$ pour les sollicitations de longue durée d'application) ;

$r_s = 2 L_s q_s$ avec $L_s = L - B$ dans le cas où le déplacement du sol est dans le sens de la plus grande des dimensions de l'élément. Sinon $L_s = 0$ (Figure 14).

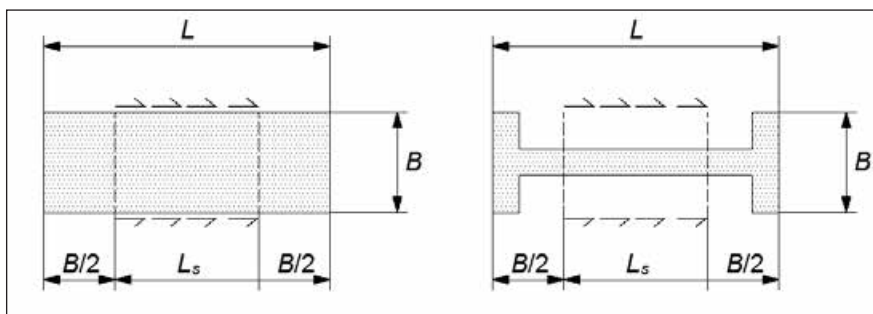


Figure 14 : Longueur de calcul des frottements latéraux

On notera que, pour un pieu carré ou circulaire (avec $B = L$), on a $L_s = 0$: la réaction tangentielle est déjà prise en compte par la réaction frontale.

La réaction totale est donc la somme des réactions frontale et tangentielle.



3.3 - Prise en compte de la présence d'un talus à proximité des fondations

r : réaction tangentielle
 δ déplacement horizontal de l'élément de fondation

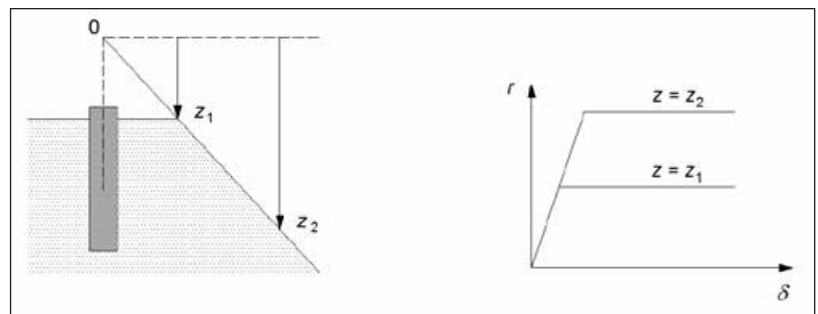


Figure 15 : Loi d'interaction dans le cas d'un élément de fondation implanté en tête de talus [Figure I.1.5.1]

Lorsqu'un élément de fondation est situé en crête d'un talus, il faut prendre en compte une variation linéaire du palier limite, entre le point O (intersection fictive du talus et de l'axe du pieu) et la profondeur z_2 (à partir de laquelle l'épaisseur de sol susceptible d'être mise en butée est supérieure à $5B$). Le coefficient minorateur varie donc de 0 (au point O) à 1 (pour $z = z_2$). Les pentes des lois de réaction ne sont pas affectées par ce coefficient (Figure 15).

3.4 - Prise en compte de la proximité de la surface

r : réaction tangentielle
 δ déplacement horizontal de l'élément de fondation
 z_c égal à $2B$ pour les sols cohérents
 et $4B$ pour les sols frottants

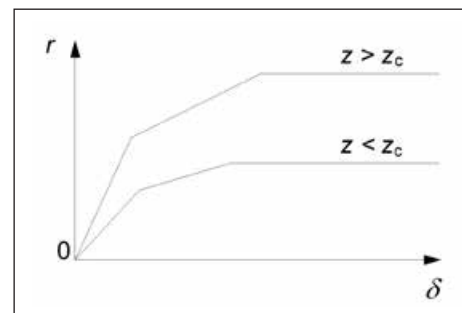


Figure 16 : Loi d'interaction à prendre en compte près de la surface du sol [Figure I.1.6.1]

Pour les zones proches de la surface du sol, la valeur des pentes des lois de réaction, ainsi que la valeur des paliers, sont affectées d'un coefficient minorateur égal à $0,5 [1+z/z_c]$, avec z_c égal à $2B$ pour les sols cohérents, et égal à $4B$ pour les sols frottants. Ce coefficient s'applique entre la surface du sol et la profondeur z_c (Figure 16).

On notera que, dans la plupart des logiciels commerciaux, la valeur des pentes des lois de réaction est considérée comme constante par tranche. La prise en compte d'un coefficient minorateur s'appliquant sur les pentes des lois de réaction variables avec la profondeur peut donc amener à complexifier les calculs (en définissant par exemple de nombreuses sous-couches de sol pour approcher au mieux la variation linéaire des pentes).

Afin de simplifier les calculs, il est alors admis par la norme de considérer un profil uniforme entre 0 et z_c : la valeur de la pente de la loi de réaction est multipliée par un coefficient unique égal à $0,5$, et la valeur du palier limite est multipliée par $0,7$ [I.1.6 (2)].

3.5 - Utilisation des données pénétrométriques

Les relations vues précédemment sont applicables en utilisant les données des sondages pénétrométriques, avec les paramètres suivants :

$$K_f = \beta q_c \text{ avec } r_1 = B \frac{q_c}{\beta_1} \text{ et } r_2 = B \frac{q_c}{\beta_2} \quad [\text{Formules I.4.1 à I.4.3}]$$



avec

q_c résistance à la pénétration mesurée au pénétromètre statique à pointe électrique ;

β_1 et β_2 donnés par le Tableau 23 en fonction de I_R représentant les frontières entre les différentes classes de sols dans l'abaque de Robertson⁽²⁶⁾ et dont les équations sont des cercles [Figure B.2.3].

Terrain	Sols sableux $I_R < 2,05$	Sols intermédiaires $2,05 \leq I_R \leq 2,6$	Sols argileux $2,6 < I_R$	Craies et marnes
β	4,5	7,5	12	4,5
β_1	13	10	5	13
β_2	8	6	3,5	8

Tableau 23 : Détermination des coefficients β , β_1 , et β_2 à partir de la méthode pénétrométrique [Tableaux I.4.1 et I.4.2]

3.6 - Cas particulier des groupes de fondations profondes

Selon le sens de déplacement, on peut considérer qu'il n'existe pas d'interférence dans le comportement transversal des fondations lorsque les conditions suivantes sont respectées (Figure 17).

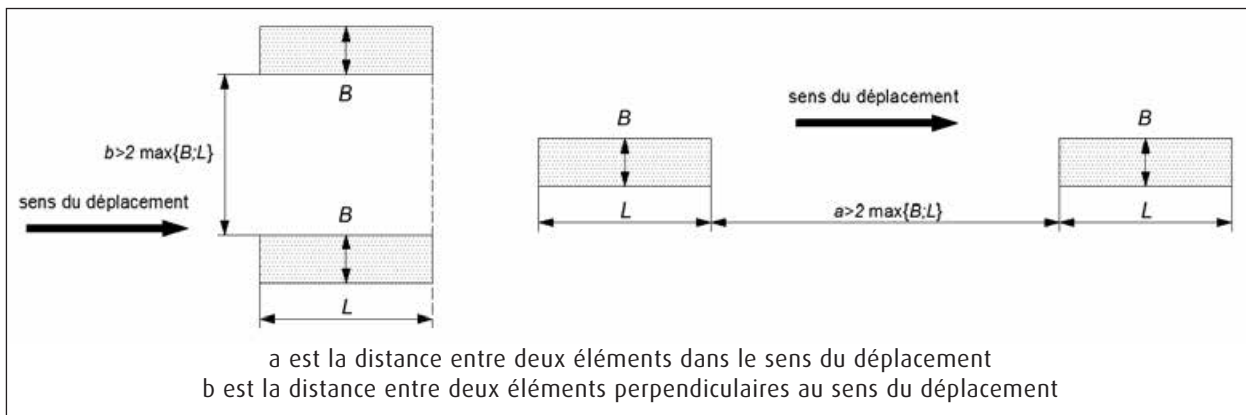


Figure 17 : Conditions de non-interaction entre deux éléments de fondations profondes placés dans le sens du déplacement

Lorsqu'une interférence est possible, il convient de distinguer deux cas selon le sens de déplacement de la fondation.

- Si les éléments de fondation sont situés dans le sens du déplacement :
 - la valeur du palier plastique de la loi de réaction frontale est réduite par un facteur $\frac{a}{2 \max(B, L)}$;
 - la valeur de la pente de la loi de réaction frontale est inchangée ;
 - la loi de réaction tangentielle est inchangée.
- Si les éléments de fondation sont situés perpendiculairement au sens du déplacement :
 - la valeur du palier plastique de la loi de réaction frontale est inchangée ;
 - la valeur de la pente de la loi de réaction frontale est réduite par application d'un coefficient :

$$\rho = \frac{b}{2B} + \rho_0 \left(1 - \frac{b}{2B}\right) \quad \text{et} \quad \rho_0 = \frac{K_f(nB)}{nK_f(nB)} \approx \frac{\alpha + \frac{4}{3}(2,65)^\alpha}{n\alpha + \frac{4}{3}(2,65n)^\alpha} \quad [\text{Formules I.2.3.1 et I.2.3.2}]$$

où n est le nombre d'éléments de fondation concernés ;

(26) Robertson et Cabal, 2009, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, GREGG 3ème édition [7].



- pour la loi de réaction tangentielle :
- lorsque $b < 2B$, la loi de réaction tangentielle est nulle ;
- lorsque $b > 2B$, la pente de la loi de réaction tangentielle est inchangée, mais la valeur du palier plastique est réduite par application du coefficient $\frac{b-2B}{2(L-B)}$.

4 - Pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales

Les méthodes décrites dans ce paragraphe sont synthétisées dans le logigramme 8 en annexe A du présent guide.

Dans le cadre de l'hypothèse de Winkler de la poutre sur appui élastique, pour un sol homogène et linéaire et un pieu soumis à des poussées latérales, l'équation générale à résoudre est de la forme :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s [y(z) - g(z)] = 0$$

où $g(z)$ est le déplacement horizontal libre du sol (ce déplacement peut se produire lorsqu'une couche de sol compressible est soumise à une surcharge dissymétrique, par exemple en remblai).

Les méthodes présentées ici concernent les déplacements horizontaux d'une couche compressible soumise à un chargement dissymétrique.

Lorsqu'une couche compressible de sol est soumise à un chargement dissymétrique de remblai (Figure 18), un déplacement horizontal, noté $g(z)$ peut se produire et est susceptible d'apporter des efforts parasites pour un élément de fondation profonde situé à proximité.

$g(z)$ déplacement libre du sol
 $y(z)$ déplacement du pieu

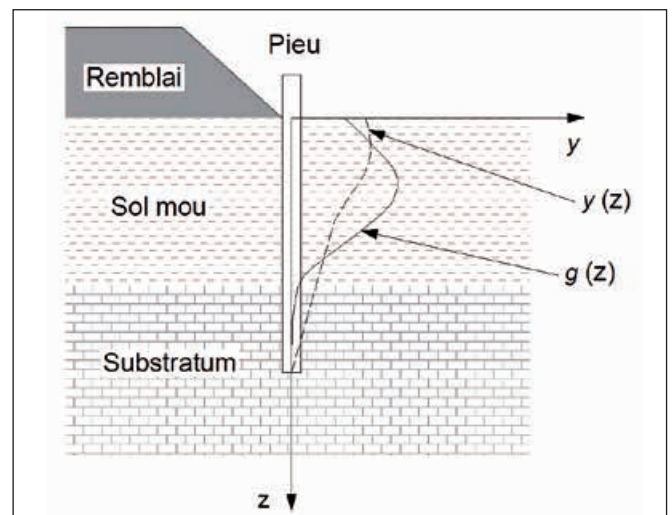


Figure 18 : Déplacement d'ensemble du sol

On admet alors que le déplacement horizontal du sol est de la forme :

$$g(z,t) = G(Z) g_{\max}(t) \text{ [Formule K.2.1]}$$

avec $Z = z/D$ et D l'épaisseur de la couche compressible. $G(Z)$ est la déformée adimensionnelle libre du sol.



4.1 - Détermination de $G(Z)$

L'expression de $G(Z)$ est obtenue à l'aide des courbes suivantes (Figure 19) :

- dans le cas usuel : courbe 1, d'équation $G(Z) = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$ [Formule K.3.1] ;
- dans le cas où la couche compressible se situe sous une couche de surface moins déformable et d'épaisseur supérieure à $0,3D$: courbe 2, d'équation $G(Z) = -2,0 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$ [Formule K.3.2].

légende :
ordonnées : Z
abscisses : $G(Z)$

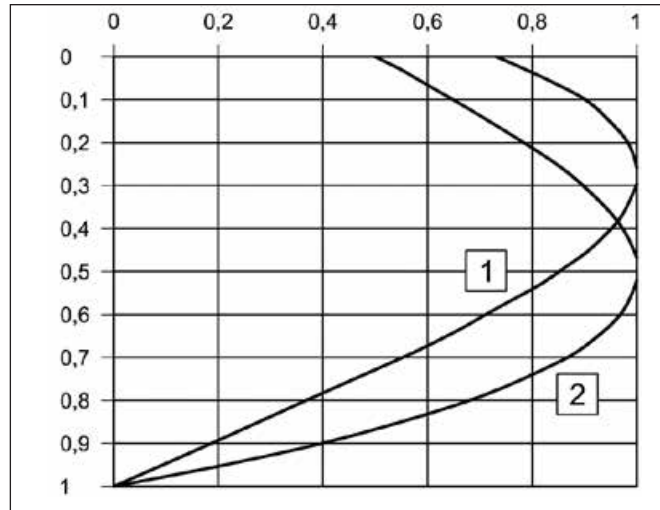


Figure 19 : Fonction $G(Z)$ [Figure K.3.1]

4.2 - Détermination de $g_{\max}(t)$

La valeur de $g_{\max}(t)$ est obtenue à l'aide de l'expression suivante :

$$g_{\max}(t) = g_{\max}(0) + \Delta g_{\max}(t) \text{ [Formule K.4.1]}$$

Pour déterminer ces grandeurs, les notations de la Figure 20 seront utilisées.

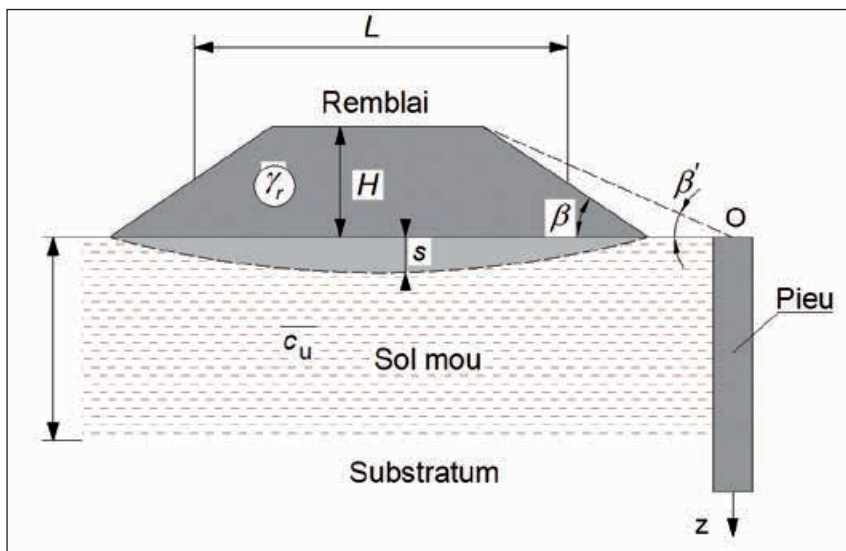


Figure 20 : Notations utilisées pour déterminer $g_{\max}(t)$



4.2.1 - Détermination de $g_{\max}(0)$

La détermination de $g_{\max}(0)$ fait intervenir plusieurs paramètres intermédiaires :

- la cohésion moyenne dans la couche compressible :

$$\bar{c}_u = \frac{1}{D} \int_0^D c_u(z) dz \quad [\text{Formule K.4.2.1}]$$

- le paramètre adimensionnel f :

$$f = \frac{(\pi + 2)\bar{c}_u}{\gamma_R H} \quad [\text{Formule K.4.2.2}]$$

- le paramètre m , caractérisant la position du pieu par rapport au remblai :

$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta'}{\sin \beta'} \quad [\text{Formule K.4.2.3}]$$

$g_{\max}(0)$ est alors déterminé grâce aux formules suivantes [Formules K.4.2.4, K.4.2.5 et K.4.2.6] :

$$\frac{g_{\max}(0)}{D} = \lambda(m, f) = \frac{8-m}{7} \cdot \lambda_1(f) \quad \text{avec } 1 \leq m \leq 8$$

avec $\lambda_1(f) = \frac{4,85}{f} - 1,15$ pour $1,1 \leq f \leq 3$ ou $\lambda_1(f) = \frac{1,4}{f}$ pour $3 \leq f$

4.2.2 - Détermination de $\Delta g_{\max}(t)$

$\Delta g_{\max}(t)$ est obtenu grâce à la formule suivante : $\Delta g_{\max}(t) = \Gamma [s(t) - s(0)]$ [Formule K.4.3]

avec

$s(0)$ tassement dans l'axe du remblai, à la fin de la construction de celui-ci ;

$s(t)$ tassement à l'instant t ;

Γ est un coefficient déterminé expérimentalement, donné par le Tableau 24.

Remblai	Situation	Γ
$0,5 \leq \tan \beta \leq 0,67$	Pied de remblai	0,16
	Crête de remblai	0,25
$\tan \beta \leq 0,5$	$\tan \beta = 0,4$ - pied de remblai	0,08
	$\tan \beta = 0,25$ - pied de remblai	0,035

Tableau 24 : Valeurs du coefficient Γ [Tableau K.4.3]

Pour une valeur de $\tan \beta$ donnée, la valeur de Γ diminue lorsque la distance au pied du remblai augmente, c'est-à-dire avec la valeur de $\tan \beta'$ qui diminue. En pied de remblai, et pour une valeur de $\tan \beta$ inférieure à 0,5, la valeur de β diminue avec $\tan \beta$.

4.2.3 - Détermination de $g(z)$

On distingue plusieurs cas en fonction du phasage de réalisation des fondations et du remblai :

- cas de la fondation réalisée avant le remblai (déconseillé) : $g(z) = G(Z)[g_{\max}(0)] + G[s(\infty) - s(0)]$;
- cas de la fondation réalisée après le remblai : $g(z) = G(Z) G[s(\infty) - s(t_1)]$ [Formule K.5.2].

avec $s(\infty) - s(t_1)$ correspondant au tassement résiduel à attendre après la date t_1 de réalisation des fondations.

Lorsque les pieux sont réalisés à travers le remblai, on peut faire l'hypothèse que $g(z)$ est linéaire dans le corps du remblai ; on a alors :

- $g(z) = g(0)$ en surface du sol compressible ;
- $g(z) = g(0)$, ou $g(z) = 0$, ou $g(z) = -g(0)$ en surface haute du remblai.

Le déplacement libre $g(z)$ est une donnée d'entrée pour la plupart des logiciels commerciaux permettant de déterminer le comportement transversal des fondations profondes.



Chapitre 9

Groupe de pieux

Les méthodes décrites dans ce chapitre sont synthétisées dans deux logigrammes 9 et 10 en annexe A du présent guide.

1 - Portance et résistance à la traction

La valeur de portance ou de résistance à la traction d'un groupe de N fondations profondes diffère de la valeur de N fois la portance ou la résistance à la traction d'un élément isolé.

Les méthodes permettant de déterminer la valeur de portance ou de résistance à la traction d'un groupe de fondations profondes sont présentées dans les articles 9.3 et 10.3 ainsi que dans l'annexe J de la norme NF P94-262.

Ces méthodes ne concernent que les pieux circulaires ou carrés, disposés en maille carrée [J.1 (2)].

1.1 - Portance

Deux méthodes de calcul sont utilisées pour réduire la portance d'un groupe de pieux.

- Le rapprochement des pieux, qui peut réduire le frottement axial essentiellement. On utilise donc un coefficient d'efficacité C_e pour diminuer le frottement axial du groupe de pieu et ainsi tenir compte de la géométrie du groupe.
- Le comportement global du groupe de pieux comme un bloc monolithique peut avoir une résistance moindre. Le comportement de cette fondation équivalente est à appréhender comme une fondation unique qui est alors soit profonde, soit semi-profonde, soit superficielle.

1.1.1 - Réduction de la portance par rapprochement des pieux

Dans ce cas, le rapprochement des pieux induit une réduction essentiellement sur le frottement axial. Le coefficient d'efficacité C_e permet de modéliser, selon la géométrie du groupe de N pieux, cette réduction de portance.

Pour vérifier les états limites sur la portance, l'inégalité suivante doit être vérifiée pour toutes les combinaisons :

- aux états limites ultimes :

$$F_{cg,d} \leq N(R_{b,d} + C_e \cdot R_{s,d}) \quad [\text{Formule 9.3.1}]$$

- aux états limites de service :

- $F_{cg,d} \leq N(0,5R_{b,d} + C_e \cdot 0,7R_{s,d})$ pour les fondations mises en œuvre sans refoulement du sol ;

- $F_{cg,d} \leq N(0,7R_{b,d} + C_e \cdot 0,7R_{s,d})$ pour les fondations mises en œuvre avec refoulement du sol.

avec

$F_{cg,d}$: valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de fondations profondes selon les combinaisons considérées ;

$R_{b,d}$: valeur de calcul de la résistance de pointe d'une fondation profonde isolée ;

$R_{s,d}$: valeur de calcul de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde isolée.

C_e est le coefficient d'efficacité du groupe de fondations profondes avec un effet unique sur le terme de frottement.

Les formules suivantes peuvent être utilisées pour calculer C_e à défaut de justifications plus précises⁽²⁷⁾ :

- si $3B \leq d$, alors $C_e = 1$ [Formule J.2.2] ;

(27) Détermination de C_e d'après des bases expérimentales ou théoriques.



- si $1 \leq \frac{d}{B} \leq 3$, alors $C_e = \left(1 - C_d \left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) \right) \right)$ avec $C_d = 1 - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right)$ [Formule J.2.3].

avec

d est l'entraxe des pieux (maille carrée) ;

B est le diamètre des pieux (ou leur largeur) ;

m est le nombre de lignes de pieux et n le nombre de pieux par lignes.

Remarques :

Dans le cas où les pieux traversent une couche de sol de résistance médiocre et sont ancrés dans un substratum très résistant, l'effet de groupe est très faible ; le coefficient d'efficacité C_e peut être pris égal à 1.

La vérification de la portance avec application du coefficient d'efficacité n'est normalement à effectuer que pour les groupes de pieux flottants⁽²⁸⁾.

1.1.2 - Réduction de la portance pour le bloc monolithique

Pour le comportement global du groupe de fondations profondes, il convient de considérer l'ensemble comme un bloc monolithique. Le groupe de pieux est ainsi assimilé à une seule fondation qui peut être profonde, semi-profonde ou superficielle selon son élancement (D_e/B). Les dimensions de la fondation (longueur / largeur ou diamètre) sont déterminées de manière à avoir le plus petit périmètre circonscrit du groupe de pieux.

Les états limites sont vérifiés si l'inégalité suivante est valable pour toutes les combinaisons :

$$F_{cg;d} \leq R_{cg;d} \quad [\text{Formule 9.3.2}]$$

avec

$F_{cg;d}$: valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de fondations profondes ;

$R_{cg;d}$: valeur de calcul de la résistance globale à la compression (portance) du terrain pour le groupe de fondations profondes. Des indications pour son calcul sont données en Annexe J de la norme NF P94-262.

Il est à noter que cette vérification n'est normalement à faire que dans le cas d'un groupe de pieux flottants ou d'un groupe de pieux mobilisant un effort de pointe dans une couche de bonne résistance mécanique mais surmontant une couche de moindre résistance.

1.2 - Résistance à la traction

Pour un groupe de pieux, la sollicitation en traction de ce dernier pouvant provoquer un arrachement peut être due à deux phénomènes :

- des actions transmises par une superstructure (par exemple un porte-à-faux) ;
- des pressions interstitielles.

D'une manière générale, la modélisation décrite par la Figure 21 est utilisée.

(28) Un pieu est considéré comme flottant si l'effort résistant mobilisé par frottement axial est largement supérieur à l'effort mobilisé sous sa pointe.



- $F_{tg;d}$: valeur de calcul de la force déstabilisatrice incluant des forces permanentes et variables
- $G_{stb;d}$: valeur de calcul de la force provenant des charges permanentes stabilisatrices
- $V_{dst;d}$: valeur de calcul de la force induite par les pressions interstitielles
- $R_{s;t;d}$: résistance mobilisable :
- par le groupe de fondations profondes $R_{s;d;gr}$;
 - par le contact entre le chevêtre et le sol $R_{s;d;ch}$;
 - par le contact entre le bloc de sol situé au-dessus du chevêtre et le terrain encaissant $R_{s;d;mas}$.

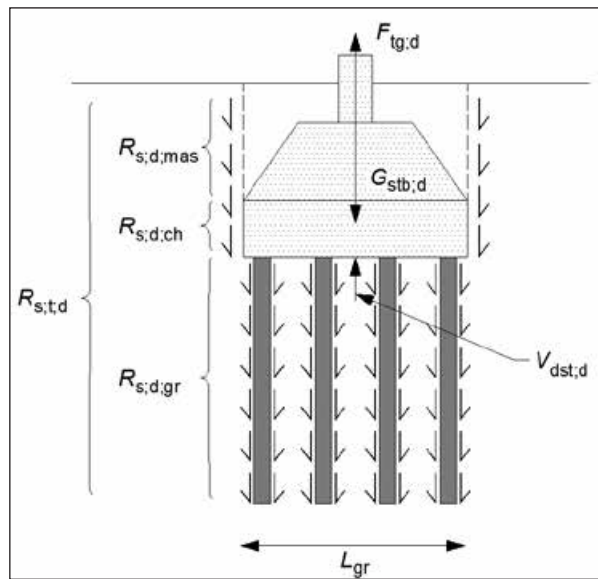


Figure 21 : Modélisation du groupe de fondations à l'arrachement [Figure 10.3.1]

1.2.1 - Détermination de la résistance du terrain

La valeur de résistance à la traction du terrain $R_{s;t;d}$ peut être estimée par la formule suivante :

$$R_{s;t;d} = R_{s;d;gr} + R_{s;d;ch} + R_{s;d;mas}$$

Résistance mobilisable par le groupe de fondations $R_{s;d;gr}$

Cette résistance peut être évaluée de la manière suivante :

$$R_{s;d;gr} = NR_{pieu,réseau;d}$$

avec

N le nombre de fondations du groupe ;

$R_{pieu,réseau;d}$ la valeur de calcul de la résistance à la traction d'une fondation profonde située au sein du groupe

de fondations supposées en réseau : $R_{pieu,réseau;d} = \frac{R_{pieu,réseau}}{\gamma_{R;d} \gamma_{s;t}}$ [Formule 10.3.2.5] ;

$\gamma_{R;d}$ est le coefficient de modèle ($\gamma_{R;d1}$ ou $\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}$ suivant la méthode de détermination de $R_{pieu,réseau}$, essais pénétrométriques, pressiométriques, essais de sol...) ;

$\gamma_{s;t}$ est le coefficient partiel de résistance à la traction déterminé à partir des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2 ou C.3.2.1 selon les types d'états limites et les combinaisons d'actions considérés.

L'estimation de $R_{pieu,réseau}$ prend en compte les interactions entre les différentes fondations du groupe et est obtenue pour le mécanisme de rupture le plus défavorable. Ce peut être une rupture par défaut de frottement axial ou par rupture du cône de sol associé à la fondation (Figure 22). Cette résistance doit être évaluée à l'aide de publications spécifiques.



x : longueur sur laquelle le frottement axial de la fondation profonde est considéré
 c : longueur de la maille du réseau de fondations profondes

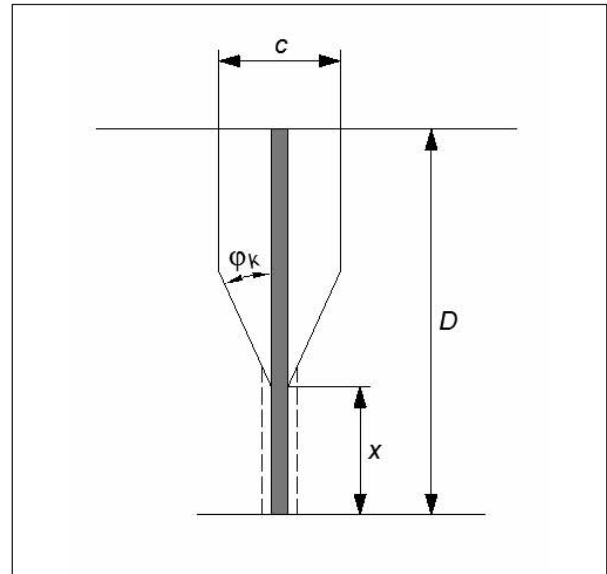


Figure 22 : Modélisation des modes de rupture de la fondation par traction [Figure 10.3.2]

Résistance mobilisable le long du chevêtre $R_{s;d, ch}$

Trois cas sont possibles, suivant le type de sol considéré :

- sol frottant :

$$R_{s;d, ch} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_{\varphi} \gamma_{s;t}} \int_{chevêtre} \beta \sigma'_v dz \quad [Formule 10.3.2.6]$$

- sol cohérent à court terme :

$$R_{s;d, ch} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_{cu} \gamma_{s;t}} \int_{chevêtre} \beta \sigma'_v dz$$

- sol cohérent à long terme :

$$R_{s;d, ch} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_c \gamma_{s;t}} \int_{chevêtre} \beta \sigma'_v dz$$

avec

pour un contact sol-béton (ou acier) : $\beta = (1 - \sin \varphi) \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right)$ [Formule 10.3.2.8⁽²⁹⁾];

L_{gr} et l_{gr} sont respectivement la largeur et la longueur du chevêtre ;

φ est l'angle de frottement interne du sol encaissant à l'état critique ;

σ'_v est la contrainte verticale effective ;

γ_{φ} est un coefficient partiel égal à 1,25, γ_{cu} est égal à 1,4 et γ_c est égal à 1,25 ;

$\gamma_{s;t}$ est le coefficient partiel de résistance à la traction déterminé à partir des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2 ou C.3.2.1 selon les états limites et les combinaisons d'actions considérés.

(29) La numérotation de la formule dans la norme NF P94-262 est fautive 10.3.1.8 et devrait être 10.3.2.8.



Résistance mobilisable le long du bloc de sol situé au-dessus du chevêtre $R_{s;d,mas}$

Trois cas sont possibles, suivant le type de sol considéré :

- sol frottant :

$$R_{s;d,mas} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_{\varphi} \gamma_{s;t}} \int_{blocsol} \beta \sigma'_v dz \quad [Formule 10.3.2.7]$$

- sol cohérent à court terme :

$$R_{s;d,mas} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_{cu} \gamma_{s;t}} \int_{blocsol} \beta \sigma'_v dz$$

- sol cohérent à long terme :

$$R_{s;d,mas} = \frac{2(L_{gr} + l_{gr})}{\gamma_c \gamma_{s;t}} \int_{blocsol} \beta \sigma'_v dz$$

avec

le paramètre β dépend du type de contact [Formule 10.3.2.8⁽³⁰⁾]:

- pour un contact sol-béton (ou acier) : $\beta = (1 - \sin \varphi) \tan \left(\frac{2\varphi}{3} \right)$;
- pour un contact sol-sol : $\beta = (1 - \sin \varphi) \tan \varphi$.

L_{gr} et l_{gr} sont respectivement la largeur et la longueur du groupe de fondations profondes ;

φ est l'angle de frottement interne du sol encaissant à l'état critique ;

σ'_v est la contrainte verticale effective ;

γ_{φ} est un coefficient partiel égal 1,25, γ_{cu} est égal à 1,4 et γ_c est égal à 1,25 ;

$\gamma_{s;t}$ est le coefficient partiel de résistance à la traction déterminé à partir des tableaux C.2.3.1, C.2.3.2 ou C.3.2.1 selon les types d'états limites considérés.

1.2.2 - Dominance des actions dues à la superstructure (GEO/STR)

Dans le cas où les actions déstabilisatrices engendrées par les pressions interstitielles sont négligeables devant les actions déstabilisatrices provenant de la superstructure, les vérifications à réaliser consistent pour chaque combinaison aux ELU et ELS à vérifier l'inégalité suivante :

$$F_{tg;d} + V_{dst;d} - G_{stb;d} \leq R_{s;t;d} \quad [Formule 10.3.2.1]$$

avec

$F_{tg;d}$ est la valeur de calcul de l'action de traction axiale sur le groupe de fondations profondes :

$$F_{tg;d} = 1,5F_{t;k} + 1,35G_{dst;k} \quad [Formule 10.3.2.2] ;$$

$V_{dst;d}$ est la valeur de calcul de la force induite par les pressions interstitielles :

$$V_{dst;d} = 1,35V_{dst;k} \quad [Formule 10.3.2.3] ;$$

$G_{stb;d}$ est la valeur de calcul de la force induite par les actions permanentes stabilisatrices :

$$G_{stb;d} = 1,0G_{stb;k} \quad [Formule 10.3.2.4].$$

(30) La numérotation de la formule dans la norme NF P94-262 est fautive 10.3.1.8 et devrait être 10.3.2.8.



1.2.3 - Dominance des actions dues aux pressions interstitielles (GEO/STR)

Dans le cas où les actions déstabilisatrices engendrées par les pressions interstitielles sont non nulles et supérieures aux actions déstabilisatrices provenant de la superstructure, les vérifications à réaliser consistent pour chaque combinaison aux ELU et ELS à vérifier l'inégalité suivante pour les états limites de type GEO/STR :

$$1,35(V_{dst;k} - G_{stb;k}) + F_{tg;d} \leq R_{s;t;d} \quad [Formule 10.3.3.1]$$

avec

$F_{tg;d}$ est la valeur de calcul de l'action de traction axiale sur le groupe de fondations profondes :

$$F_{tg;d} = 1,5F_{t;k} + 1,35G_{dst;k} \quad [Formule 10.3.3.2]$$

$V_{dst;k}$ est la valeur caractéristique de la force induite par les pressions interstitielles ;

$G_{stb;k}$ est la valeur caractéristique de la force induite par les actions permanentes stabilisatrices.

Dans le cas où l'effort de traction provient uniquement de pressions interstitielles, les termes $V_{dst;d}$ et $G_{stb;d}$ sont groupés pour éviter des écarts flagrants de conception par rapport aux errements habituels. La somme des deux actions s'assimile à une action déstabilisatrice pour l'équilibre de la structure.

1.2.4 - Dominance des actions dues aux pressions interstitielles (UPL)

Dans le cas où les actions déstabilisatrices engendrées par les pressions interstitielles sont non nulles et supérieures aux actions déstabilisatrices provenant de la superstructure, les vérifications à réaliser consistent pour chaque combinaison aux ELU à vérifier l'inégalité suivante pour les états limites de type UPL :

$$F_{tg;d} + V_{dst;d} - G_{stb;d} \leq R_{s;t;d} \quad [Formule 10.3.4.1]$$

avec

$F_{tg;d}$ est la valeur de calcul de l'action de traction axiale sur le groupe de fondations profondes :

$$F_{tg;d} = 1,5F_{t;k} + 1,0G_{dst;k} \quad [Formule 10.3.4.3] ;$$

$V_{dst;d}$ est la valeur de calcul de la force induite par les pressions interstitielles :

$$V_{dst;d} = 1,0V_{dst;k} \quad [Formule 10.3.4.2] ;$$

$G_{stb;d}$ est la valeur de calcul de la force induite par les actions permanentes stabilisatrices :

$$G_{stb;d} = 0,9G_{stb;k} \quad [Formule 10.3.4.4].$$

2 - Tassements

Le tassement est à déterminer selon des méthodes de calcul adaptées pour le groupe de pieu et le bloc monolithique de sol (méthode des fonctions de transfert de charge ou méthodes des éléments finis ou des différences finies).

Dans le cas d'un groupe de pieux reposant sur des argiles ou des limons dont les modules croissent régulièrement avec la profondeur, la méthode de Terzaghi peut être appliquée en considérant une semelle fictive située au 2/3 de la longueur de pieux et en lui appliquant toute la charge appliquée à la fondation (Figure 23).

Dans le cas de la présence d'une couche de sol déformable sous les sols d'ancrage d'un groupe de pieux, il est nécessaire d'évaluer, en premier lieu, la part de la charge exercée au niveau de la base des pieux, y compris les frottements négatifs éventuels. Dans un second temps, un schéma de diffusion de cette charge est appliqué jusqu'à la couche déformable. Enfin, le tassement de la couche déformable peut être calculé avec la contrainte obtenue.

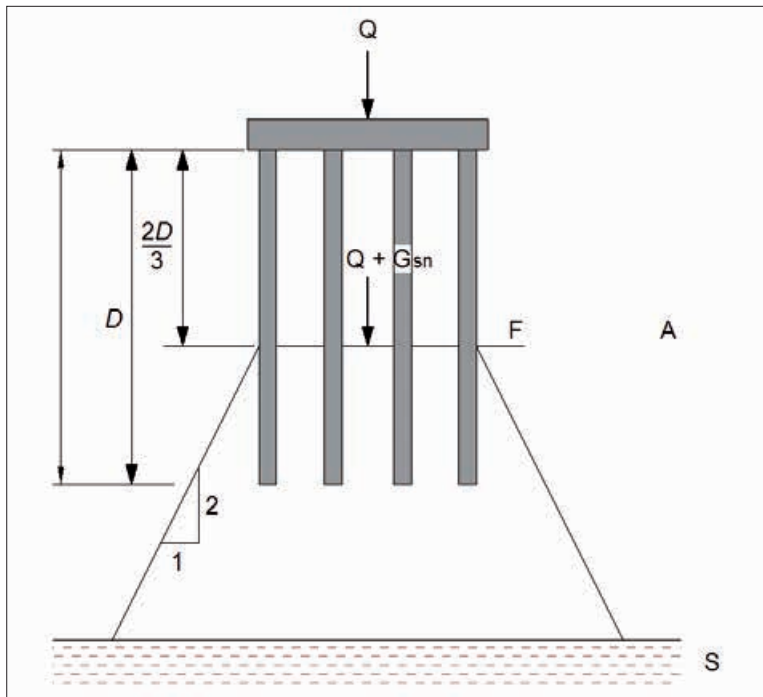


Figure 23 : Modélisation pour la détermination du tassement d'un groupe de pieux



Résistance structurale

1 - Propriétés des matériaux pour les justifications des fondations profondes

La norme NF P94-262 donne essentiellement des éléments complémentaires sur les fondations profondes de type béton armé et complète ou précise certaines caractéristiques des matériaux et dispositions constructives figurant dans l'Eurocode 2. Elle renvoie néanmoins vers certaines normes « matériaux » le cas échéant, par exemple pour des fondations utilisant des aciers de construction de type pieux tubulaires métalliques (NF EN 1993-5).

1.1 - Béton, coulis ou mortier

Les spécifications des normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2, accompagnées de leurs annexes nationales, sont complétées pour les besoins particuliers des calculs de fondations.

1.1.1 - Valeur caractéristique à la compression

La valeur caractéristique à la compression du béton **pour les fondations profondes** est minorée par rapport à la valeur caractéristique « classique » f_{ck} figurant dans la norme NF EN 1992-1-1. L'abattement permet notamment de tenir compte des sujétions de mise en œuvre et des dimensions des fondations. La valeur à retenir pour les fondations profondes est déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \cdot \frac{1}{k_1 k_2} \quad [\text{Formule 6.4.1.1}]$$

Pour $f_{ck} \geq 25$ MPa, f_{ck}^* est au minimum égale à 18,33 MPa si la formule générale conduit à une valeur moindre. [Tableau 6.4.1.1 NOTE (4)]

Dans l'expression précédente :

- f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours ;
- $f_{ck}(t)$ est la résistance en compression du béton à l'instant t . Conformément à la clause 3.1.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1, $f_{ck}(t)$ prend les valeurs suivantes :
 - pour $3 < t < 28$ jours : $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{MPa})$;
 - pour $28 \text{ jours} \leq t$: $f_{ck}(t) = f_{ck}$.
- pour la détermination de la résistance moyenne en compression $f_{cm}(t)$, il faut se reporter à la clause 3.1.2(6) de la norme NF EN 1992-1-1 ;
- C_{max} ainsi que les coefficients k_1 et k_2 tiennent compte des sujétions de mise en œuvre du béton, coulis ou mortier :
 - valeurs de C_{max} et k_1 (Tableau 25) :

Classe		C_{max} (MPa)	k_1
1	Pieux forés et barrettes	35	1,3
2	Pieux tarière creuse avec enregistrement des paramètres	30	1,35
3	Pieux vissés moulés	35	1,3
4	Pieux battus moulés	35	1,3

Tableau 25 : Valeurs de C_{max} et k_1 pour la détermination de la valeur caractéristique à la compression du béton [Tableau 6.4.1.1]



- cas particuliers :
 - pour les pieux et barrettes (classe 1), lorsque la nature des terrains traversés garantit la stabilité des parois du forage ou quand le pieu est tubé et bétonné à sec, le coefficient k_1 peut prendre la valeur 1,2 [6.4.1(5)] ;
 - pour les bâtiments, la valeur de C_{max} est limitée à 35 MPa ;
 - pour les ponts et autres ouvrages de génie civil, la valeur de C_{max} est limitée à 25 MPa [Q.1.1(1)] ;
- valeurs du coefficient k_2 (Tableau 26) :

Cas	k_2
Pieux forés et barrettes dont le rapport de la plus petite dimension B à la longueur est inférieur à 1/20	1,05
Pieux forés et barrettes dont la plus petite dimension B est inférieure à 0,6 m	1,3-B/2
Pieux forés et barrettes réunissant les conditions 1 et 2 ci-dessus	1,35-B/2
Tous les autres cas	1,0

Tableau 26 : Valeurs du coefficient k_2 suivant les types de pieux et leur géométrie

1.1.2 - Valeur de calcul

Pour la justification des sections des fondations profondes, la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton, coulis ou mortier est déterminée à partir de la formule suivante :

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

Dans cette expression :

- α_{cc} prend la valeur :
 - 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé ;
 - 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé.

À noter que les éléments de fondations profondes doivent être armés sur toute leur longueur lorsqu'ils supportent des ouvrages, tels des ponts [Q.2.1(1)], ou si ils sont soumis à un effort de traction ou sont inclinés [12.2.1 (2)].

- γ_c est le coefficient partiel relatif au matériau béton. Il prend pour valeur [NF EN 1992-1-1 2.4.2.4 (1) et (2) et NF EN 1992-1-1/NA 2.4.2.4 (2)] :
 - 1,5 pour les ELU en situation de projet durable ou transitoire ;
 - 1,2 pour les ELU accidentels ;
- le coefficient k_3 est introduit pour la première fois dans la norme NF P94-262. Il prend la valeur de 1,0 dans la majorité des cas. Cette valeur peut être portée à 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé d'intégrité de la fondation [6.4.1(8)]. Le volume de contrôle requis est indiqué dans le Tableau 6.4.1.2 pour les bâtiments et le Tableau Q.1.1 pour les ponts.

1.1.3 - Module d'élasticité

Module « instantané » E_{cm}

Il est déterminé conformément au tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-1-1 :

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

avec $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) (résistance moyenne à la compression) [NF EN 1992-1-1 Tableau 3.1].

Remarque : Le module E_{cm} est calculé avec la résistance caractéristique du béton f_{ck} (et non f_{ck}^*).

Module différé E_{dif}

Il traduit la prise en compte du fluage du béton. Ce module différé n'apparaît pas de manière explicite dans l'Eurocode 2 qui retient un coefficient de fluage. L'approche proposée par la norme NF P94-262 est simplifiée et conduit à retenir :

$$E_{dif} = \frac{E_{cm}}{3} \text{ [Formule 6.4.1.4]}$$

Ce module est à appliquer dans les vérifications de stabilité ou des déformations à long terme des fondations profondes ainsi que les calculs de tassements.



1.2 - Armatures passives

1.2.1 - Limite d'élasticité

Il convient d'appliquer les caractéristiques des armatures spécifiées dans la norme NF EN 1992-1-1. Les armatures à utiliser pour les fondations profondes sont ainsi des armatures à haute adhérence dont la limite élastique f_{yk} est comprise entre 400 et 600 MPa (valeur usuelle de 500 MPa).

1.2.2 - Limite d'élasticité de calcul

La limite d'élasticité de calcul f_{yd} à introduire dans les justifications de sections de béton armé est définie par :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

γ_s est le coefficient partiel relatif au matériau acier. Il prend pour valeur [NF EN 1992-1-1 2.4.2.4 (1) et (2) et NF EN 1992 1-1/NA 2.4.2.4 (2)] :

- 1,15 pour les ELU en situation de projet durable ou transitoire ;
- 1,0 pour les ELU accidentels ;
- 1,0 pour les ELS.

1.2.3 - Module d'élasticité

Le module d'élasticité E_s des armatures passives est de 200 000 MPa [NF EN 1992-1-1 3.2.7 (4)].

2 - Propriétés des matériaux pour l'analyse structurale

Pour les calculs d'efforts d'une fondation profonde de type pieux ou barrette, il est usuel d'apprécier ses déformations en assimilant sa section à celle d'un matériau homogène et résistant en flexion composée [6.4.1 (12) NOTE 1].

Le lecteur est invité à consulter le paragraphe 5.1.2 de la norme NF EN 1992-1-1.

Pour un béton ordinaire, on retient en général les hypothèses simplifiées suivantes dans l'élaboration du modèle servant à déterminer les sollicitations :

- module de déformation longitudinale moyen du béton égal à 20 000 MPa pour les phases de construction ;
- module de déformation longitudinale moyen du béton égal à 10 000 MPa pour caractériser le comportement long terme ;
- prise en compte de l'inertie brute non fissurée de l'élément, par exemple :
 - pour les pieux en béton armé, on ne prend que la section de béton sans tenir compte des armatures ou des vides des tubes d'auscultation ;
 - pour les micropieux en béton armé, on prend en compte uniquement les sections d'acier.

Les effets du retrait du béton de la fondation ne sont généralement pas à prendre en compte.

3 - Justification des sections de béton armé

3.1 - Justifications aux ELU

Les justifications des sections de béton armé aux ELU sont à mener conformément :

- à l'article 6.1 des normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2 pour la flexion simple et la flexion composée ;
- à l'article 6.2 des normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2 pour l'effort tranchant.



Remarques :

L'Eurocode 2 ne précise pas les particularités liées aux sections circulaires comme pouvaient le faire le BAEL ou le Fascicule 62 - Titre V. Il est donc précisé que, dans l'expression de l'effort tranchant résistant $V_{rd,c}$ [Formules 6.2a et 6.2b de la norme NF EN 1992-1-1], le terme $(b_w \times d)$ est à remplacer par $(B \times d/1,4)$, avec :

- B, diamètre de la section circulaire ;
- d, distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature la plus tendue.

Lorsque le bras de levier « z » est à introduire dans les calculs de section circulaire, la valeur approchée $z = 0,9 \cdot d$ n'est pas applicable⁽³¹⁾. Il convient d'utiliser le véritable bras de levier des forces internes, déterminé à l'ELU lors du calcul du ferrailage longitudinal.

3.2 - Justifications aux ELS

3.2.1 - ELS caractéristiques

Béton

La valeur moyenne σ_{cmoy} des contraintes de compression du béton doit respecter l'inégalité suivante :

$$\sigma_{cmoy} \leq 0,3k_3 f_{ck}^* \quad [Formule 6.4.1.3]$$

La contrainte maximale σ_{cmax} des contraintes de compression du béton doit respecter l'inégalité suivante :

$$\sigma_{cmax} \leq \text{Min}(0,6k_3 f_{ck}^*; 0,6 f_{ck}) \quad [Formule 6.4.1.3]$$

Ces contraintes σ_{cmoy} et σ_{cmax} sont à calculer sur la surface comprimée de la section la plus sollicitée de l'élément.

Les valeurs limites imposées sont valables quelle que soit la classe d'exposition de l'élément.

Armatures passives

Dans le cas des ponts, l'annexe Q [Q.2.2.(3)] limite la contrainte de traction des armatures aux deux-tiers de la limite d'élasticité ($2/3 \cdot f_{yk}$, soit 333 MPa pour des HA500). Bien que cela ne soit pas mentionné de manière explicite, il s'agit de l'ELS caractéristique.

Dans les autres cas, la limite de contrainte fixée par la clause 7.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 s'applique et vaut $k_3 \cdot f_{yk}$ avec $k_3 = 0,8$ (soit 400 MPa pour des HA500). [NF EN 1992-1-1/NA 7.2 (5) NOTE]

3.2.2 - ELS fréquents et quasi-permanents

Pour les ponts, la clause Q.2.2(4) impose que la résultante des efforts axiaux des sections ne rende pas compte d'un état de traction des fondations à l'ELS quasi-permanent, c'est-à-dire que pour chaque élément de fondation isolé, l'effort normal de chaque section doit être positif (en compression).

La norme NF P94-262 reprend la méthode simplifiée de la clause 7.3.3 (101) de la norme NF EN 1992-2/NA visant à la maîtrise de la fissuration. Pour appliquer cette méthode, il convient d'avoir défini au préalable la classe d'exposition de la fondation. En fonction de cette classe, l'Eurocode 2 définit une limite maximale admissible d'ouverture de fissure w_{max} (en mm). Elle est fixée par les tableaux 7.1NF de la norme NF EN 1992-1-1/NA et 7.101NF de la norme NF EN 1992-2/NA.

La méthode simplifiée consiste ensuite à limiter la contrainte de traction admissible dans les aciers passifs à :

- σ_s (en MPa) < 1000 w_{max} (en mm) pour des éléments ou parties d'éléments fléchies (une face tendue et une face comprimée) ;
- σ_s (en MPa) < 600 w_{max} (en mm) pour des éléments ou parties d'éléments entièrement tendus.

Par exemple, pour des pieux de classe d'exposition XC3 l'ouverture maximale admissible de fissure est $w_{max} = 0,30$ mm qu'il s'agisse d'un bâtiment ou d'un pont. En considérant que les pieux travaillent en flexion, la limite de traction des aciers passifs sera alors $\sigma_s < 1000 \times 0,30 = 300$ MPa.

(31) Elle est valable uniquement pour les éléments de hauteur constante sans effort normal.



La clause 6.4.2 (3) de la norme NF P94-262 mentionne cette limitation de contrainte à l'ELS quasi-permanent sans faire de distinction entre les bâtiments et les ouvrages d'art. De manière à être homogène avec les prescriptions de l'Eurocode 2, nous proposons d'appliquer cette limitation de contrainte :

- à l'ELS quasi-permanent pour les bâtiments ;
- à l'ELS fréquents pour les ponts.

À noter également que la norme NF P94-262 évoque w_{\max} comme l'ouverture calculée des fissures. Il s'agit en réalité de l'ouverture maximale admissible, la méthode permettant de s'affranchir de tout calcul d'ouverture de fissure.

Cette méthode est complétée par des critères sur l'espacement des armatures. Ce point est précisé dans le paragraphe 4 sur les « dispositions constructives » du présent chapitre.

La méthode « pseudo-exacte » (qui nécessite le calcul de l'ouverture de fissure et de l'espacement) peut ainsi être remplacée par la méthode simplifiée proposée dans la norme NF EN 1992-2/NA [7.3.3 (101) NOTE].

3.3 - Fatigue

Conformément à la clause 6.8.1(102) de la norme NF EN 1992-2, les fondations sont exclues de la vérification à la fatigue. Aucune autre limite de contrainte sur les matériaux des fondations n'est donc à retenir.

3.4 - Flambement

Pour les justifications au flambement (stabilité de forme), le lecteur est invité à se reporter au chapitre 12 de la norme NF P94-262. [12.2.2 (1) NOTE 1 et 12.2.4]

4 - Dispositions constructives

4.1 - Généralités

La norme NF P94-262 apporte un complément sur les dispositions constructives à appliquer dans les cas généraux pour la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} . Sa définition figure dans l'article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 :

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad [\text{NF EN 1992-1-1 Formule 8.2}]$$

La norme NF P94-262 [6.4.1 (10)] précise que, dans le cas des aciers passifs des fondations, le coefficient η_1 , lié aux conditions d'adhérence, doit prendre la valeur 1,0 (i.e. « bonnes » conditions d'adhérence). Il est rappelé que cette contrainte ultime d'adhérence intervient dans la détermination des longueurs d'ancrage et de recouvrement.

L'espacement des armatures doit être inférieur à $5(c + \Phi/2)$ où c est l'épaisseur d'enrobage et Φ le diamètre des armatures pour toutes les fondations [6.4.2 (3)].

Sans autre indication, le reste des dispositions constructives à appliquer est à rechercher dans l'Eurocode 2.

4.2 - Cas particulier des ponts

Un certain nombre de recommandations spécifiques aux ouvrages d'art figure dans l'annexe Q (informative) de la norme NF P94-262 « dispositions générales de conception pour les ponts ».

Le présent paragraphe se concentre sur les clauses inhérentes aux pieux exécutés en place et barrettes [Q.3.4]. Le lecteur est invité à se reporter à la norme pour les pieux préfabriqués en béton armé [Q.3.2] et les pieux tubulaires en béton précontraint [Q.3.3].



4.2.1 - Dispositions géométriques

Les prescriptions sont les suivantes [Q.3.4.1] :

- diamètre minimal du pieu de 600 mm. Cette valeur est portée à 800 mm lorsque les pieux sont disposés en une seule file ;
- les pieux inclinés sont autorisés uniquement s'ils sont exécutés entièrement à l'abri d'un tube de travail (récupéré ou non) ;
- distance minimale de nu à nu entre deux éléments de fondation voisins :
 - 0,75 fois la somme des diamètres pour des pieux circulaires ;
 - 0,75 fois la somme des largeurs pour des barrettes.

4.2.2 - Armatures

Généralités

Le diamètre extérieur de la cage d'armatures est :

- au plus égal au diamètre intérieur du tubage provisoire diminué de 10 cm pour les pieux forés tubés ;
- au moins égal à 1,25 fois le diamètre intérieur de la colonne de bétonnage éventuelle.

La cage d'armatures peut être remplacée par un profilé ou un tube. Les dispositions constructives à appliquer dans ce cas sont mentionnées dans la clause Q.3.4.2.1 (4).

Armatures longitudinales

Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et le diamètre minimal de ces barres est 12 mm.

L'espacement des barres longitudinales entre nus doit être compris entre 10 et 20 cm. Cet espacement est à respecter entre les nus de couples de barres au droit des recouvrements.

Les sections minimales d'armatures longitudinales résultant des recommandations de la norme NF P94-262 sont récapitulées dans le Tableau 27.

Diamètre du pieu (m)	Section transversale du pieu A_c (m ²)	Aire minimale d'armatures longitudinales $A_{s,bpmin}$ (cm ²)
0,60	0,283	14,14
0,80	0,503	25,00
1,00	0,785	25,00
1,20	1,131	28,27
1,40	1,539	38,48
2,00	3,142	78,54

Tableau 27 : Sections minimales d'armatures longitudinales pour les fondations profondes selon la norme NF P94-262

Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de façon à éviter tout mouvement des barres longitudinales vers la paroi la plus proche. Il est toutefois admis que certaines barres longitudinales ne soient que partiellement maintenues pour permettre le passage de la(les) colonne(s) de bétonnage :

- l'écartement maximal des barres transversales doit être inférieur à $\text{Min}(35 \text{ cm} ; 15 \Phi_{\text{inf,long}})$ avec $\Phi_{\text{inf,long}}$ étant la valeur du plus petit diamètre des barres longitudinales ;
- le diamètre des barres transversales doit être supérieur à $\text{Max}(6 \text{ mm} ; 0,4 \Phi_{\text{sup,long}})$ avec $\Phi_{\text{sup,long}}$ étant la valeur du plus grand diamètre des barres longitudinales.

Les diamètres recommandés par la norme pour les armatures transversales sont rappelés dans le Tableau 28.

$\Phi_{\text{armatures longitudinales}}$ (mm)	12-14	16	20	25	32
$\Phi_{\text{armatures transversales}}$ (mm)	6-8	8-10	10-14	10-16	10-16

Tableau 28 : Diamètres recommandés pour les armatures transversales et longitudinales [Tableau Q.3.4.2.3]



Enrobage

L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures est au moins égale à :

- 7 cm pour les pieux, parties de pieux ou barrettes dans le cas général ;
- 4 cm pour les pieux ou parties de pieux comprenant un tubage permanent ou une chemise (compté à partir de la surface intérieure du tubage ou de la chemise).

Recépage

La cote de bétonnage est fixée de façon à ce que le béton sain soit atteint au niveau théorique de recépage. La note Q.3.4.2.7 NOTE 1 propose de déterminer la cote de bétonnage par $0,3 \times (1+z)$ où z est le niveau théorique de recépage, tout en limitant la cote de bétonnage à 1,8 m.

En cas de risque de striction du béton avant son durcissement, cette valeur peut être augmentée. La diminution de cette valeur peut le cas échéant être envisagée sous réserve de garantir le résultat.





Chapitre 11

Actions et sollicitations

1 - Actions

1.1 - Généralités

L'article 4.1.1 de la norme NF EN 1990 classe les actions selon les trois familles suivantes : les actions permanentes (G), les actions variables (Q) et les actions accidentelles (A).

1.1.1 - Les actions permanentes (G)

Elles sont « de longue durée » et regroupent les actions ayant un caractère permanent (actions dues à la pesanteur : poids propre des structures et équipements) mais également les tassements différentiels, l'action de la précontrainte et les actions de retrait et de fluage.

La norme NF P94-262 précise que les actions dues au sol sont également à considérer comme permanentes :

- actions d'origine pondérale : poids, poussée, butée [5.1.3.1 (1)] ;
- actions dues à un déplacement d'ensemble du sol : frottements négatifs (tassement du sol) et charges transversales (déplacement horizontal du sol) [5.1.3.3 (4)].

1.1.2 - Les actions variables (Q)

Les actions variables ont un caractère non permanent.

Elles regroupent :

- les actions variables climatiques : vent, neige, température ;
- les actions variables d'exploitation :
 - les charges de trafic routier, piétonnier ou ferroviaire et leurs effets dynamiques (freinage / accélération) ;
 - les charges d'exploitation des bâtiments ;
 - les actions dues à des mouvements de fluides (vidange de réservoirs, actions des vagues, actions dans des silos...) ;
 - les vibrations.

1.1.3 - Les actions accidentelles (A)

Elles proviennent de phénomènes se produisant exceptionnellement. On distingue :

- les actions accidentelles « provoquées » : chocs, explosions ;
- les actions accidentelles naturelles : actions dynamiques de l'eau (embâcles,...), actions gravitationnelles (glissement de terrain, chutes de pierre...).

1.1.4 - Autres actions

À ces trois familles d'actions s'ajoutent les actions en cours d'exécution pouvant influencer sur le dimensionnement et la justification des fondations profondes. Elles sont spécifiées dans la norme NF EN 1991-1-6.

Il faut aussi prendre en compte les actions sismiques liées aux séismes pour les situations sismiques qui sont traitées par l'Eurocode 8 [NF EN 1998].



Cas particulier des actions transmises par le sol

Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau et dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol sont traitées comme des actions variables ou permanentes selon leur durée d'application. Par exemple, l'effet des pressions sur un écran de soutènement, dues à une charge d'exploitation est à considérer comme une action variable. Si l'effet des pressions résulte d'une charge permanente (stockage quelconque), cet effet est à considérer comme une action permanente [5.1.4].

Cas particulier des actions dues à l'eau

Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont à considérer comme permanentes. Il s'agit de l'effet de l'eau contenue dans le terrain, en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (effet négligeable des gradients hydrauliques), s'apparentant à une action à transmission directe (poussée d'Archimède par exemple). Le caractère variable est pris en compte par différents niveaux statiques selon les situations (voir paragraphe 1.4.1 du présent chapitre).

Les actions hydrodynamiques (autres que l'action du courant) sont, selon leur nature et leur intensité, à classer parmi les actions variables ou accidentelles. Il s'agit principalement d'actions dues à la houle, au courant de marée, au batillage ou celles engendrées par un séisme [5.1.5.3 (2)].

1.2 - Actions à transmission directe

Au sens de la norme NF P94-262, les actions à transmission directe regroupent les actions appliquées à la fondation, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol et qui ne sont pas transmises par celui-ci [5.1.2 (1)]. Elles regroupent donc des actions émanant des trois familles permanentes, variables ou accidentelles et habituellement déterminées dans les calculs de structures ou de descentes de charges.

La valeur caractéristique de ces actions (indice « k ») est souvent la principale valeur représentative. Cette valeur est à calculer conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1991 et leurs annexes et annexes nationales [NF EN 1997-1 2.4.5.1 (1)], et qui peuvent être complétées par des clauses techniques du marché. Le mode de détermination de ces valeurs caractéristiques n'est pas rappelé ici mais le lecteur est invité à se reporter aux différentes parties de la norme NF EN 1991 ainsi qu'au guide « Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles » [1].

Le poids propre des fondations n'est à prendre en compte que s'il ne se neutralise pas avec la pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation profonde [9.2.1 (1) NOTE 1]. Le cas échéant, ce poids propre est intégré aux calculs au travers de sa valeur probable déterminée à partir des volumes définis d'après les dimensions prévues sur les plans d'exécution [5.1.2 (2)].

Le traitement complet d'une structure peut nécessiter également de se référer à d'autres Eurocodes ou parties d'Eurocodes. Par exemple, les effets dus au retrait et au fluage du béton sont à rechercher dans l'Eurocode 2. Il est précisé également que l'intensité d'une action à transmission directe peut dépendre de l'interaction sol-structure. C'est le cas du freinage sur un tablier de pont qui se répercute sur chacun des appuis (piles et culées) en fonction de la raideur globale de ces derniers. Par exemple, pour des appuis fondés profondément, l'interaction sol-pieux intervient dans cette raideur globale.

Cas spécifiques des actions accidentelles :

La valeur de calcul A_d d'une action accidentelle doit être spécifiée pour le projet individuel en lien avec la norme NF EN 1991-1-7 « Actions accidentelles ». Cette valeur intervient directement dans les combinaisons d'actions.

1.3 - Actions dues au sol

1.3.1 - Actions d'origine pondérale

Actions de poids du sol

Les actions de poids du sol sont évaluées à partir des volumes mis en jeu et des poids volumiques de celui-ci.

Les volumes mis en jeu doivent tenir compte du modèle de fonctionnement de l'ouvrage adopté⁽³²⁾.

(32) Pour les fonctions de soutènement, par exemple, il faut adapter ces volumes au modèle de calcul adopté pour la mobilisation de la poussée.



Le volume retenu dans les calculs doit également intégrer une éventuelle modification défavorable de la géométrie lorsqu'elle est prévisible (rechargement d'un remblai de couverture ou d'un remblai situé à l'arrière d'un soutènement par exemple).

S'agissant des poids volumiques, ceux-ci sont déterminés de la façon suivante :

- pour les sols en place, ils peuvent être évalués à l'aide de différentes mesures in situ ou en laboratoire (après prélèvements) ;
- pour les sols rapportés, il convient de distinguer trois scénarii [M.3] :
 - dans les cas courants, sauf indication particulière du marché, il est admis de prendre en compte un poids volumique égal à 20 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 22 kN/m³ pour les sols saturés (i.e. sous la nappe) ;
 - si le poids volumique des matériaux rapportés est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison donnée, on retient pour cette combinaison un poids volumique égal à 18 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 20 kN/m³ pour les sols saturés ;
 - si l'on utilise un matériau rapporté d'origine particulière, son poids volumique doit être fixé par le marché.

Dans le cas particulier des remblais de « couverture » de certains ouvrages routiers (remblais situés sur le tablier), on adopte une fourchette sur le poids volumique en raison de l'incertitude sur leur hauteur réelle et de la grande influence de leur poids sur les sollicitations de la structure. On pondère ainsi le poids volumique par les coefficients $\chi_{sup} = 1,10$ et $\chi_{inf} = 0,90$ [NF EN 1990/A1/NA A2.2].

À noter également que la charge de remblai sur une traverse supérieure d'ouvrage de type cadre ou voûte est augmentée, s'il y a lieu, d'un coefficient amplificateur C_m dit de Marston⁽³³⁾. Il a pour objet de tenir compte de l'effet de tassement du sol hors ouvrage.

Actions de pression du sol

D'une manière générale la norme NF P94-262 renvoie directement vers l'article 9.5 de la NF EN 1997-1 pour la détermination des actions de pression du sol. Y figurent notamment les méthodes de calculs du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

Pour le calcul des pressions sur un soutènement, il convient de se reporter aux normes correspondantes : NF P94-281 pour les murs et NF P94-282 pour les écrans.

Dans le cas particulier des remblais contigus d'ouvrages d'art, il est recommandé⁽³⁴⁾ d'adopter une fourchette sur le coefficient de poussée au travers des coefficients $K_{a,sup} = 0,50$ et $K_{a,inf} = 0,25$.

1.3.2 - Actions dues à un déplacement d'ensemble du sol

Les actions dues à un déplacement d'ensemble du sol sont de deux natures [5.1.3.3 (1)] :

- un phénomène d'instabilité du site de l'ouvrage (cas non traité dans ce guide) ;
- un tassement ou un fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement de la nappe phréatique.

Parmi ces dernières causes, les actions à considérer sont :

- celles engendrées par un tassement du sol : les frottements négatifs ;
- celles engendrées par un déplacement horizontal du sol : les charges transversales.

Frottements négatifs

La détermination de la valeur caractéristique des frottements négatifs fait l'objet du chapitre 12 de ce présent guide, consacré à ce sujet.

Efforts transversaux liés au déplacement d'ensemble du sol

La détermination de la valeur caractéristique de l'action due à un déplacement horizontal du sol est développée dans le chapitre 8 - Charge transversale de ce présent guide. On rappelle ici que ce phénomène apparaît, généralement, dans le cas d'un pieu traversant une couche de sol compressible chargée de manière dissymétrique (par un remblai par exemple).

(33) Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220p. (référence Sétra : 1004) [1]

(34) Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art - Murs de soutènement et culées de pont. Note d'information ouvrages d'art n° 34. Sétra, Janvier 2012, 20p. (Référence Sétra : 1201w) [3]



1.4 - Actions dues à l'eau

1.4.1 - Pressions statiques

Niveaux de référence

L'intensité et la répartition des pressions doivent être évaluées à partir de niveaux de référence en adéquation avec les situations de projet considérées. Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain (eaux libres fluviales ou autres) et des eaux souterraines (libres ou captives) doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

Pour autant, ce choix doit rester une estimation prudente du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré. Par exemple, pour la justification vis-à-vis de la portance, le niveau d'eau bas est défavorable, alors que pour les efforts de pression du sol ; il s'agit du niveau haut. Les niveaux peuvent, par exemple, évoluer au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

Les annexes nationales NF EN 1990/NA A1.3.1 et NF EN 1990/A1/NA A2.2.6 (1) NOTE 3 fixent trois niveaux de référence à déterminer pour les situations durables et transitoires :

- niveau EB, basses eaux (quasi-permanent), susceptible d'être dépassé pendant 50 % du temps de référence ;
- niveau EF (fréquent) susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence ;
- niveau EH, hautes eaux (caractéristique), présentant une période de retour de 50 ans (probabilité de dépassement de 2 % par an).

Pour les situations accidentelles, un niveau EE (exceptionnel) est à considérer. Il correspond au niveau le plus élevé ou le plus bas qui ne peut pas être physiquement dépassé.

Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement déterminé à partir d'un niveau de fond de lit mineur tenant compte de son évolution prévisible (résultats d'études géotechniques et hydrauliques).

Ces différents niveaux sont fixés au cours des études de projet et doivent être mentionnés dans les marchés. Un calcul en fourchette peut, le cas échéant, être proposé pour un état-limité considéré, en fonction du caractère favorable ou défavorable de l'action considérée. On pourra par exemple retenir une valeur haute et basse pour le niveau fréquent EF.

Actions résultantes

Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau est pris égal à 10 kN/m^3 [NF EN 1997-1/NA AN4.1]. Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont alors définies au travers des différents niveaux de référence mentionnés ci-dessus.

Il est rappelé que ces actions sont considérées comme permanentes pour former les combinaisons d'actions même si elles ne sont pas, en toute rigueur, des actions permanentes au sens de la norme NF EN 1990. Leur caractère variable est alors pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations.

1.4.2 - Actions hydrodynamiques

Pour les cas les plus simples, la norme NF P94-262 assimile les efforts engendrés par l'action hydrodynamique du courant à un diagramme triangulaire de poussée (Figure 24).

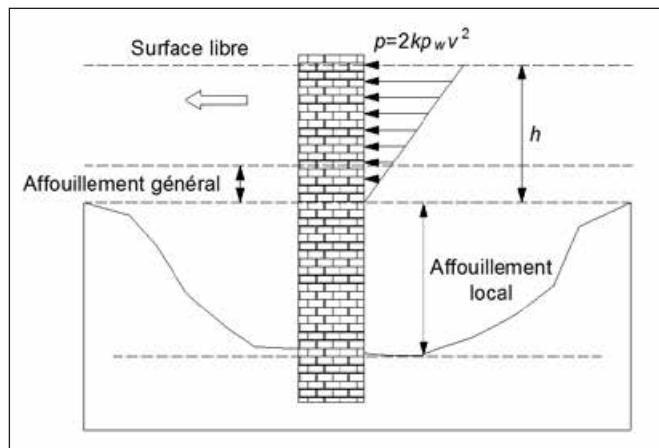


Figure 24 : Effet hydrodynamique du courant [Figure 5.1.5]

Néanmoins, la modélisation des effets hydrodynamiques autres que l'action du courant et les effets produits sur les fondations requièrent des études spécifiques. On citera pour mémoire les effets dus à la houle, au courant de marée, au batillage ou encore ceux engendrés par un séisme.

2 - Combinaisons d'actions

2.1 - Généralités

2.1.1 - Valeurs représentatives des actions variables

Les différentes parties de la norme NF EN 1991 permettent de déterminer la valeur caractéristique des actions variables (Q_k de manière générique). Outre cette valeur, les Eurocodes définissent d'autres valeurs représentatives de ces actions, liées à l'occurrence d'apparition. Ces valeurs sont ainsi définies par rapport à une « période de retour ». Elles sont à calculer à partir de la valeur caractéristique Q_k et de coefficients ψ multiplicatifs.

L'Eurocode 0 définit ainsi :

- $\psi_0 \cdot Q_k$: valeur de combinaison d'une action d'accompagnement, Elle est associée à l'emploi de combinaisons d'actions. Elle permet de tenir compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions indépendantes.
- $\psi_1 \cdot Q_k$: valeur fréquente d'une action de base, Pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 1 % de la durée de référence. Pour le trafic routier sur les ponts, elle correspond à une période de retour d'une semaine.
- $\psi_2 \cdot Q_k$: valeur quasi-permanente d'une action, Pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 50 % de la durée de référence. Pour le trafic routier sur les ponts, elle est généralement nulle.

Pour chacune des actions variables élémentaires (ou parfois groupe d'actions), ces coefficients sont consignés :

- pour les bâtiments, dans le tableau A1.1 de l'annexe A1 de la norme NF EN 1990 ainsi que dans les commentaires de l'annexe nationale NF EN 1990/NA ;
- pour les passerelles, dans le tableau A2.2 de la norme NF EN 1990/A1 ;
- pour les ponts routiers et les ponts ferroviaires, respectivement dans les tableaux A2.1 (NA) et A2.3 (NA) de l'annexe nationale NF EN 1990/A1/NA.



2.1.2 - Concomitance des actions variables

Les annexes A1 (bâtiments) et A2 (ponts) de la norme NF EN 1990 spécifient qu'il convient de ne pas prendre en compte dans les combinaisons les effets d'actions qui, pour des raisons physiques et fonctionnelles, ne peuvent exister simultanément [A1.2.1 (1) NF EN 1990 et A2.2.1(1) NF EN 1990/A1].

Pour un bâtiment, selon son usage, sa forme et son emplacement, les combinaisons d'actions peuvent être fondées sur deux actions variables au plus. La prise en compte de plus de deux actions variables est à préciser lorsqu'il y a lieu pour le projet individuel.

Pour les ouvrages d'art (ponts routiers, ferroviaires et passerelles), les règles de combinaisons (i.e. de concomitance d'actions) sont définies dans les articles A2.2 de l'annexe A2 de l'Eurocode 0 [NF EN 1990/A1] ainsi que dans son annexe nationale. Ces différentes règles ne sont pas rappelées ici en raison de leur multiplicité mais le lecteur est invité à se reporter aux normes et aux guides techniques appropriés.

2.1.3 - Cas particulier des efforts parasites

La norme NF P94-262 isole dans les combinaisons les actions de frottement négatif G_{sn} et les actions de charge transversale du terrain G_{sp} . Les règles de cumul et de combinaison des actions en tenant compte du frottement négatif sont décrites dans le paragraphe 2.2.3 du présent chapitre.

2.2 - Méthodes de combinaison

2.2.1 - Expressions de base

L'Eurocode 0 ainsi que la norme NF P94-262 ne fournissent pas de manière directe les combinaisons d'actions à appliquer pour un projet individuel. Seules les expressions générales des combinaisons sont présentées, et ce, pour les différents états limites et situations de projet donnés.

Les expressions applicables au calcul des fondations profondes et figurant dans la norme NF P94-262 [7.3] sont peu différentes de celles de la norme NF EN 1990, Eurocode détaillant les actions pour l'ensemble des autres Eurocodes.

Ces expressions détaillent la prise en compte des effets des charges permanentes en faisant apparaître les actions de frottement négatif G_{sn} et les actions de charges transversales G_{sp} .

Ces deux actions spécifiques au dimensionnement des fondations profondes sont à combiner pour les situations de projet de type GEO et STR.

Ces expressions littérales sont données dans le paragraphe 7.3 de la norme NF P94-262.

Les combinaisons à l'ELU permettent d'éviter les cas de rupture catastrophiques.

Les combinaisons à l'ELS permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage ou du bâtiment.

- Les combinaisons ELS quasi-permanents prennent en compte les actions réellement subies pendant la grande majorité de la durée de vie de l'ouvrage. Elles permettent notamment l'étude des déplacements à long terme de la fondation.
- Les combinaisons ELS fréquents sont essentiellement utilisées pour la justification structurale de la fondation.
- Les combinaisons ELS caractéristiques prennent en compte les actions que l'ouvrage aura à subir au moins une fois au cours de sa durée de vie.

2.2.2 - Coefficients partiels

Les coefficients partiels pour les combinaisons à l'ELU en situations durables et transitoires sont liés à l'approche de calcul choisie. L'Eurocode 0 définit trois approches de calcul : approche 1, 2 ou 3. Comme mentionné en introduction de ce guide dans le chapitre 1, l'approche 2 est l'approche de calcul des ouvrages géotechniques retenue en France, de manière générale. L'approche 3 est uniquement utilisée lorsqu'il s'agit d'une étude de stabilité générale de site (vérification non traitée dans ce guide, se reporter au chapitre 13 de la norme NF P94-262).



Les justifications aux ELU STR et GEO, dans les situations de projet durables et transitoires, doivent être menées avec l'approche de calcul 2 pour les fondations, qu'elles soient de génie civil ou de bâtiment. Pour les états limites ultimes, les coefficients partiels sur les actions sont en général les suivants (cf. encadré pour les points particuliers) [Tableau C.2.3.1] :

- γ_G , pour les actions permanentes, vaut 1,35 pour les actions défavorables et 1,0 pour les actions favorables ;
- γ_Q , pour les actions variables, vaut 1,5 pour les actions défavorables et 0 pour les actions favorables.

Pour ces mêmes états-limites, lorsqu'il y a lieu de prendre en compte des actions de frottement négatif ou de charge transversale, les valeurs des coefficients partiels à retenir sont les suivantes [7.3.1.(2)] :

- γ_{sn} pour les actions dues au frottement négatif vaut 1,35 ou 1,125 ;
- γ_{sp} pour les actions dues aux charges transversales vaut 1,35 ou 0,675.

La valeur est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable dans chacun des deux cas.

Remarque :

La NOTE 2 de l'article 7.3.1 renvoie au tableau C.2.1 relatif aux coefficients partiels à appliquer aux actions permanentes et variables. Le jeu de coefficients A1 décrits dans ce tableau reste toutefois incomplet. Il est donc préconisé de ne pas en tenir compte et de se reporter systématiquement aux combinaisons complètes définies dans les différents textes de l'Eurocode 0. Il en est de même pour le jeu A2 applicable uniquement à l'approche 3.

En effet, ce tableau C.2.1 ne prend pas en compte les compléments des annexes nationales NF EN 1990/NA et NF EN 1990/A1/NA.

Par exemple, pour un pont, le coefficient partiel γ_Q pour une charge d'exploitation variable est de 1,35.

2.2.3 - Combinaisons d'actions dans le cas de frottements négatifs

Lorsque du frottement négatif sur les pieux doit être pris en compte, il faut ajouter aux autres actions, l'action G_{sn} due aux frottements négatifs (chapitre 12 du présent guide). L'article 7.3.3 de la norme NF P94-262 donne des règles de cumul de cette action due aux frottements négatifs avec les actions variables. En effet, toutes ces actions (G_{sn} et l'ensemble des actions variables Q) ne sont pas concomitantes. Le frottement négatif est maximal à long terme et agit de façon permanente et peut induire des déformations plastiques. Il se cumule donc aux actions permanentes et assimilées (actions quasi-permanentes). Par contre, sous une action variable temporaire, les déformations du pieu sont élastiques. Elles conduisent à une diminution locale et temporaire du frottement négatif, voire même à la disparition de ce dernier et à l'apparition de frottement latéral (frottement positif).

La démarche consiste donc à comparer les actions variables sans leur part quasi-permanente (c'est-à-dire en soustrayant la valeur quasi-permanente des actions) à l'action créée par le frottement négatif.

Pour chaque situation de calcul, et donc chaque combinaison, il convient de comparer $G_{sn,d}$ à Q'_d pour obtenir l'effort de calcul F_d à considérer :

$$F_d = G'_d + \text{Max}\{G_{sn,d}; Q'_d\} \quad [\text{Formule 7.3.3.1}]$$

avec

G'_d est l'effort vertical induit par les actions permanentes et par la part quasi-permanente associée à une action variable Q_k (soit $G_k + \psi_2 Q_k$) ;

Q'_d est l'effort vertical induit par la part variable⁽³⁵⁾ de la combinaison caractéristique associée à une action variable Q_k (équivalent à $[(1 \text{ ou } \psi_0 \text{ ou } \psi_1) - \psi_2] Q_k$) ;

$G_{sn,d}$ est l'effort vertical de calcul dû à l'action du frottement négatif.

(35) Équivaut à la part non quasi-permanente des actions variables.



Il est recommandé de prendre en compte le frottement négatif pour tous les états limites (ELU et ELS) de type STR et de type GEO. Pour une situation et un état limite, il peut donc y avoir plusieurs combinaisons de calcul à vérifier (cf. Tableau 2 du chapitre 1 du présent guide).

Les Tableau 29 et Tableau 30 donnent la forme de la combinaison d'actions à retenir suivant la situation de projet et les états limites considérés, ainsi que les charges prises en compte dans la combinaison et la valeur des deux termes Q'_d et G_{sn} .

L'encadré suivant ainsi que l'exemple 7 du chapitre 13 du présent guide traitent de la prise en compte du frottement négatif dans les combinaisons d'actions dans le cas d'un ouvrage d'art.

Combinaison	Expression E_d et commentaires éventuels	$\psi_{2,i}$ des actions variables Q_k	Expression Q'_d à comparer à G_{sn}	$\text{Max}(Q'_d, G_{sn})$
ELS CARA	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus G_{\text{int}} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	$Q'_d = (1 - \psi_{2,i}) Q_{k,i} \oplus \sum_{i \in I} (\psi_{0,i} - \psi_{2,i}) Q_{k,i}$	$G_{sn} \text{ Max}$
	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$			$Q'_d \text{ Max}$
ELS QP	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus G_{\text{int}} \right\}$	$\psi_{2,i}$ sont nuls	Pas d'expression à comparer	Sans objet
	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus G_{\text{int}} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$ où Q_k sont des charges d'exploitation uniquement			Sans objet
ELS FREQ	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus G_{\text{int}} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	$Q'_d = (\psi_{0,i} - \psi_{2,i}) Q_{k,i}$	$G_{sn} \text{ Max}$
	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{sup}} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j, \text{inf}} \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$			$Q'_d \text{ Max}$

Tableau 29 : Expressions des combinaisons d'actions à retenir avec le frottement négatif aux états limites de service



Combinaison	Expression E_d et commentaires éventuels	$\psi_{2,i}$ des actions variables Q_k	Expression Q'_d à comparer à G_{sn}	Max(Q'_d , G_{sn})
ELU FOND	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, inf} G_{kj, inf} \oplus \gamma_{sn} G_{sn} \right\}$	$\psi_{2,i}$ sont nuls	$Q'_d = \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	G_{sn} Max Q'_d Max
	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, inf} G_{kj, inf} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$ <p>où Q sont des charges d'exploitation uniquement</p>	$\psi_{2,i}$ sont non nuls	$Q'_d = \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ où Q est une charge d'exploitation	G_{sn} Max Q'_d Max
ELU ACCI	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{kj, inf} \oplus A_j \oplus G_{sn} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	$Q'_d = [\psi_{1,i} \text{ ou } \psi_{2,i}] - \psi_{2,i} Q_{k,i}$	G_{sn} Max Q'_d Max
	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{kj, inf} \oplus A_j \oplus (\psi_{1,i} \text{ ou } \psi_{2,i}) Q_{k,i} \oplus \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	Pas d'expression à comparer	Sans objet
ELU UPL	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, sub} G_{kj, sub} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	Pas d'expression à comparer	Sans objet
ELU stab g ^{alle}	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Gj, inf} G_{kj, inf} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$	Pas de particularités	Pas d'expression à comparer	Sans objet

Tableau 30 : Expressions des combinaisons d'actions à retenir avec le frottement négatif aux états limites ultimes



Exemple de combinaison pour un ELS Caractéristique (GEO et STR) en situation durable d'exploitation pour un pont routier (d'après le guide « Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles » [1])

La combinaison ELS caractéristique principale sans l'action du frottement négatif est la suivante :

$$E_d = P_k \oplus (G_{k,sup}; G_{k,inf}) \oplus G_{wcarra} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \oplus gr1a((TS \cup UDL)_{comb}) \oplus TROT(q_{fk,comb}) \oplus (0,6F_{wk,trafic}; 0,6T_k)$$

← actions permanentes
← actions variables →

$$\equiv \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} \qquad \equiv Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\psi_{0,i} = 0,6)$$

On doit donc comparer ici G_{sn} aux efforts verticaux induits par la combinaison d'actions suivante :

$$Q'_d = (1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} - \psi_{2,i}) Q_{k,i}$$

soit ici

$$Q'_d = N \{ gr1a((TS \cup UDL)_{comb}) \oplus TROT(q_{fk,comb}) \oplus (0,6F_{wk,trafic}; (0,6 - 0,5)T_k) \}$$

avec $\psi_{2,i}$ pour l'effet du gradient de température qui vaut 0,5, les autres $\psi_{2,i}$ étant nuls.

Soit au final :

$$Q'_d = N \{ gr1a((TS \cup UDL)_{comb}) \oplus TROT(q_{fk,comb}) \oplus (0,6F_{wk,trafic}; 0,IT_k) \}$$

Lorsque le frottement négatif devient prépondérant ($G_{sn,d} \geq Q'_d$) alors la combinaison d'action à considérer est :

$$E \left\{ \sum_{j > 1} G_{kj,sup} \oplus \sum_{j > 1} G_{kj,inf} \oplus G_{sn} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$$

Soit pour l'exemple considéré :

Frottement négatif prédominant sur la part variable des actions variables

$$E_d = P_k \oplus (G_{k,sup}; G_{k,inf}) \oplus G_{wcarra} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \oplus G_{sn} \oplus 0,5T_k$$

← Actions permanentes
← part QP des actions variables →

Quand le frottement négatif n'est pas prépondérant ($G_{sn,d} < Q'_d$) alors la combinaison d'action à considérer est :

$$E \left\{ \sum_{j > 1} G_{kj,sup} \oplus \sum_{j > 1} G_{kj,inf} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$$

Soit pour l'exemple considéré :

$$E_d = P_k \oplus (G_{k,sup}; G_{k,inf}) \oplus G_{wcarra} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \oplus gr1a((TS \cup UDL)_{comb}) \oplus TROT(q_{fk,comb}) \oplus (0,6F_{wk,trafic}; 0,6T_k)$$

← actions permanentes
← actions variables prédominantes sur le frottement négatif →

avec

P_k	Précontrainte caractéristique
G	Enveloppe des charges permanentes
G_{wcarra}	Action de l'eau due à un niveau de nappe caractéristique EH
G_{tp}	Action due au tassement probable
G_{ta}	Action due au tassement aléatoire
$Gr1a$	Groupe de charges routières compatibles avec le LM1
$F_{wk,trafic}$	Charge de vent caractéristique en exploitation accompagnant le modèle de charge LM1



$N\{ \}$	Valeur de l'effort normal induit par la combinaison d'actions considérée
TS	Charge routière de type tandem du modèle de charge LM1
UDL	Charge routière de type répartie uniforme du modèle de charge LM1
$TROT(q_{fk,comb})$	Charge de trottoir
T_k	Action thermique caractéristique (gradient et dilatation thermiques)



Frottement négatif

Un calcul détaillé intégrant la prise en compte du frottement négatif est présenté dans l'exemple 5 du chapitre 13 du présent guide.

1 - Principe et domaine d'application

1.1 - Principe

Le frottement négatif se produit du fait d'un tassement plus important du sol contenant l'élément de fondation que le tassement de l'élément de fondation lui-même. Lors de la consolidation du sol compressible, le tassement de la couche de sol provoque un frottement sur le pieu inverse au frottement axial positif qui concourt à la résistance du pieu (terme de frottement latéral). Par effet d'accrochage, le sol « entraîne » le pieu.

De plus, les phénomènes de frottement latéral et de frottement négatif ne sont pas à prendre en compte simultanément : le terme de frottement latéral est donc nul pour les couches de sol pour lesquelles on tient compte du frottement négatif.

Ce frottement « négatif » augmente lorsque la pression effective horizontale dans le sol augmente au niveau du pieu. Il augmente au fur et à mesure de la consolidation du sol ; il est donc maximum à long terme et en bas de la couche compressible.

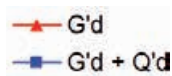
Dans le dimensionnement, le degré de consolidation des sols aux instants correspondant aux vérifications peut être pris en compte, permettant ainsi de réduire voire annuler les frottements négatifs.

Le frottement négatif induit donc une augmentation de l'effort normal en fonction de la profondeur ; par simplification pour les calculs, cette charge est ajoutée aux efforts en tête de pieu. La Figure 25 donne un exemple de courbes d'effort normal et de déplacement vertical des sections en fonction de la profondeur avec prise en compte des frottements négatifs. Deux cas de chargement en tête sont présentés : le chargement permanent G'_d puis la combinaison de l'ensemble des charges (permanentes et variables) $G'_d + Q'_d$.



Hypothèses

- pieu foré simple isolé de diamètre 1000 mm de 25 m de longueur
- argile de 0 à 20 m $q_s = 40$ kPa, $E_M = 20$ MPa, $p_{le} = 0,4$ MPa et $\alpha = 2/3$,
- gneiss à 20 m de profondeur $q_s = 200$ kPa, $E_M = 400$ MPa, $p_{le} = 4,9$ MPa et $\alpha = 0,5$,
- remblai de 5m de hauteur, de 10 m de largeur en tête, $\gamma 20$ kN/m³, pente 3H/2V
- béton du pieu : $E_{béton} = 10$ GPa
- part quasi-permanente des actions permanentes et variables en tête du pieu $G'_d = 3000$ kN
- part non quasi-permanente des actions variables en tête du pieu $G'_d = 1000$ kN



w : déplacement vertical des sections

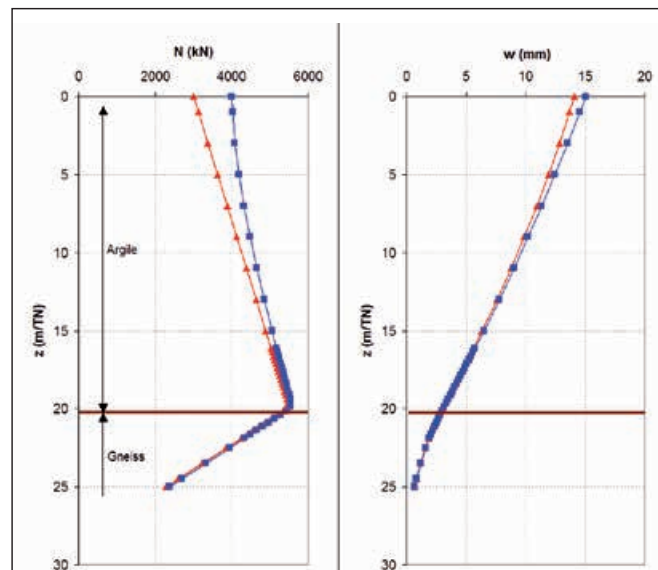


Figure 25 : Courbes d'effort normal et de déplacement vertical des sections d'un pieu soumis à des frottements négatifs

L'effort maximal dans le pieu reste donc identique après application des charges variables (environ 5300 kN), puisque celles-ci sont inférieures aux efforts de frottement négatif (qui sont à peu près égaux à 2300 kN).

1.2 - Domaine d'application

Les règles de détermination du frottement négatif présentées ici [Annexe H] s'appliquent uniquement au cas d'éléments d'une fondation profonde traversant un sol compressible soumis à une surcharge en surface qui crée le tassement.

Elles ne traitent pas des autres cas d'apparition du phénomène de frottement négatif, comme par exemple :

- rabattement d'une nappe ;
- sols sous-consolidés naturels (subsidence) ou artificiels (remblais hydrauliques) ;
- sols lâches pouvant être le siège de tassement par saturation ou par densification sous effets sismiques.

En outre, ces règles ne sont applicables que dans les cas où la fondation est composée d'éléments identiques et verticaux.

1.3 - Méthodes de calcul

Dans un premier temps, l'évaluation du frottement négatif peut se faire en majorant l'effet d'accrochage sur toute la couche compressible. De cette manière, on obtient une estimation de la borne supérieure du frottement négatif.

Si cette valeur estimée est trop importante, le calcul peut être affiné en tenant compte de l'effet d'accrochage et de la hauteur réelle d'action du frottement négatif.

Enfin, le frottement négatif peut aussi être déterminé à partir des courbes de mobilisation du frottement latéral obtenues à partir de la méthode de Frank et Zhao [5] présentée dans le paragraphe 3.3 du chapitre 7 de ce guide.

2 - Frottement négatif sur un élément isolé de fondation

Les méthodes décrites dans ce paragraphe sont synthétisées dans le logigramme 11 en annexe A du présent guide.

2.1 - Expression générale

L'expression générale du frottement négatif sur un élément isolé de fondation est la suivante :

$$G_{sn} = P \int_{h_j-1}^{h_j} K(z) \tan \delta(z) \sigma_v^*(z) dz \quad [\text{Formule H.2.1.1}]$$



avec

P est le périmètre de l'élément de fondation ;

$\sigma'_v(z)$ désigne la contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z , au contact de la fondation profonde, en tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci ;

$K(z)$ est le rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective $\sigma'_v(z)$;

$\tan\delta(z)$ est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-pieu, δ étant l'angle de frottement du contact sol-pieu ;

$h_j - h_{j-1}$ est la hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Les conditions de calcul de ces différents termes sont explicitées ci-après.

La méthode employée est une méthode à la rupture, proposée par O. Combarieu⁽³⁶⁾.

Cette action G_{sn} est considérée comme permanente et doit être combinée aux autres actions selon les règles de cumul décrites dans le chapitre 11 du présent guide au paragraphe 2.2.3 -Combinaisons d'actions dans le cas de frottements négatifs [7.3.3].

2.2 - Hauteur d'action du frottement négatif

Le frottement négatif est considéré comme nul en dessous d'un point neutre, à partir duquel on peut prendre en compte du frottement axial sur le pieu. Le point neutre correspond à la profondeur à laquelle le déplacement relatif sol-pieu s'annule. Cette profondeur est prise forfaitairement égale à la cote sous laquelle le déplacement vertical des couches de sol, sans prendre en compte la fondation, devient inférieur à $B/100$.

L'effet d'accrochage permet de prendre en compte la perturbation des contraintes au voisinage du pieu dû à ce dernier et de prendre ainsi en compte la transmission d'un effort du sol au pieu. Il y a donc une diminution de la contrainte verticale dans le sol au voisinage du pieu.

Il est possible, lorsque cet effet d'accrochage est important, que la contrainte verticale au voisinage du pieu $\sigma'_v(z)$ devienne inférieure à la contrainte initiale $\sigma'_{v0}(z)$ à partir d'une certaine profondeur. A partir de ce point, il n'y a donc plus de perturbation induite par la présence du pieu, et ainsi plus de prise en compte du phénomène de frottement négatif.

On considère donc que le frottement négatif est pris en compte le long du pieu jusqu'à une profondeur minimale entre h_1 et h_2 (Figure 26) :

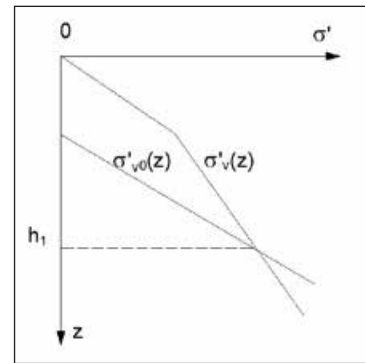
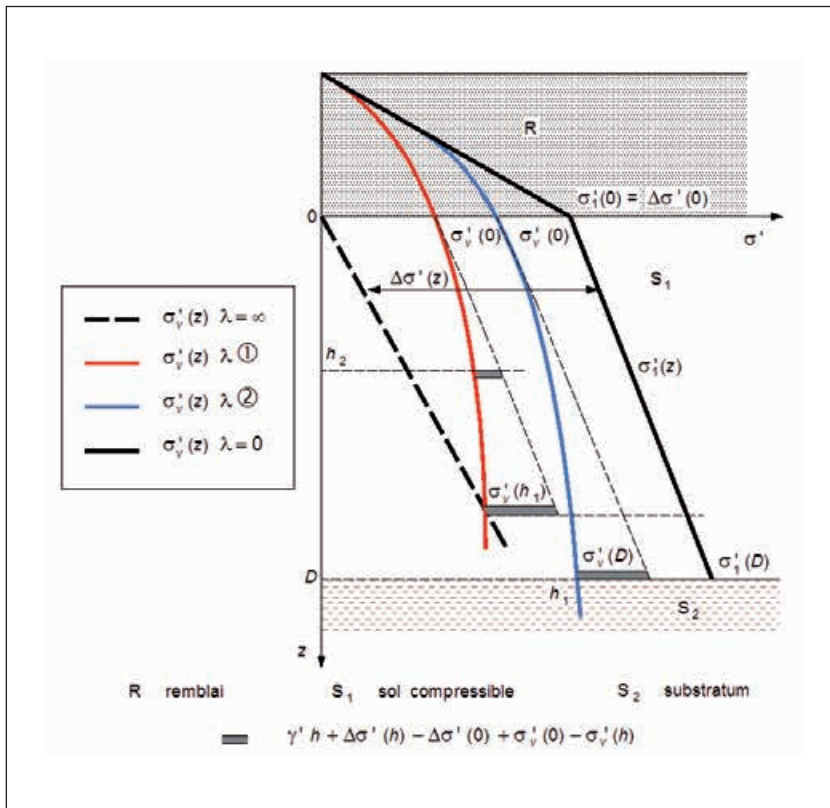
- h_1 correspond au point où la contrainte de calcul $\sigma'_v(z)$ devient égale à la contrainte $\sigma'_{v0}(z)$ préexistante dans le terrain avant exécution de la fondation et mise en place de la surcharge ;
- h_2 est la profondeur du point neutre. Le tassement vertical libre du sol est calculé suivant les règles courantes (à partir d'essais œdométriques par exemple ou par la méthode de Frank et Zhao [5]).

La Figure 26⁽³⁷⁾ illustre les courbes $\sigma'_v(z)$ selon les valeurs de λ .

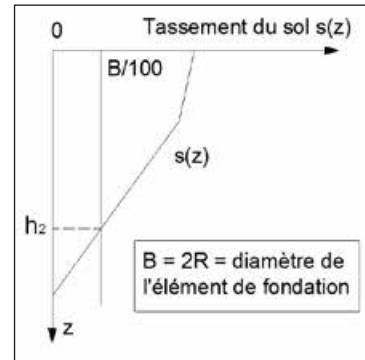
- Lorsque λ est infini, c'est-à-dire lorsque l'on considère qu'il n'y a pas d'effet d'accrochage, on a alors $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}(z)$.
- À l'inverse, lorsque l'on considère un effet d'accrochage maximal (cas de l'estimation de la borne supérieure du frottement négatif), c'est-à-dire lorsque $\lambda = 0$, on a alors $\sigma'_v(z) = \sigma'_1(z)$.
- Les deux autres courbes (en rouge et en bleu) illustrent des cas intermédiaires avec $\lambda_1 > \lambda_2$.
 - La courbe de $\sigma'_v(z)$ pour λ_1 présente le cas où la hauteur h_1 est inférieure à la hauteur totale de la couche compressible ; elle recoupe alors la courbe pour λ infini (pas d'accrochage) à la profondeur h_1 .
 - La courbe de $\sigma'_v(z)$ pour λ_2 présente le cas où la hauteur h_1 est supérieure à la hauteur totale de la couche de sol compressible.

(36) Frottement négatif sur les pieux. COMBARIEU O. [6]

(37) Basée sur Calcul des fondations superficielles et profondes. FRANK, R. [4]



Détermination de h_1 par les contraintes



Détermination de h_2 par les tassements

Figure 26 : Détermination de la hauteur d'action du frottement négatif

2.3 - Terme $K.tan\delta$

En pratique, on considère le produit $K.tan\delta$ comme un terme dont les deux facteurs sont indissociables. Sa valeur peut être déterminée à partir du Tableau 31⁽³⁸⁾, en fonction de la nature de la formation concernée, de sa compacité et du type de pieu.

Classes de sol [Annexe B]		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus	Pieux chemisés bitume ⁽³⁹⁾
Tourbes	Sols organiques	0,10	0,15	0,20	< 0,05
Argiles,	mous	0,10	0,15	0,20	< 0,05
Limons	fermes à durs	0,15	0,20	0,30	< 0,05
Sables, Graves	très lâches	0,35	0,35	0,35	< 0,05
	lâches	0,45	0,45	0,45	< 0,05
	autres	1,00	1,00	1,00	< 0,05

Tableau 31 : Valeurs usuelles du terme $K.tan\delta$ [Tableau H.2.2.1]

En fonction des caractéristiques des sols, on choisira le cas échéant pour $K.tan\delta$ des valeurs comprises entre celles proposées dans le Tableau 31.

(38) Valeurs basées sur Frottement négatif sur les pieux. COMBARIEU O. Rapport de Recherche LPC n° 136, LCPC. Octobre 1985. Paris 151 p. [6]

(39) Le bitume est utilisé pour ses caractéristiques de viscosité qui permettent de limiter fortement l'effet d'accrochage du sol sur le pieu. Il convient donc de s'assurer d'une épaisseur suffisante du bitume sur le pieu ; le lissage de la surface n'a aucune influence.



La valeur de $K \cdot \tan \delta$ peut aussi être déduite de mesures effectuées lorsque l'on est amené à procéder à des essais en vraie grandeur sur le site (pour des raisons d'économie de projet par exemple). Il peut s'agir par exemple de la pose d'un extensomètre amovible avant la réalisation du remblai.

2.4 - Contrainte $\sigma'_v(z)$

2.4.1 - Expression générale de $\sigma'_v(z,r)$

$\sigma'_v(z,r)$ est la contrainte verticale à la cote z et à la distance r de l'axe longitudinal de l'élément de fondation après apparition du frottement négatif. On admet que sa valeur est donnée par l'expression générale :

$$\sigma'_v(z,r) - \sigma'_v(z) = (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)) \cdot \left(1 - e^{-\lambda \frac{r-R}{R}} \right) \quad [\text{Formule H.2.3.1}]$$

avec

λ est un coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de l'élément de fondation ;

σ'_1 désigne la contrainte verticale effective « non perturbée » correspondant à celle qui régnerait dans le sol en l'absence de l'élément de fondation ;

R est le rayon du pieu. Dans le cas d'un pieu non circulaire, le rayon équivalent peut être défini de la manière suivante

$$R = \frac{P}{2\pi}$$

La valeur de λ résulte d'une corrélation avec le terme $K \cdot \tan \delta$, établie à partir de résultats expérimentaux. Elle est donnée par les relations suivantes en fonction de la valeur de $K \cdot \tan \delta$:

- si $K \cdot \tan \delta \leq 0,150$: $\lambda = \frac{1}{0,5 + 25 \cdot K \tan \delta}$;
- si $0,150 \leq K \cdot \tan \delta \leq 0,385$: $\lambda = 0,385 - K \tan \delta$;
- si $0,385 \leq K \cdot \tan \delta$: $\lambda = 0$.

La contrainte verticale effective « non perturbée » σ'_1 est à calculer dans l'axe de l'élément de fondation en tenant compte des différentes surcharges disposées au voisinage de l'élément considéré. L'influence de ces surcharges (généralement constituées par des remblais) sera évaluée par les méthodes habituelles de diffusion des contraintes dans un sol élastique.

Dans le cas où le frottement négatif est engendré par une surcharge uniforme indéfinie p_0 , $\sigma'_1(z)$ a pour expression $p_0 + \gamma \cdot z$ (γ étant le poids volumique du sol, éventuellement déjaugé).

12.2.4.2 - Expression de $\sigma'_v(z)$ dans une couche

Pour déterminer l'effort induit sur le pieu G_{sn} par le frottement négatif, il faut déterminer $\sigma'_v(z)$ le long de l'élément de fondation. Cette valeur résulte du bilan des efforts verticaux appliqués au sol et à la fondation en tenant compte de la loi de variation retenue pour $\sigma'_v(z,r)$.

Pour cela, le sol est découpé verticalement en tranches suffisamment fines⁽⁴⁰⁾ et le calcul de $\sigma'_v(z)$ s'effectue de proche en proche du haut vers le bas de la couche compressible, en partant de la valeur en tête de la première couche (généralement constituée par un remblai), cette valeur étant connue et généralement nulle (Figure 27).

(40) De cette manière, on peut considérer que $d\sigma'_1(z)/dz$ a une valeur constante le long de l'axe de l'élément de fondation dans chacune des tranches.

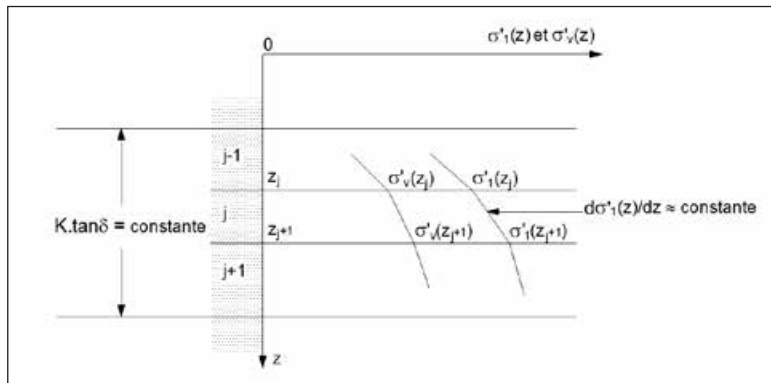


Figure 27 : Principe de découpage en tranches pour le calcul de $\sigma'_v(z)$ le long du pieu

Connaissant la valeur $\sigma'_v(z_j)$ de $\sigma'_v(z)$ au sommet de la tranche j , la valeur $\sigma'_v(z_{j+1})$ en tête de la tranche $j+1$ se calcule par les formules :

- si $\mu(\lambda) = 0$: $\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \Delta z_j \frac{d\sigma_1}{dz}$ [Formule H.2.3.6] ;
- si $\mu(\lambda) \neq 0$: $\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma_1}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta z_j}{L_0}} \right)$ [Formule H.2.3.5].

avec

Δz_j représente l'épaisseur de la tranche j , soit $\Delta z_j = z_{j+1} - z_j$;

$\mu(\lambda)$ et L_0 des paramètres caractéristiques de l'équation lorsque λ est non nul donnés par les relations suivantes :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \quad \text{et} \quad L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) K \tan \delta}$$

R est le rayon du pieu qui peut être obtenu dans le cas d'un pieu non circulaire par $R = \frac{P}{2\pi}$.

2.5 - Expression du frottement négatif total

Le frottement négatif total agissant sur un élément isolé de fondation est la somme des termes élémentaires calculés dans chaque intervalle où $K.tan\delta$ est constant sur la hauteur d'action déterminée précédemment (h_1 ou h_2). Cette somme est valable sans restriction sur la constance de $d\sigma'_1(z) / dz$. Chaque terme ci-dessous peut donc être calculé sur chaque ensemble de tranches où $K.tan\delta$ est constant :

- si $\mu(\lambda) = 0$: $G_{ni} = P \cdot (K \tan \delta) \int_{h_{i-1}}^{h_i} \sigma'_1(z) dz$ [Formule H.2.5.2] ;
- si $\mu(\lambda) \neq 0$: $G_{ni} = \frac{PR}{\mu(\lambda_j)} \cdot \left([\sigma'_1(h_i) - \sigma'_v(h_i)] - [\sigma'_1(h_{i-1}) - \sigma'_v(h_{i-1})] \right)$ [Formule H.2.5.1].

G_{ni} désignant le frottement négatif dans la couche i et les conventions décrites dans la Figure 28.

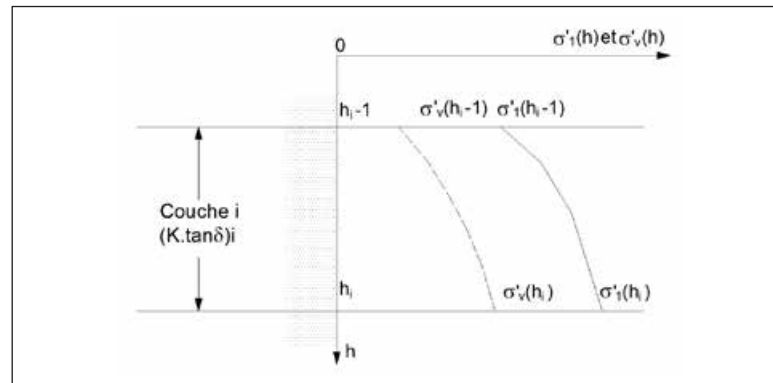


Figure 28 : Terme élémentaire de frottement négatif sur une couche où $K.tan\delta$ est constant

L'expression donnée pour $\lambda = 0$ constitue une borne maximale du frottement négatif sur un pieu isolé, quelle que soit la valeur de λ .

2.6 - Estimation de la borne supérieure

Pour estimer la borne supérieure du frottement négatif, l'accrochage est supposé maximal. On a donc :

$$\lambda = 0 \quad \text{et} \quad \sigma'_v(z) = q_0 + \gamma' z$$

Pour les cas courants d'une couche S de sol compressible saturée de hauteur H_S et de poids volumique déjaugé γ' , sous un remblai R de hauteur H_R et de poids volumique γ_R , on obtient la valeur maximale du frottement négatif G_{sn} :

$$G_{sn} = P \left((K \tan \delta)_R \gamma_R \frac{H_R^2}{2} + (K \tan \delta)_S \left(\gamma_R H_R H_S + \gamma' \frac{H_S^2}{2} \right) \right)$$

où P est le périmètre du pieu et les valeurs de $K.tan\delta$ sont celles respectivement du remblai (R) et de la couche de sol compressible (S).

3 - Frottement négatif sur un élément de fondation au sein d'un groupe

Dans ce paragraphe, des règles empiriques pour estimer le frottement négatif sur un groupe de pieux sont proposées.

Ces règles donnent cependant des valeurs raisonnables pour des valeurs d'espacement courantes.

3.1 - Principe du calcul

Le calcul du frottement négatif sur un élément quelconque d'une fondation s'exprime par des règles empiriques en fonction de $G_{sn}(\infty)$ et $G_{sn}(b)$:

- $G_{sn}(\infty)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré supposé isolé, calculé suivant les indications du paragraphe précédent 2 - Frottement négatif sur un élément isolé de fondation ;
- $G_{sn}(b)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré supposé au sein d'un groupe illimité d'éléments identiques. Le mode de calcul de ce terme est précisé ci-après.

Deux cas sont à distinguer : une seule file ou plusieurs files de pieux.

3.2 - Calcul de $G_{sn}(b)$

Le principe de calcul de $G_{sn}(b)$ est identique à celui de l'élément isolé de fondation, l'analyse étant faite sur un volume cylindrique de sol entourant l'élément de fondation de rayon b défini de la façon suivante :

- pour file unique : $b = \frac{d}{\sqrt{\pi}}$;



- pour plusieurs files : $b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}}$

avec

- d entraxe des éléments de fondation d'une même file (Figure 29) ;
- d' entraxe des éléments de fondation de files voisines (Figure 29).

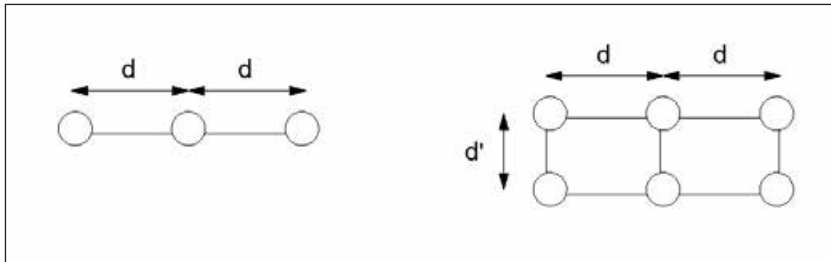


Figure 29 : Calcul de $G_{sn}(b)$ - Notations

Les expressions de $G_{sn}(b)$ et de la contrainte $\sigma'_v(z)$ correspondante sont celles relatives à l'élément isolé données au paragraphe 2 - Frottement négatif sur un élément isolé de fondation dans lesquelles $\mu(\lambda)$ est remplacé par $\mu(\lambda, b)$ dont la valeur est la suivante :

- si $\lambda = 0$: $\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1}$ [Formule H.3.2.4] ;
- si $\lambda \neq 0$: $\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}}$ [Formule H.3.2.3].

On notera que pour un pieu situé au sein d'un groupe illimité, et sous une surcharge q_0 uniforme à la surface du sol, la valeur de $G_{sn}(b)$ est bornée supérieurement par $\pi b^2 q_0$ (c'est-à-dire $dd'q_0$).

3.3 - Calcul du G_{sn} pour un élément au sein d'un groupe fini de pieux

3.3.1 - Cas d'une file unique

Les éléments d'extrémité de la file sont repérés par l'indice a, les autres éléments portent l'indice e, suivant la Figure 30.

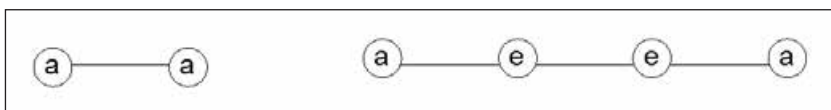


Figure 30 : Pieux en file unique - Notations

La valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est alors donnée par :

- pour un pieu en extrémité de la file : $G_{sna} = \frac{1}{3} G_{sn}(b) + \frac{2}{3} G_{sn}(\infty)$ [Formule H.3.1.1] ;
- pour un pieu au milieu de la file : $G_{sne} = \frac{2}{3} G_{sn}(b) + \frac{1}{3} G_{sn}(\infty)$ [Formule H.3.1.2].



12.3.3.2 - Cas de plusieurs files

Les éléments d'angle sont repérés par l'indice a, ceux de la frontière du groupe par l'indice e et les éléments intérieurs au groupe, par l'indice i, suivant la Figure 31.

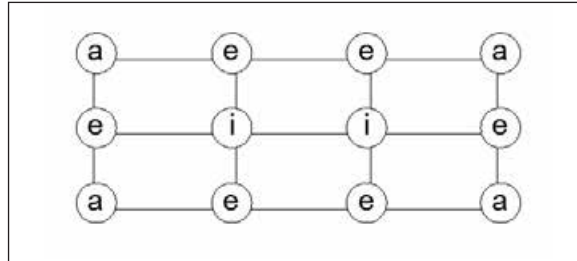


Figure 31 : Pieux sur plusieurs files - Notations.

La valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est alors donnée par :

- pour un pieu en angle du groupe : $G_{sna} = \frac{7}{12} G_{sn}(b) + \frac{5}{12} G_{sn}(\infty)$ [Formule H.3.1.3] ;
- pour un pieu aux frontières du groupe : $G_{sne} = \frac{5}{6} G_{sn}(b) + \frac{1}{6} G_{sn}(\infty)$ [Formule H.3.1.4] ;
- pour un pieu à l'intérieur du groupe : $G_{sni} = G_{sn}(b)$ [Formule H.3.1.5].

4 - Cas particuliers pour les culées d'ouvrage

Dans le cas des culées et d'un sol susceptible de tasser situé au-dessus du niveau de la semelle de liaison, le calcul du frottement négatif doit être effectué avec les hypothèses suivantes [H.4] (Figure 32) :

- Le long des plans passant par le bord de la semelle, les efforts ont une valeur égale à la composante verticale de la force de poussée des terres, poussée des terres supposée inclinée de l'angle de frottement interne du sol φ' ;
- La contrainte $\sigma'_1(z)$ est calculée dans l'axe de la semelle sans tenir compte du poids des terres directement appliqué à la semelle.

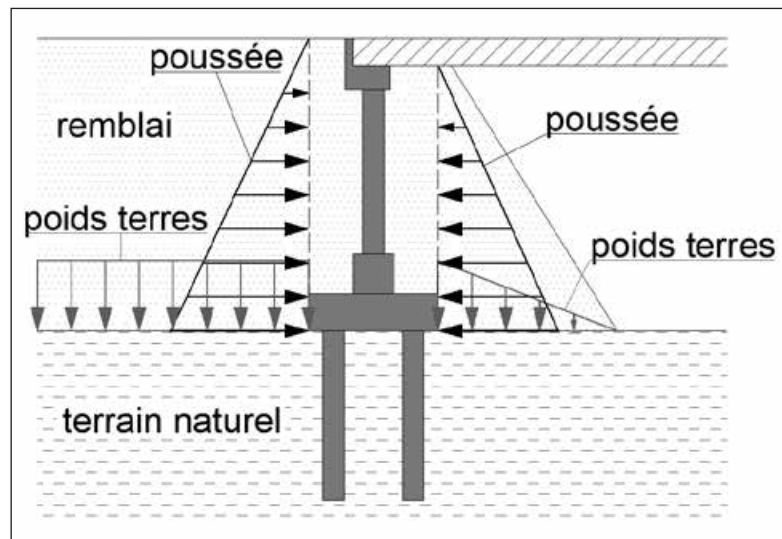


Figure 32 : Cas particulier de la prise en compte des frottements négatifs pour une culée d'ouvrage



Chapitre 13

Exemples

1 - Présentation des exemples

Sept exemples sont présentés et détaillés dans ce chapitre afin d'illustrer les démarches décrites précédemment.

Exemple 1 : Calcul de portance et estimation du tassement pour un bâtiment à partir de la procédure « pieu modèle » basé sur des essais pénétrométriques, pour des pieux de type tarière creuse réalisés dans de la craie.

Exemple 2 : Calcul de portance pour un ouvrage de génie civil à partir de la procédure « pieu modèle » basé sur des essais pressiométriques, par une méthode statistique (Annexe D de la norme NF EN 1990).

Exemple 3 : Calcul de portance pour un bâtiment à partir de la procédure « modèle de terrain » basé sur des essais pressiométriques, dans le cas d'un groupe de micropieux de type III ancrés dans des marnes.

Exemple 4 : Calcul de portance pour un ouvrage de génie civil à partir de la procédure « modèle de terrain » basé sur des essais pénétrométriques, dans le cas de pieux forés boue ancrés dans du calcaire et avec prise en compte d'un chargement transversal, et enfin vérification de la résistance structurale.

Exemple 5 : Calcul de portance pour un ouvrage de génie civil à partir de la procédure « pieu modèle » basé sur des essais pressiométriques, dans le cas d'une file de pieux forés simple dans un sol argileux et avec prise en compte de frottements négatifs.

Exemple 6 : Calcul de portance pour un bâtiment à partir d'essais de chargement statique, dans le cas d'un groupe de micropieux de type III ancrés dans des marnes.

Exemple 7 : Prise en compte du frottement négatif dans les combinaisons d'action d'un Passage Inférieur en Portique Ouvert (PIPO).





2 - Exemple 1 : Pieu modèle et tassement

Des fondations profondes sont prévues pour la construction d'un bâtiment. Elles doivent être dimensionnées pour supporter plusieurs catégories de charges : permanentes (poids propre), d'exploitation (surcharge d'occupation humaine, surcharge d'entretien), ainsi que des surcharges climatiques (neige, vent).

La campagne de reconnaissances a donné la coupe du terrain suivante :

- de 0 m à 0,8 m : limon marron ;
- de 0,8 m à 3 m : limon crayeux ;
- à partir de 3 m : craie.

Un sondage au pénétromètre statique (cône sans jupe) est réalisé.

Les pieux seront forés à la tarière creuse, et leur diamètre sera de 420 mm. Leur longueur est fixée à 13 mètres.

On suppose que les niveaux de surface du terrain avant et après travaux sont identiques, et que le niveau de la nappe phréatique se situe au niveau de la surface du terrain.

Les charges à reprendre sont les suivantes :

- $F_{c,d} = 800$ kN aux ELU situations durables et 1000 kN pour les ELU accidentels ;
- $F_{c,d} = 600$ kN aux ELS quasi-permanents et 750 kN pour les ELS caractéristiques.

Dans un premier temps, la procédure du pieu modèle sera appliquée pour calculer la portance d'un pieu isolé. Le tassement d'un pieu en phase de service sera ensuite abordé.

2.1 - Portance d'une fondation profonde isolée

Deux méthodes sont possibles pour calculer la portance via la procédure du pieu modèle. L'application de l'annexe D de la norme NF EN 1990 nécessite d'avoir au moins trois profils d'essai à disposition, ce qui n'est pas le cas dans cet exemple (un seul sondage pénétrométrique). Par conséquent, nous utiliserons l'analyse basée sur l'application des facteurs de corrélation ξ .

La valeur caractéristique de la portance $R_{c,k}$ est déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moy}}}, \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_{\text{min}}} \right\} \quad [\text{Formule 9.2.3.1}]$$

Un seul sondage ayant été réalisé, pour la méthode du pieu modèle, on a $\xi_3 = \xi_4 = \xi_{\text{moy}} = \xi_{\text{min}}$. On peut donc en déduire que $R_{c,k}$ peut être déterminée par l'expression :

$$R_{c,k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1} \cdot \xi}$$

où R_b est la valeur de la résistance de pointe et R_s est la valeur de la résistance de frottement axial.

$\gamma_{R;d1}$ est le coefficient de modèle qui prend en compte la dispersion du modèle de calcul, et ξ est le facteur de corrélation qui traite de la dispersion en plan (x, y).

La vérification de l'état limite ultime GEO sera faite selon l'approche de calcul n°2 [Tableau 8.1].

2.1.1 - Type de pieu, type de sols

Un pieu foré tarière creuse est de classe n°2, et de catégorie n°6 [Tableau A.1].



Les résultats du sondage pénétrométrique sont donnés par la Figure 33.

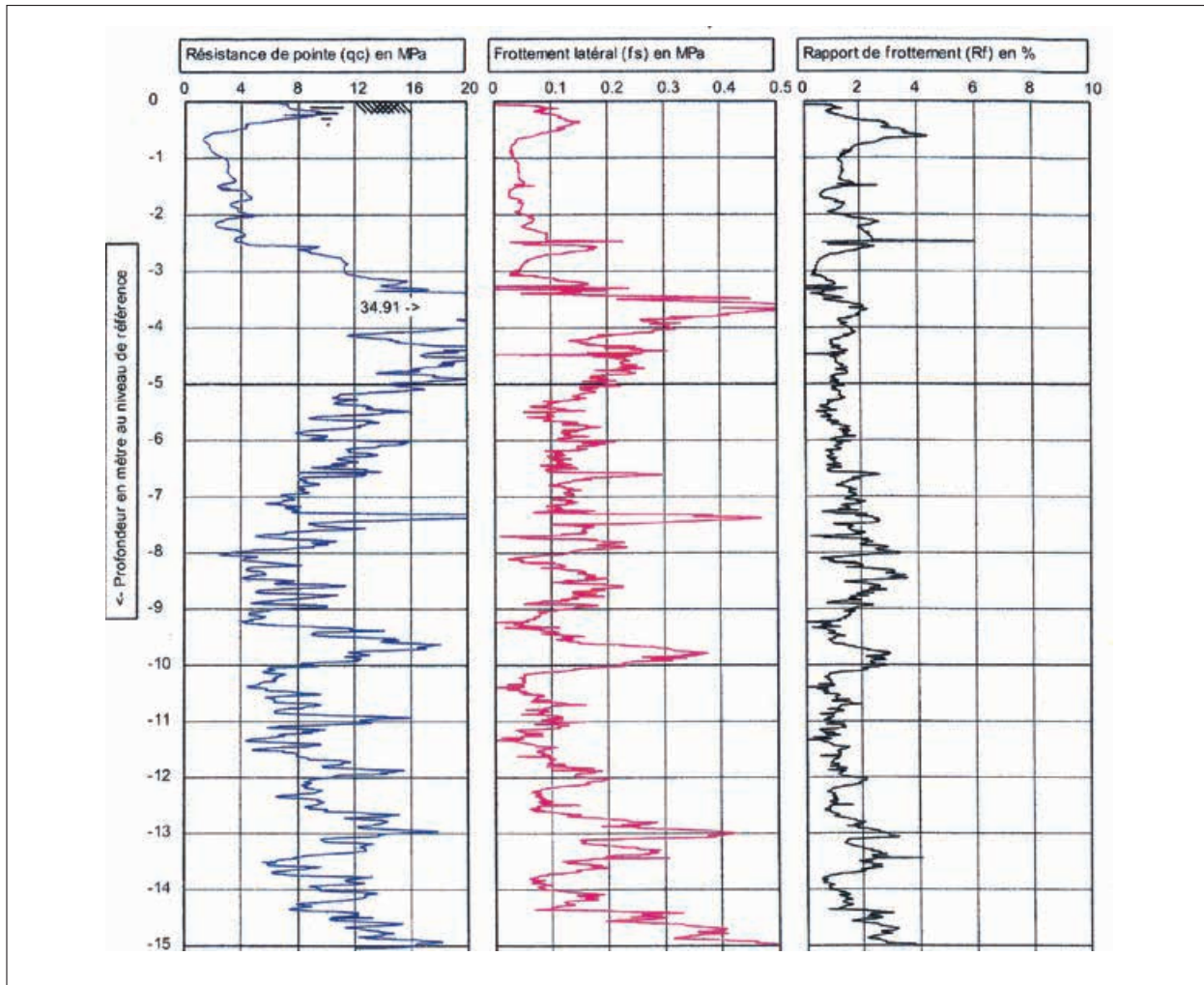


Figure 33 : Profils pénétrométriques

Le profil pénétrométrique donne les informations suivantes (Tableau 32 et Tableau 33). A proximité de la surface, le sol est surconsolidé par l'effet du retrait-gonflement. Jusqu'à 0,8 m de profondeur, les valeurs retenues ne sont pas celles mesurées ; le comportement de la couche est calé sur celui de la couche sous-jacente.

Profondeurs (m)	Résistance de pointe q_c (MPa)
0 - 2,5	$q_c = 1,59 z + 0,4$
2,5 - 3,7	$q_c = 25,76 z - 60,4$
3,7 - 8,0	$q_c = - 6,76 z + 58,6$
8,0 - 15,0	$q_c = 1,21 z - 5,21$

Tableau 32 : Résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur

Profondeurs (m)	Frottement latéral f_s (MPa)
0 à 3,3	$f_s = 0,02 z + 0,02$
3,3 à 3,7	$f_s = 1,03 z - 3,31$
3,7 à 4,5	$f_s = - 0,50 z + 2,45$
4,5 à 10,0	$f_s = 0,01 z + 0,06$
10,0 à 15,0	$f_s = 0,03 z - 0,24$

Tableau 33 : Frottement latéral f_s en fonction de la profondeur



Il est possible de classer les sols selon l'abaque de Robertson (Tableau 34 et Figure 34).

Profondeurs (m)	Résistance de pointe q_c (MPa)	Frottement latéral f_s (MPa)	Contrainte effective verticale σ'_{vo} (kPa)	Pression interstitielle u (kPa)	Contrainte totale verticale σ_{vo} (kPa)	Résistance de pointe normalisée Q_T (MPa)	Rapport de frottement normalisé F_R (%)	N° de zone de l'abaque de Robertson
0,4	5,94	0,14	2,4	4,0	6,4	2472	2,4	8
0,8	1,68	0,04	4,8	8,0	12,8	347	2,4	8
2,5	4,38	0,07	16,7	25,0	41,7	260	1,6	6
3,3	24,61	0,09	22,6	33,0	55,6	1086	0,4	7
3,7	34,91	0,50	25,8	37,0	62,8	1351	1,4	7
4,5	28,18	0,10	32,2	45,0	77,2	873	0,4	7
8	4,52	0,14	60,2	80,0	140,2	73	3,2	5
10	6,89	0,16	76,2	100,0	176,2	88	2,4	5
15	12,94	0,21	116,2	150,0	266,2	109	1,7	5

Tableau 34 : Classement des sols selon l'abaque de Robertson [Figure B.2.3]

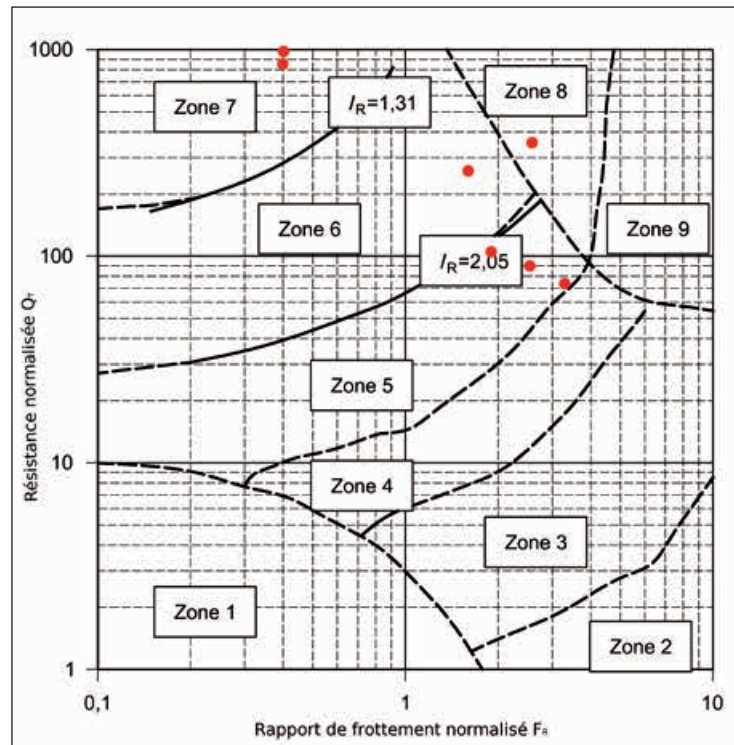


Figure 34 : Classement des sols dans l'abaque de Robertson⁽⁴¹⁾

Cette craie est donc plutôt sableuse au sens de l'abaque de Robertson. Les valeurs retenues pour le calcul sont détaillées dans le Tableau 35.

(41) Robertson et Cabal, 2009, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, GREGG 3^{ème} édition [7].



Profondeurs (m)	Résistance de pointe q_c (MPa)	Frottement latéral f_s (MPa)	Classement des sols
0,4	1,04	0,03	Argiles et limons fermes
0,8	1,68	0,04	
2,5	4,38	0,07	
3,3	24,61	0,09	Craies saines
3,7	34,91	0,50	
4,5	28,18	0,10	
8,0	4,52	0,14	Craies molles
10,0	6,89	0,16	Craies altérées
15,0	12,94	0,21	

Tableau 35 : Dénominations des sols et valeurs des paramètres pénétrométriques

Au final, le classement du Tableau 36 est retenu.

Profondeurs (m)	Classement des sols
0,0 - 0,8	Argiles et limons, fermes
0,8 - 2,5	
2,5 - 3,3	Argiles et limons, très raides
3,3 - 4,5	Craies saines
4,5 - 8,0	Craies altérées
8,0 - 8,5	Craies molles
8,5 - 15,0	Craies altérées

Tableau 36 : Coupe finale retenue pour le calcul

La pointe des pieux est ancrée dans la couche de craies altérées.

2.1.2 - Résistance de pointe

Calcul de q_{ce} , la résistance à la pénétration équivalente

Nous sommes ici dans le cadre d'une formation porteuse homogène ; q_{ce} est donnée par la formulation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule G.4.2.3}]$$

avec

$q_{cc}(z)$ est le profil pénétrométrique corrigé, intégré entre les cotes $D-b$ et $D+3a$;

B est la largeur de la fondation profonde ; $B = 0,42$ m ;

D est la longueur de la fondation ; $D = 13$ m ;

$a = \max \{B/2 ; 0,5 \text{ m}\}$; $a = 0,5$ m ;

$b = \min \{a ; h\}$ avec h la hauteur de la fondation profonde contenue dans la couche porteuse.

Ici la couche porteuse est la craie altérée de 8,5 m à 13 m de profondeur, soit une hauteur h de 4,5 m. b vaut donc 0,5 m.

Sur la hauteur $(b+3a)$: $q_{cc}(z) = q_{cm} = 10,50$ MPa, avec q_{cm} , valeur moyenne de la résistance à la pénétration lissée sur la hauteur $(b+3a)$.

On obtient : $q_{ce} = 10,5$ MPa.



Calcul de k_c facteur de portance pénétrométrique

Le facteur de portance pénétrométrique k_c dépend de la hauteur d'encastrement effectif :

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \times \int_{D-h_0}^D q_c(z) dz \quad [\text{Formule G.4.2.6}]$$

$q_c(z)$ est intégré sur l'intervalle $[D-h_0 ; D]$ avec la longueur h_0 égale à $10B$.

Sur cet intervalle, q_c est lié à z par la relation suivante : $q_c(z) = 1,21z - 5,21$.

On a donc $q_{cc}(D-h) = 5,44$ MPa et $q_{cc}(D) = 10,52$ MPa.

On obtient alors $D_{ef} = 3,19$ m puis $D_{ef}/B = 7,6$.

(D_{ef}/B) est donc supérieur à 5, par conséquent $k_c = k_{cmax}$ [G.4.2 (6)]

Pour un pieu de classe n°2 encastré dans la craie, $k_{cmax} = 0,3$ [Tableau G.4.2.1].

On obtient : $k_c = 0,3$.

Calcul de R_b , résistance à la compression du terrain à la base du pieu

q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu. On obtient q_b par la relation suivante :

$$q_b = k_c \cdot q_{ce} \quad [\text{Formule G.4.2.1}]$$

La valeur de la résistance à la compression du terrain R_b est telle que :

$$R_b = A_b \cdot q_b \quad [\text{Formule G.4.1}]$$

Au final, la résistance à la compression du terrain sous la base du pieu est : $R_b = A_b k_c q_{ce} = 436$ kN.

2.1.3 - Résistance de frottement

Calcul de q_s , frottement axial unitaire limite

Le frottement axial unitaire limite à la profondeur z dépend à la fois de la catégorie de pieu, du type de sol et de la résistance à la pénétration lissée.

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(q_c(z)) \quad [\text{Formule G.5.2.1}]$$

La fonction f_{sol} se détermine ainsi :

$$f_{\text{sol}}(q_c(z)) = (aq_c + b)(1 - e^{-cq}) \quad [\text{Formule G.5.2.2}]$$

Le tableau G.5.2.2 donne les valeurs des paramètres a , b et c , et le tableau G.5.2.1 les valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$. On en déduit $q_s(z)$, à comparer avec les valeurs limites q_{smax} indiquées dans le tableau G.5.2.3. Pour cet exemple, pour chaque couche, les valeurs du calcul sont résumées dans le Tableau 37.

(m)	Type de sol	Choix de la courbe	a	b	c	q_c	f_{sol} (MPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	$q_s(z)$ (kPa)	q_{smax} (kPa)
0,00 – 2,50	Argiles et limons	Q1	0,0018	0,1	0,4	2,0	0,06	0,75	43	90
2,50 – 3,30	Argiles et limons	Q1	0,0018	0,1	0,4	6,0	0,10	0,75	76	90
3,30 – 4,50	Craies	Q2	0,0015	0,1	0,25	12,0	0,11	0,95	107	200
4,50 – 8,00	Craies	Q2	0,0015	0,1	0,25	8,0	0,10	0,95	92	200
8,00 – 8,50	Craies	Q2	0,0015	0,1	0,25	4,5	0,07	0,95	68	200
8,50 – 13,00	Craies	Q2	0,0015	0,1	0,25	7,6	0,09	0,95	90	200

Tableau 37 : Détermination des valeurs de q_s en fonction de la profondeur



Calcul de R_s , résistance de frottement axial

La résistance de frottement axial R_s s'obtient selon l'expression suivante :

$$R_s = P_s \cdot \int_0^D q_s(z) dz \quad [\text{Formule G.5.1}]$$

P_s est le périmètre du fût du pieu, $q_s(z)$ est le frottement axial unitaire limite à la cote z . La longueur d'application est la longueur D de la fondation contenue dans le terrain.

La résistance R_s s'obtient en multipliant, pour chaque couche concernée, la valeur de q_s retenu par le périmètre P_s du pieu et l'épaisseur dz de la formation (Tableau 38).

(m)	Type de sol	Épaisseur (m)	$q_s(z)$ (kPa)	q_{smax} (kPa)	q_s retenu (kPa)	P_s (m)	R_s couche i (kN)	R_s (kN)
0,0 - 2,50	Argiles et limons	1,70	43	90	43	1,32	142	1 395
2,50 - 3,30	Argiles et limons	0,80	76	90	76		80	
3,30 - 4,50	Craies	1,20	107	200	107		169	
4,50 - 8,00	Craies	3,50	92	200	92		425	
8,00 - 8,50	Craies	0,50	68	200	68		45	
8,50 - 13,00	Craies	6,50	90	200	90		534	

Tableau 38 : Détermination de la valeur de R_s

2.1.4 - Valeur caractéristique de la portance de la fondation profonde

La valeur caractéristique se calcule à partir de la relation :

$$R_{c;k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1} \cdot \xi}$$

- Pour un pieu à la tarière, selon la méthode pénétrométrique et la procédure du pieu modèle, $\gamma_{R;d1} = 1,45$. Pour ce type de pieu ancré dans la craie, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ prend cette valeur assez forte du fait de la difficulté à appréhender correctement le comportement mécanique des formations géologiques crayeuses et prend donc en compte la dispersion de la méthode de calcul.
- Le coefficient ξ est donné par la relation suivante :

$$\xi = 1 + (\xi' - 1) \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}}$$

- S_{ref} est une surface de référence égale à 2 500 m².
- Les fondations profondes sont projetées sur une surface de 26 m x 11 m = 286 m². Les règles de calcul de la surface S sont données dans l'article E.2 de la norme NF P94-262 (Tableau 39).

L	26 m
I	11 m
S_{réel}	286 m ²
I_{mini}	13 m
S = L x I_{min}	338 m ²
N	1 sondage
ξ' (42)	1,4

Tableau 39 : Détermination de la surface S de calcul

On obtient alors $\xi = 1,15$.

La valeur caractéristique de la résistance du terrain, pour un pieu, est de $R_{c;k} = 436 + 1395 = 1098$ kN.

(42) Déterminé à partir du tableau C.2.4.2 de la norme NF P94-262.



2.1.5 - Valeurs de calcul de la portance de la fondation profonde

Pour la vérification des états limites géotechniques, les tableaux C.2.3.1 et C.2.3.2 donnent les facteurs partiels de résistance γ , respectivement dans des situations durables et transitoires, et dans des situations accidentelles.

La valeur de calcul de la résistance totale s'obtient en divisant la valeur caractéristique de la résistance totale par le facteur partiel γ_t .

Avec des pieux à la tarière continue, travaillant en compression, on obtient les valeurs de calcul suivantes (Tableau 40).

	γ_t (compression)	$R_{c;d}$ (kN)	$F_{c;d}$ (kN)
Situations durables et transitoires	1,1	998	800
Situations accidentelles	1,0	1098	1000

Tableau 40 : Valeurs de $R_{c;d}$ pour les différentes situations de calcul

La fondation est donc bien justifiée pour tous les états limites ultimes.

2.2 - Mobilisation du sol support

La première vérification à effectuer consiste à s'assurer que la mobilisation du terrain sous charge axiale est suffisamment faible pour éviter des déplacements de la fondation. Cette charge axiale transmise par le pieu doit rester inférieure à une certaine proportion de la charge de fluage de la fondation profonde.

Pour des pieux forés, c'est-à-dire des éléments de fondation mis en œuvre sans refoulement du sol, la valeur caractéristique de la charge de fluage $R_{c;cr;k}$ s'obtient en combinant les valeurs caractéristiques des résistances de pointe $R_{b;k}$ et de frottement axial $R_{s;k}$:

$$R_{c;cr;k} = 0,5 \cdot R_{b;k} + 0,7 \cdot R_{s;k} \quad [\text{Formule 14.2.2.1}]$$

Dans cet exemple, pour un seul sondage, les valeurs moyennes des résistances sont égales aux valeurs calculées précédemment. Nous obtenons alors :

$$R_{b;k} = R_{c;k} \times \frac{R_b}{R_{c;moyen}} = 261 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_{s;k} = R_{c;k} \times \frac{R_s}{R_{c;moyen}} = 837 \text{ kN}$$

On en déduit $R_{c;cr;k} = 716 \text{ kN}$.

La valeur de calcul $R_{c;cr;d}$ s'obtient en divisant $R_{c;cr;k}$ par un facteur partiel γ_{cr} [tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2].

Au final, selon l'une ou l'autre des combinaisons, on obtient les valeurs du Tableau 41.

	γ_{cr} (compression)	$R_{c;cr;d}$ (kN)	$F_{c;d}$ (kN)
Combinaisons caractéristiques	0,9	796	750
Combinaisons quasi-permanentes	1,1	651	600

Tableau 41 : Valeur de la charge de fluage $R_{c;cr;d}$ selon les combinaisons d'actions

La fondation est donc bien justifiée pour tous les états limites de service.

2.3 - Tassement d'un pieu isolé

Une valeur de déplacement indicative peut être calculée selon l'annexe L, article L.2. Ici, on considère que les pieux sont intégralement compris dans le terrain (raccourcissements e_{li} et e_{lv} nuls), par conséquent le tassement à court terme et à long terme peut être estimé à un cinquantième du diamètre du pieu.

$$s_{cr;i} = s_{cr;v} = k \frac{B}{100} = 2 \times \frac{420}{100} = 8,4 \text{ mm}, \text{ arrondi à } 1 \text{ cm} \quad [\text{Formules L.2.3 et L.2.4}]$$



3 - Exemple 2 : Pieu modèle et méthode statistique

3.1 - Hypothèses

Des fondations profondes sont prévues pour un ouvrage d'art fondé sur pieux forés simples, de diamètre $B = 1000$ mm. Les appuis ont notamment fait l'objet d'une reconnaissance par quatre sondages destructifs avec essais pressiométriques jusqu'à une profondeur de 27 m dont les résultats sont présentés dans le Tableau 42.

Profondeur (m)	Lithologie	Valeurs de p_i (MPa)			
		P1	P2	P3	P4
1	Argiles	0,12	0,12	0,06	0,08
2		0,13	0,13	0,18	0,16
3		0,16	0,16	0,09	0,17
4		0,21	0,21	0,19	0,09
5		0,09	0,09	0,10	0,13
6		0,07	0,07	0,11	0,10
7		0,11	0,11	0,12	0,15
8		0,13	0,13	0,17	0,19
9		0,12	0,12	0,11	0,19
10		0,16	0,16	0,14	0,20
11		0,20	0,20	0,20	0,08
12		0,07	0,07	0,08	0,15
13		0,30	0,08	0,15	0,17
14		0,30	0,09	0,13	0,09
15		0,30	0,06	0,05	0,06
16		0,30	0,16	0,16	0,19
17		0,30	0,15	0,12	0,08
18		0,62	0,17	0,07	0,56
19		0,48	0,18	0,10	0,60
20		0,59	0,05	0,51	0,72
21	Gneiss compact	3,56	1,89	2,36	3,94
22		4,28	4,92	4,30	4,44
23		4,95	4,95	4,56	4,53
24		4,98	4,95	4,59	4,68
25		4,65	4,95	4,80	4,75
26		4,99	4,95	4,98	4,97
27		5,00	4,95	5,00	4,99

Tableau 42 : Valeurs des pressions limites pour chaque sondage pressiométrique

Les quatre sondages P1 à P4 sont relativement comparables et ont mis en évidence la présence d'une couche d'argile compressible d'environ 20 m d'épaisseur, qui surmonte un substratum de gneiss compact.



La procédure du pieu modèle est applicable puisque l'on peut considérer les quatre sondages comme relativement comparables et donc situés sur une zone homogène du point de vue géologique.

La procédure du pieu modèle est ici appliquée avec une méthode statistique car nous avons plus de 3 sondages. Comme le recommande la norme NF P94-262, on suppose une distribution des valeurs de R_c de type log-normale [8.5.2 (1) NOTE 4].

Dans ces deux cas, la détermination des valeurs caractéristiques des résistances commence par l'étape de détermination pour chaque sondage des valeurs de R_b la résistance limite de pointe et R_s la résistance limite de frottement axial et R_c la résistance limite en compression à partir de la méthode pressiométrique.

3.2 - Calcul des résistances limites R_b et R_s pour chaque sondage

3.2.1 - Détermination de la résistance de pointe R_b pour chaque sondage

Calcul de p_{le}^* , la pression limite nette équivalente

Dans cet exemple, les valeurs de la pression limite nette équivalente sont déterminées pour chaque sondage à partir de la formule F.4.2.3 (Tableau 43) :

$$p_{le}^* = \frac{I}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz \quad [Formule F.4.2.3]$$

avec

$p_i^*(z)$ est le profil pressiométrique, intégré entre les cotes $D-b$ et $D+3a$;

B est la largeur de la fondation profonde ; $B = 1$ m ;

D est la longueur de la fondation ; $D = 25$ m ;

$a = \max \{B/2 ; 0,5 \text{ m}\}$; $a = 0,5$ m ;

$b = \min \{a ; h\}$ avec h la hauteur de la fondation profonde contenue dans la couche porteuse.

Ici, la couche porteuse est le substratum de gneiss de 20 m à 25 m de profondeur, soit une hauteur h de 5 m. b vaut donc 0,5 m.

Sondage	P1	P2	P3	P4
p_{le}^*	4,84 MPa	4,95 MPa	4,88 MPa	4,86 MPa

Tableau 43 : Valeurs de p_{le}^* pour les quatre sondages

Calcul de k_p , facteur de portance pressiométrique

Le facteur de portance pressiométrique k_p dépend de la hauteur d'encastrement effectif :

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D-h_0}^D p_i^*(z) dz \quad [Formule F.4.2.6]$$

$p_i^*(z)$ est intégré sur l'intervalle $[D-h_0 ; D]$ avec la longueur h_0 égale à $10B$.

Une fois D_{ef} déterminé, qui est inférieur à 5 pour les quatre sondages, on peut calculer k_p :

$$k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) \left(\frac{D_{ef} / B}{5} \right)$$

où k_{pmax} est donné dans le tableau F.4.2.1. pour la roche altérée (ici du gneiss) de la formation porteuse.



Calcul de R_b , résistance à la compression du terrain à la base du pieu

q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu. On obtient q_b par la relation suivante :

$$q_b = k_p \cdot p_{le}^* \quad [\text{Formule F.4.2.2}]$$

La valeur de la résistance à la compression du terrain R_b est telle que :

$$R_b = A_b \cdot q_b \quad [\text{Formule F.4.1}]$$

Les valeurs numériques du calcul sont synthétisées dans le Tableau 44.

Sondage	P1	P2	P3	P4
D_{ef}	4,66 m	4,03 m	3,93 m	4,56 m
D_{ef}/B	4,66 (< 5)	4,03 (< 5)	3,93 (< 5)	4,56 (< 5)
k_{pmax}	1,45	1,45	1,45	1,45
k_p	1,42	1,36	1,35	1,41
q_b	6,87 MPa	6,73 MPa	6,59 MPa	6,85 MPa
R_b	5,39 MN	5,28 MN	5,17 MN	5,38 MN

Tableau 44 : Valeurs de R_b pour les quatre sondages

3.2.2 - Résistance de frottement axial R_s pour chaque sondage

Calcul de q_s , frottement axial unitaire limite

Le frottement axial unitaire limite à la profondeur z dépend à la fois de la catégorie de pieu, du type de sol et de la pression limite nette.

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(p_l^*(z)) \quad [\text{Formule F.5.2.1}]$$

La fonction f_{sol} se détermine ainsi :

$$f_{\text{sol}}(p_l^*(z)) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*}) \quad [\text{Formule F.5.2.2}]$$

Le tableau F.5.2.2 donne les valeurs des paramètres a , b et c , et le tableau F.5.2.1 les valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$. On en déduit $q_s(z)$, à comparer avec les valeurs limites q_{smax} indiquées dans le tableau F.5.2.3.

Pour cet exemple, le frottement latéral n'est à prendre en compte que dans les gneiss, puisque la couche argileuse est le siège de frottements négatifs. Les valeurs du calcul sont résumées dans le Tableau 45.

La résistance de frottement axial R_s s'obtient selon l'expression suivante :

$$R_s = P_s \cdot \int_{20}^D q_s(z) dz \quad [\text{Formule F.5.1}]$$

P_s est le périmètre du fût du pieu et vaut 3,14 m, $q_s(z)$ est le frottement axial unitaire limite à la cote z . La longueur d'application est la hauteur de la fondation contenue dans les gneiss où l'on tient compte du frottement axial.

Sondage	P1	P2	P3	P4
$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	1,6	1,6	1,6	1,6
a	0,01	0,01	0,01	0,01
b	0,08	0,08	0,08	0,08
c	3	3	3	3
q_{smax}	200 kPa	200 kPa	200 kPa	200 kPa
R_s	2,95 MN	2,72 MN	2,71 MN	2,80 MN

Tableau 45 : Valeurs pour le calcul de R_s pour les quatre sondages



3.2.3 - Portance R_s

On calcule alors la portance pour chaque sondage : $R_c = R_s + R_b$ (Tableau 46).

Sondage	P1	P2	P1	P2
R_s (MN)	2,95	2,72	2,71	2,80
R_b (MN)	5,39	5,28	5,17	5,38
R_c (MN)	8,34	8,00	7,88	8,18

Tableau 46 : Valeurs de R_c pour les quatre sondages

3.3 - Calcul de la portance $R_{c,d}$ par méthode statistique et une loi log-normale

La valeur caractéristique de la portance $R_{c,k}$ est déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{c;k} = \frac{\eta_d}{\gamma_{R;d1}} e^{(m_{\ln R_c} - k_n s_{\ln R_c})} \quad [NF EN 1990 D.7.2 (3) NOTE 2]$$

avec

η_d : valeur de calcul du coefficient éventuel de conversion ; il vaut 1 pour les résistances géotechniques [NF EN 1997-1 B.3 (3)] ;

$\gamma_{R;d1}$ est le coefficient de modèle qui prend en compte la dispersion du modèle de calcul ; il vaut 1,15 pour un pieu de classe 1 et de catégorie 1 ancré dans du gneiss [Tableau F.2.1] ;

$m_{\ln R_c}$ est la moyenne des valeurs de $\ln(R_c)$ obtenue pour les 4 sondages ; elle vaut 2,09 MN ;

$s_{\ln R_c}$ est l'estimation de l'écart type de la distribution des $\ln(R_c)$ obtenue pour les 4 sondages ;

k_n est un coefficient qui dépend du nombre de sondages et de la connaissance ou non de V_{R_c} ; ici V_{R_c} est a priori inconnu et on a $n = 4$ sondages, donc $k_n = 2,63$ [NF EN 1990 Tableau D.1].

Comme le coefficient de variation V_{R_c} est inconnu a priori, on détermine donc $s_{\ln R_c}$ à partir de la moyenne $m_{\ln R_c}$:

$$s_{R_c} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln R_{c;i} - m_{\ln R_c})^2} = 0,025$$

On obtient donc $R_{c,k} = 6,58$ MN.

Pour la vérification des états limites géotechniques, le tableau C.2.3.1 donne les facteurs partiels de résistance γ dans des situations durables et transitoires.

La valeur de calcul de la résistance totale à l'ELU fondamental s'obtient en divisant la valeur caractéristique de la résistance totale par le facteur partiel γ_i qui vaut 1,1.

On obtient alors $R_{c,d} = 5,98$ MN.



4 - Exemple 3 : Micropieux et modèle de terrain

Un groupe de 9 micropieux ancrés dans des marnes est prévu. Pour calculer les résistances du terrain nécessaires aux justifications de type GEO, la procédure du modèle de terrain va être utilisée, basée sur des essais pénétrométriques.

La coupe de sol homogène retenue, ainsi que l'implantation des 9 micropieux sont les suivantes (Figure 35 et Figure 36).

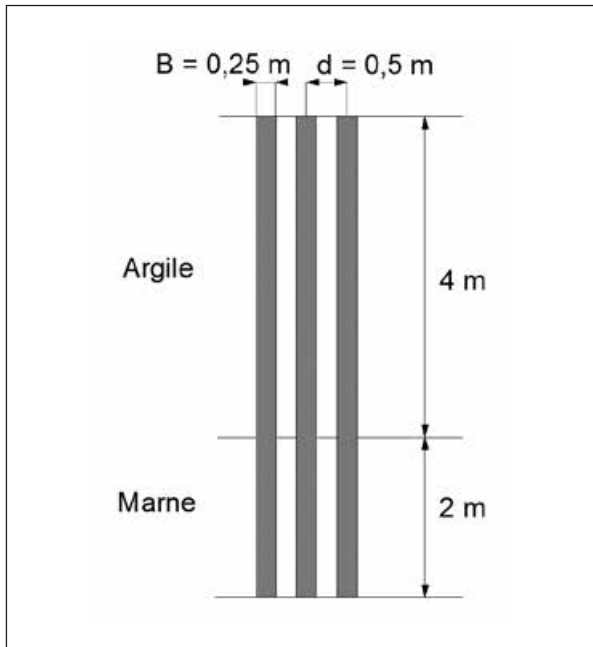


Figure 35 : Coupe de terrain retenue

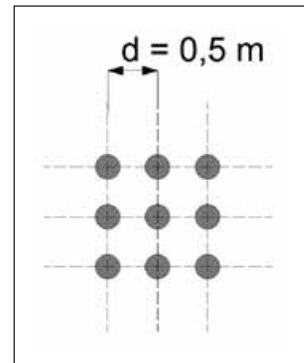


Figure 36 : Implantation des micropieux

Les micropieux sont de type III forés (catégorie 19 et classe 8), de diamètre 250 mm et avec un entraxe d de 0,5 m (horizontal et vertical). Ils ont une longueur de 6 m, et sont ancrés de 2 m dans le substratum marneux.

Pour les justifications de type GEO d'un groupe de pieux, il faut d'abord calculer les valeurs des portances pour une fondation isolée puis utiliser les modèles de réduction de la capacité portante due à l'effet de groupe lorsque l'entraxe est faible [9.3]. Le comportement en bloc monolithique n'est pas vérifié dans le cadre de cet exemple.

4.1 - Modèle géotechnique

Le modèle géotechnique retenu ainsi que les valeurs représentatives de q_c sont les suivants :

- de 0 m à 4 m : Argile : $q_c = 3$ MPa ;
- au-delà de 4 m : Marne : $q_c = 10$ MPa.

Aucune nappe n'est prise en compte.

4.2 - Détermination des valeurs caractéristiques

Dans le cas de micropieux, les termes de pointe $R_{b,k}$ sont négligés [Tableau G.4.2.1 NOTE (b)].

Pour la méthode dite du « modèle terrain », la valeur de la résistance de frottement axial $R_{s,k}$ est déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i;k} \quad \text{et} \quad q_{s,i;k} = \frac{q_{s,i}}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}} \quad [\text{Formules 9.2.4.2 et 9.2.4.4}]$$

Pour ce faire, on calcule tout d'abord f_{sol} pour les argiles et pour les marnes à partir des valeurs de a , b et c données par le tableau G.5.2.2 et de la formule G.5.2.2.



On trouve la valeur de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ dans le tableau G.5.2.1 (pieu de catégorie 19) pour calculer la valeur de q_s pour chaque couche de sol.

On détermine la valeur du frottement axial unitaire limite q_s à l'aide de la formule suivante en s'assurant que la valeur obtenue ne dépasse pas $q_{s\text{max}}$ donné par le tableau G.5.2.3.

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(q_c(z)) \quad [\text{Formule G.5.2.1}]$$

Les coefficients de modèle et de méthode pour la méthode pénétrométrique pour un micropieu de type III (i.e. pieu de catégorie 19) ancré dans des marnes, valent respectivement :

$$\gamma_{R;d1} = 2,0 \text{ en compression et en traction et } \gamma_{R;d2} = 1,1 \text{ en compression et en traction.}$$

Le Tableau 47 résume l'ensemble des valeurs numériques du calcul.

	a	b	c	q_c (MPa)	f_{sol} (MPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	q_s (kPa)	$q_{s\text{max}}$ (kPa)	$q_{s,i}$ (kPa)	$q_{s;j,k}$ (kPa)	$A_{s,i}$ (m ²)
Argiles	0,0018	0,1	0,4	3	0,074	1,35	100	200	100	45	3,14
Marnes	0,0015	0,1	0,25	10	0,106	2,25	239	320	239	109	1,57

Tableau 47 : Calcul des $q_{s;j,k}$ et $A_{s,i}$ pour déterminer $R_{s,k}$

On obtient donc : $R_{s,k} = 312 \text{ kN}$ soit **0,31 MN.**

Une fois la valeur caractéristique calculée, on peut déterminer les valeurs de calcul pour les différents états limites ultimes et états limites de service.

4.3 - Détermination des valeurs de calcul

La valeur de calcul de la résistance à la compression d'un micropieu aux états limites ultimes en utilisant la méthode « modèle de terrain » est donnée par la formule suivante :

$$R_{c;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad [\text{Formule 9.2.1.3}]$$

Dans ce cas, avec des micropieux, l'effort de pointe $R_{b,k}$ a été négligé.

La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un micropieu aux états limites ultimes en utilisant la méthode « modèle de terrain » est donnée par la formule suivante :

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{st}} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{st}} \quad [\text{Formules 10.2.1.2 et 10.2.2.1}]$$

Les valeurs des facteurs partiels de résistance pour les pieux se trouvent dans les tableaux C.2.3.1 et C.2.3.2 pour les situations durables et transitoires et les situations accidentelles en compression et en traction.

Les valeurs de calcul des résistances $R_{c;d}$ et $R_{t;d}$ aux états limites ultimes sont déterminées ci-après pour des situations durables et transitoires et pour des situations accidentelles (Tableau 48 et Tableau 49).

	γ_s	$R_{c;d}$ (MN)
Situations durables et transitoires	1,1	0,28
Situations accidentelles	1,0	0,31

Tableau 48 : Calculs de $R_{c;d}$ pour les états limites ultimes en compression

	γ_{st}	$R_{t;d}$ (MN)
Situations durables et transitoires	1,15	0,27
Situations accidentelles	1,05	0,30

Tableau 49 : Calculs de $R_{t;d}$ pour les états limites ultimes en traction



Les valeurs de calcul des résistances $R_{c,cr;d}$ et $R_{t,cr;d}$ aux états limites de service sont déterminées ci-après pour des combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes.

$$R_{c,cr;d} = \frac{R_{c,cr;k}}{\gamma_{cr}} \quad \text{et} \quad R_{t,cr;d} = \frac{R_{t,cr;k}}{\gamma_{s,cr}} \quad [\text{Formules 14.2.1.2 et 14.2.1.4}]$$

On détermine tout d'abord les valeurs de $R_{c,cr;k}$ et $R_{t,cr;k}$ à partir des formules 14.2.2.1 et 14.2.2.2, où les micropieux considérés sont des fondations sans refoulement du sol.

$$R_{c,cr;k} = 0,7R_{s;k} = 0,217MN \quad \text{et} \quad R_{t,cr;k} = 0,7R_{s;k} = 0,217MN$$

Les valeurs des facteurs partiels de résistance pour les pieux se trouvent dans les tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2 pour des combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes en compression et en traction. Les résultats numériques sont donnés dans les Tableau 50 et Tableau 51.

	γ_{cr}	$R_{c,cr;d}$ (MN)
Combinaisons caractéristiques	0,9	0,24
Combinaisons quasi-permanentes	1,1	0,20

Tableau 50 : Calculs de $R_{c,cr;d}$ pour les états limites de service en compression

	$\gamma_{s,cr}$	$R_{t,cr;d}$ (MN)
Combinaisons caractéristiques	1,1	0,20
Combinaisons quasi-permanentes	1,5	0,14

Tableau 51 : Calculs de $R_{t,cr;d}$ pour les états limites de service en traction

4.4 - Prise en compte de l'effet de groupe vis-à-vis d'un chargement axial

Dans cet exemple, l'effet de groupe sur la portance doit être pris en compte car il y a interaction entre les pieux lorsque l'entraxe d est inférieur à 3 fois le diamètre, qui est le cas ici.

Afin de prendre en compte l'effet de groupe et donc la modification des réactions mobilisables, on détermine R_g la résistance limite en compression d'un groupe de pieux à partir de l'annexe J de la norme NF P94-262.

$$R_{cg} = \sum_{i=1}^N R_{b,i} + C_e \sum_{i=1}^N R_{s,i} \quad [\text{Formule J.2.1}]$$

avec

$R_{b,i}$ résistance de pointe limite d'un pieu i du groupe supposé isolé ;

$R_{s,i}$ résistance limite par frottement axial d'un pieu i du groupe supposé isolé ;

N nombre de pieux du groupe ;

C_e coefficient d'efficacité déterminé par la formule suivante car $l \leq \frac{d}{B} = \frac{0,5}{0,25} \leq 3$:

$$C_e = \left(1 - C_d \left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) \right) \right) \quad \text{et} \quad C_d = 1 - \frac{l}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) = \frac{l}{4} \quad [\text{Formule J.2.3}]$$

On obtient donc $C_e = 2/3$.

Les valeurs de calcul des résistances $R_{cg;d}$ et $R_{tg;d}$ pour le groupe de pieux aux états limites ultimes sont déterminées ci-après pour des situations durables et transitoires et pour des situations accidentelles. Les coefficients partiels pour la portance sont les mêmes que ceux pour un pieu isolé. Ici, pour 9 micropieux, on a (Tableau 52) :

	γ_s	$R_{cg;d}$ (MN)	$\gamma_{s,t}$	$R_{tg;d}$ (MN)
Situations durables et transitoires	1,1	1,69	1,15	1,62
Situations accidentelles	1,0	1,86	1,05	1,77

Tableau 52 : Calculs de $R_{cg;d}$ pour les états limites ultimes en compression et en traction



Pour les charges de fluage du groupe de pieux mis en œuvre sans refoulement du sol, on utilise les formules suivantes :

$$R_{cg;cr;k} = N \cdot (0,5R_{b;k} + C_e \cdot 0,7R_{s;k}) = 1,30MN \quad \text{et} \quad R_{tg;cr;k} = N \cdot C_e \cdot 0,7R_{s;k} = 1,30MN$$

Les valeurs de calcul des résistances $R_{cg;cr;d}$ et $R_{tg;cr;d}$ pour le groupe de pieux aux états limites de service sont déterminées ci-après pour des combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes. Les coefficients partiels pour la portance sont les mêmes que ceux pour un pieu isolé. Ici, pour 9 micropieux, on a (Tableau 53) :

	γ_{cr}	$R_{cg;cr;d}$ (MN)	$\gamma_{s;cr}$	$R_{tg;cr;d}$ (MN)
Combinaisons caractéristiques	0,9	1,44	1,1	1,18
Combinaisons quasi-permanentes	1,1	1,18	1,5	0,87

Tableau 53 : Calculs de $R_{cg;d}$ et $R_{tg;d}$ pour les états limites de service en compression et en traction

4.5 - Prise en compte de l'effet de groupe : vérification du bloc monolithique

Dans cet exemple, le bloc monolithique à considérer est une fondation carrée de 1,25 m de côté et de 6 m de profondeur.

Afin de savoir quel type de fondation est à considérer pour les vérifications, il faut tout d'abord déterminer l'encastrement équivalent D_e de cette fondation ainsi que la valeur de la résistance à la pénétration équivalent q_{ce} .

Nous sommes ici dans le cadre d'une formation porteuse homogène ; q_{ce} est donnée par la formulation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule G.4.2.3}]$$

avec

$q_{cc}(z)$ est le profil pénétrométrique corrigé, intégré entre les cotes $D-b$ et $D+3a$;

B est la largeur de la fondation profonde ; $B = 1,25$ m ;

D est la longueur de la fondation ; $D = 6$ m ;

$a = \max \{B/2 ; 0,5 \text{ m}\}$; $a = 0,625$ m ;

$b = \min \{a ; h\}$ avec h la hauteur de la fondation profonde contenue dans la couche porteuse.

Ici la couche porteuse est la marne à partir de 4 m, soit une hauteur h de 2 m. b vaut donc 0,625 m.

Sur la hauteur $(b+3a)$: $q_{cc}(z) = 10$ MPa.

On obtient : $q_{ce} = 10$ MPa.

L'encastrement équivalent se détermine par la formulation suivante :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule D.2.2}]$$

On obtient : $D_e = 3,2$ m.

Le type de fondation dépend de son élancement $D_e / B = 2,56$ dans cet exemple. On est donc dans le cas d'une **fondation semi-profonde**. La vérification de ce type de fondation est à réaliser selon la norme NF P94-261 et ne sera donc pas traitée dans ce guide.



5 - Exemple 4 : Chargement transversal et résistance structurale

Cet exemple traite de la justification d'un pieu foré boue ancré dans du calcaire, soumis à un chargement transversal (Figure 37).

5.1 - Hypothèses

Le pieu est de diamètre 0,8 m, de longueur 8 m et il est ancré de 3 m dans un calcaire marneux.

La méthode retenue pour la détermination de la portance est le modèle de terrain.

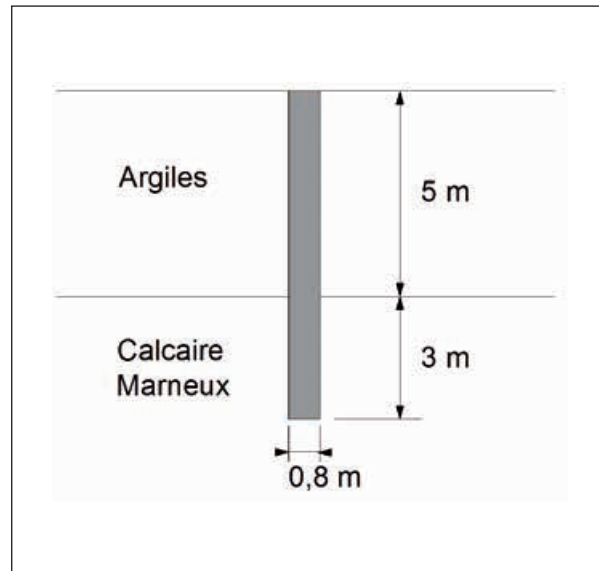


Figure 37 : Modèle retenu pour la justification

5.1.1 - Caractéristiques de sol considérées

Dans notre exemple, le modèle de terrain a été déduit d'une analyse de sondages pressiométriques (Tableau 54).

	E_m (MPa)	p_f^* (MPa)	p_i^* (MPa)
Argiles	10	1	0,8
Calcaire marneux	25	1,5	2,5

Tableau 54 : Modèle de terrain retenu

En pointe, on considère $p_{le}^* = 2,5$ MPa.

5.1.2 - Chargement considéré en tête de pieu

Le Tableau 55 présente les valeurs des actions en tête de pieu pour les différentes situations de calcul.

	$F_{c;d}$ (kN)	T (kN)	M (kN)
ELU – situations durables et transitoires	1700	340	300
ELS – combinaison caractéristique	1300	260	200
ELS – combinaison fréquente	1200	230	170
ELS – combinaison quasi-permanente	1100	200	150

Tableau 55 : Chargement en tête de pieu pour les différentes combinaisons



5.2 - Calcul de la portance

Le pieu foré boue est de classe 1 et de catégorie 2.

5.2.1 - Calcul de la résistance de pointe R_b

La hauteur d'encastrement effectif est définie par :

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \times \int_{D-h_D}^D p_l^*(z) dz \quad [\text{Formule F.4.2.6}]$$

Dans notre cas, $D = 8$ m et $h_D = 10$ B = 8 m, on obtient donc $D_{ef} = 4,6$ m.

D'après le tableau F.4.2.1 de la norme, pour un pieu de classe 1 et pour un sol de type « Marne et calcaire marneux », on a $k_{pmax} = 1,45$.

D_{ef}/B est inférieur à 5, on a donc $k_p = 1,41$.

L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe est :

$$R_b = A_b k_p p_{le}^* = 1772 \text{ kN} \quad [\text{Formules F.4.1 et F.4.2.1}]$$

5.2.2 - Calcul de la résistance de frottement axial R_s

Le frottement axial unitaire est défini par :

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}} \quad [\text{Formule F.5.2.1}]$$

Pour un pieu de catégorie 2, nous avons (Tableau 56) :

	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$ [Tableau F.5.2.1]	p_l^* (MPa)	a	b	c	f_{sol} (kPa)	q_{smax} (kPa)	q_s (kPa)
Argiles	1,25	0,8	0,003	0,04	3,5	40	90	50
Calcaire marneux	1,5	2,5	0,008	0,08	3	100	170	150

Tableau 56 : Calcul de la résistance de frottement axial unitaire

L'effort limite mobilisable par frottement axial est :

$$R_s = P_s \int_0^D q_s dz = (\pi \cdot 0,8) \cdot (5 \cdot 50 + 3 \cdot 150) = 1759 \text{ kN} \quad [\text{Formules F.5.1}]$$

5.2.3 - Valeurs de calcul de la portance et de la charge de fluage

ELU – situations durables et transitoires

La portance limite est la suivante : $R_c = R_b + R_s = 3531 \text{ kN}$ [Formules F.3.1]

La valeur caractéristique de la portance est la suivante :

$$R_{c;k} = \frac{R_c}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} = \frac{3531}{1,15 \cdot 1,1} = 2791 \text{ kN} \quad [9.2.4]$$

Les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et de méthode $\gamma_{R;d2}$ sont déterminés d'après le tableau F.2.1 de la norme (procédure « modèle de terrain » et méthode pressiométrique).

La valeur de calcul de la portance est donc :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{2791}{1,1} = 2537 \text{ kN} \quad [\text{Formule 9.2.1.2}]$$

Le facteur partiel de résistance γ_t est déterminé d'après le tableau C.2.3.1 de la norme (résistance totale et pieux forés).

À l'ELU situations durables et transitoires, on vérifie bien $F_{c,d} < R_{c,d}$.



ELS – combinaison caractéristique

La valeur caractéristique de la charge de fluage (pour un élément de fondation mis en place sans refoulement) est la suivante :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{2791}{1,1} = 2537 \text{ kN} \quad [\text{Formule 14.2.2.1}]$$

La valeur de calcul de la charge de fluage est donc :

$$R_{c;cr;k} = 0,5R_{b;k} + 0,7R_{s;k} = \frac{0,5R_b + 0,7R_s}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} = 1674 \text{ kN} \quad [\text{Formule 14.2.1.2}]$$

Le facteur partiel de résistance γ_{cr} est déterminé d'après le tableau 14.2.1.1 de la norme (fût en compression) et vaut 0,9.

À l'ELS combinaison caractéristique, on vérifie bien $F_{c;d} < R_{c;cr;d}$.

ELS – combinaison quasi-permanente

La valeur de calcul de la charge de fluage est donc :

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} = 1860 \text{ kN} \quad [\text{Formule 14.2.1.2}]$$

Le facteur partiel de résistance γ_{cr} est déterminé d'après le tableau 14.2.1.2 de la norme (fût en compression) et vaut 1,1.

À l'ELS combinaison quasi-permanente, on vérifie bien $F_{c;d} < R_{c;cr;d}$.

5.3 - Modélisation du pieu sous chargement transversal

Afin de modéliser le comportement du pieu sous charge transversale, un logiciel de calcul est utilisé. Les principaux paramètres d'entrée du logiciel sont le produit d'inertie EI du pieu et les lois de réaction frontale en fonction de la profondeur.

5.3.1 - Détermination du produit d'inertie

L'inertie du pieu est : $I = \pi \frac{D^4}{64} = 0,0201 \text{ m}^4$

On s'intéresse au comportement à long terme. On considère donc un module $E = E_{dif} = 31000/3 = 10333 \text{ MPa}$.

On a alors le produit $EI = 207764 \text{ kN.m}^2$.

5.3.2 - Détermination des lois de réaction frontale

Pour une sollicitation de longue durée d'application, la relation entre réaction latérale du sol et déplacement horizontal du pieu est déterminée grâce à la loi de la Figure 38.

$$r_1 = B p_f$$

$$K_f = 0,5 \cdot \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3B} \left[2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha}$$

avec $B_0 = 0,6 \text{ m}$
 r réaction tangentielle
 δ déplacement de l'élément de fondation

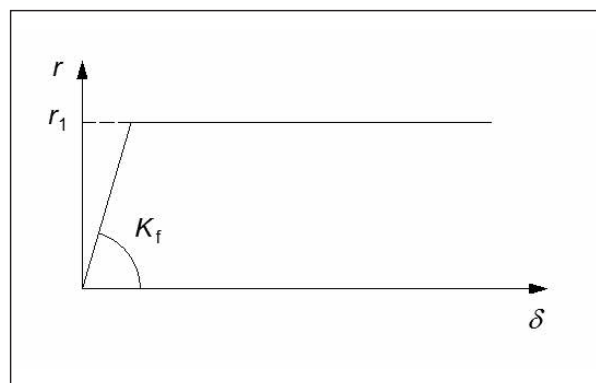


Figure 38 : Loi de réaction tangentielle [Figure I.1.3.1]



La proximité de la surface a une influence sur les paramètres de la loi de réaction. On considère que le sol de surface est de type « cohérent ». Les paramètres p_i° et K_f seront minorés jusqu'à une profondeur $z_c = 2 B = 1,60$ m par un coefficient égal à :

$$0,5 \left[1 + \frac{z}{z_c} \right]$$

On considère dans notre cas $\alpha = 0,66$ dans la couche d'argile [Tableau 1.1.3.1], et $\alpha = 0,5$ dans la couche de calcaire marneux [Tableau 1.1.3.2].

Le sol est décomposé en tranches avec les caractéristiques décrites dans le Tableau 57.

Profondeur z (m)		K_f (kPa)	p_i° (kPa)
de	à		
0,00	0,20	10767	531
0,20	0,50	12350	609
0,50	0,80	14250	703
0,80	1,20	16467	812
1,20	1,60	19000	937
1,60	2,00	20267	1000
2,00	2,50	20267	1000
2,50	3,00	20267	1000
3,00	3,60	20267	1000
3,60	4,20	20267	1000
4,20	5,00	20267	1000
5,00	5,60	63032	1500
5,60	6,40	63032	1500
6,40	7,20	63032	1500
7,20	8,00	63032	1500

Tableau 57 : Décomposition du sol en tranches et caractéristiques

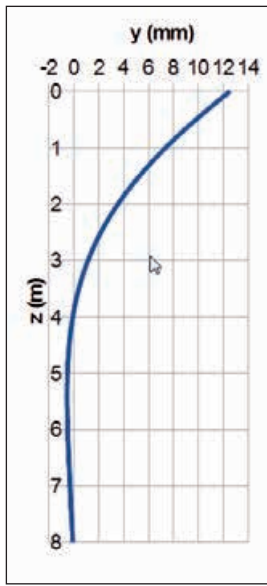
Pour le calcul, on peut utiliser des programmes comme PILATE (de l'IFSTTAR) ou Foxta (Terrasol). On notera que certains logiciels font intervenir le coefficient de réaction k_f et non le module linéique K_f (ces paramètres sont liés par la relation $K_f = B k_f$).

Pour cet exemple, deux logiciels ont été utilisés :

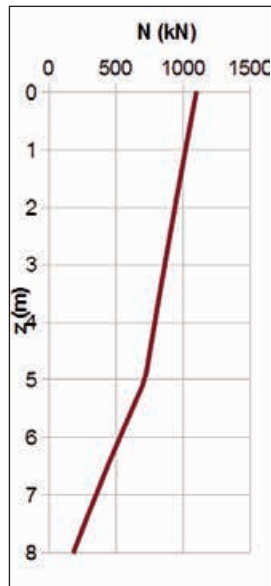
- PILATE permet d'obtenir la répartition de l'effort tranchant, du moment et du déplacement horizontal le long du pieu en utilisant les lois de mobilisation de Ménard ;
- PIVERT permet d'obtenir la répartition de l'effort normal le long du pieu en utilisant les lois de mobilisation de la méthode de Frank et Zhao.

Le pieu est chargé en tête selon le Tableau 55 et on impose un effort tranchant et un moment nuls en pied.

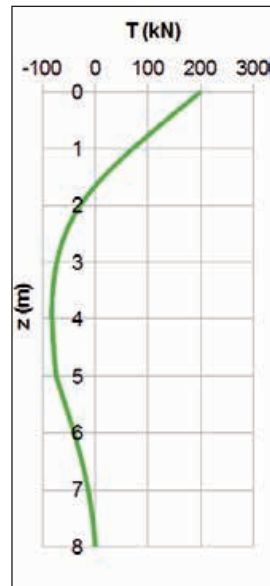
L'ensemble des résultats est donné dans les Figure 39, Figure 40, Figure 41 et Figure 42, où y est le déplacement horizontal du pieu, N l'effort normal, T l'effort tranchant et M le moment.



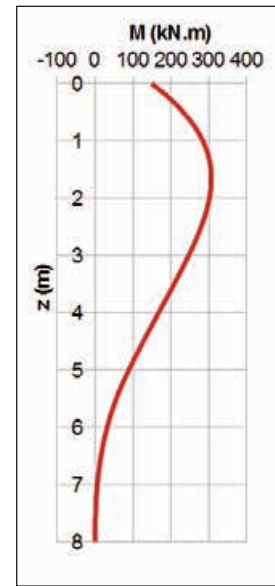
$y_{\max} = 12,5 \text{ mm}$



$N_{\max} = 1100 \text{ kN}$

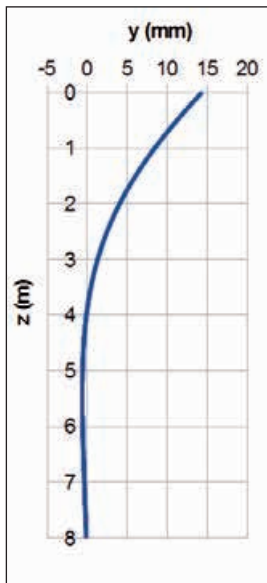


$T_{\max} = 200 \text{ kN}$

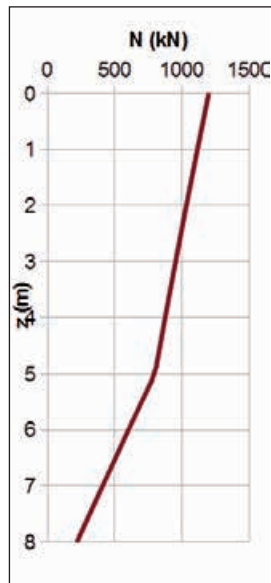


$M_{\max} = 307 \text{ kN.m}$

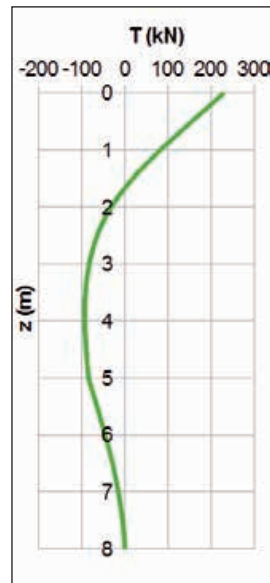
Figure 39 : ELS - combinaison quasi-permanente



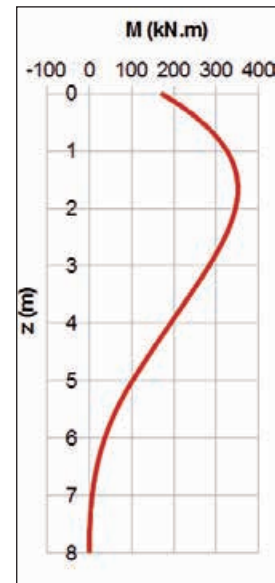
$y_{\max} = 14,3 \text{ mm}$



$N_{\max} = 1200 \text{ kN}$

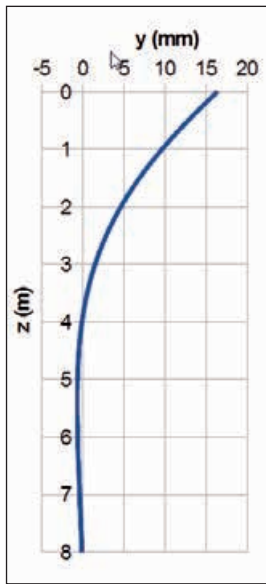


$T_{\max} = 230 \text{ kN}$

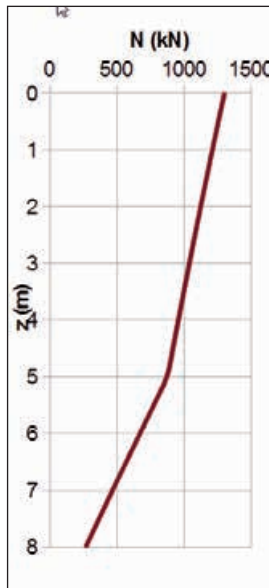


$M_{\max} = 351 \text{ kN.m}$

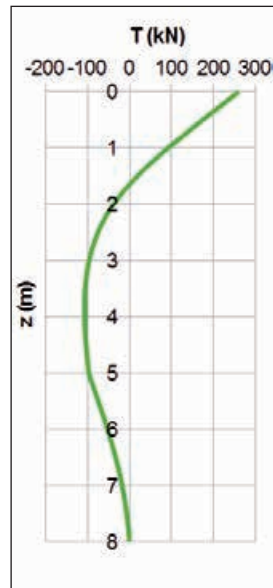
Figure 40 : ELS - combinaison fréquente



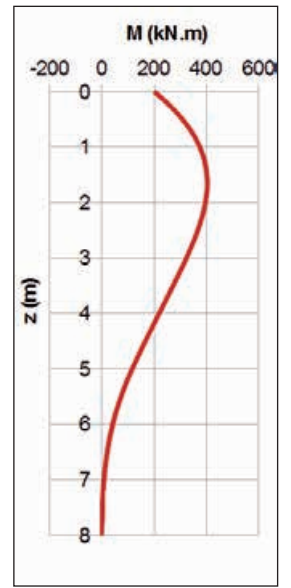
$y_{\max} = 16,3 \text{ mm}$



$N_{\max} = 1300 \text{ kN}$

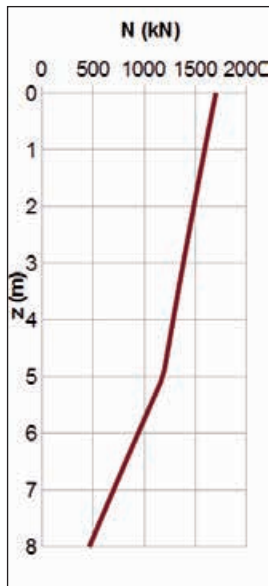


$T_{\max} = 260 \text{ kN}$

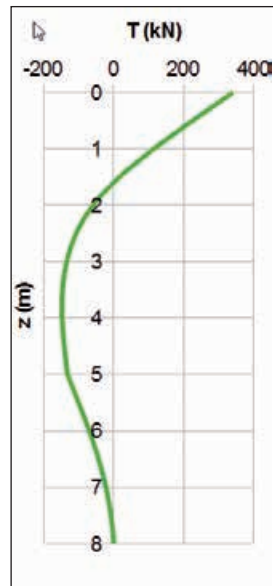


$M_{\max} = 403 \text{ kN.m}$

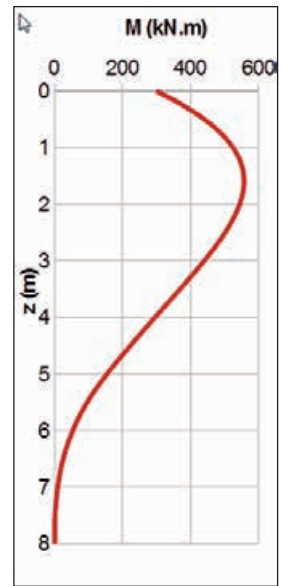
Figure 41 : ELS - combinaison caractéristique



$N_{\max} = 1700 \text{ kN}$



$T_{\max} = 340 \text{ kN}$



$M_{\max} = 558 \text{ kN.m}$

Figure 42 : ELU - situations durables et transitoires



5.4 - Résistance structurale du pieu

On considère qu'il s'agit d'un pieu pour un ouvrage de génie civil.

5.4.1 - Hypothèses

Classe d'exposition

La classe d'exposition du pieu est XC2 [NF EN 206-1 - Tableau 1].

Enrobage - espacement

On retient un enrobage de 7 cm. Les cerces sont positionnées en premier lit (HA16 en première approximation). Les armatures principales sont situées en deuxième lit, axées à environ 0,10 m du bord du pieu c'est-à-dire sur un cercle de 60 cm de diamètre environ. L'espacement des barres longitudinales devant être compris entre 10 et 20 cm, le nombre de barres longitudinales est ainsi compris entre 11 et 19.

Pour un pieu de 0,80 m de diamètre, la section minimale d'armatures longitudinales est $A_{s,bpmin} = 25 \text{ cm}^2$.

- la section minimale est respectée pour 13HA16 (soit 26,13 cm²) ;
- le nombre minimal de barres est respecté pour 11HA20 (34,54 cm²).

Béton

On retient un béton C25/30, qui a donc une résistance caractéristique à la compression « classique » : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

Pour le calcul de la fondation profonde, on minore cette résistance d'après la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \cdot \frac{1}{k_1 k_2} \quad [\text{Formule 6.4.1.1}]$$

De plus, pour $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$, f_{ck}^* est limité à 18,33 MPa [Tableau 6.4.1.1 NOTE 4].

Pour un pieu foré boue [Tableau 6.4.1.1] :

- le pieu est de classe 1 ;
- $C_{max} = 25 \text{ MPa}$ (application de l'annexe Q.1.1(1) pour les ponts par sécurité) ;
- $k_1 = 1,3$;
- k_2 prend la valeur 1,0 (pieu foré pour lequel $B / L > 1 / 20$).

On obtient $f_{ck}^* = \text{Max} \left[18,33; \frac{\text{Inf}(25;25;25)}{1,3 \cdot 1,0} \right] = 19,2 \text{ MPa}$.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par la formule suivante :

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

avec

$\alpha_{cc} = 1,0$ pour toute la hauteur du pieu (armatures mises en œuvre sur toute la hauteur) ;

$\gamma_c = 1,5$ aux ELU en situation durable ou transitoire ;

$k_3 = 1,2$ (valeur retenue en considérant un contrôle renforcé de la qualité et la continuité de la fondation).

On obtient alors : $f_{cd} = \text{Min} \left[\frac{1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,2}{1,5}; \frac{1,0 \cdot 25}{1,5}; \frac{1,0 \cdot 25}{1,5} \right] = 15,4 \text{ MPa}$.

Armatures passives

Les armatures passives sont de type S500B donc $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

À l'ELU, on obtient $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{q_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$.

5.4.2 - Dimensionnement du ferrailage longitudinal

Dans cet exemple, on s'intéresse aux sections du pieu subissant le moment de flexion maximal. On y associe l'effort normal concomitant. Les vérifications sont effectuées avec le logiciel Verba (V2.0.5).



Dimensionnement ELU

Pour les ELU, le calcul le long du pieu précédent donne le couple de valeurs :

$$M_{\max_ELU} = 558 \text{ kN.m} / N_{\text{conc_ELU}} = 1500 \text{ kN.}$$

Le dimensionnement est effectué conformément à l'article 6.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ pour les armatures et $f_{cd} = 15,4 \text{ MPa}$ pour le béton.

Le ferrailage minimal constitué de 13HA16 ($A_s = 26,1 \text{ cm}^2$) est suffisant.

Dimensionnement ELS caractéristique

À l'ELS caractéristique, le calcul le long du pieu précédent donne le couple de valeurs :

$$M_{\max_ELScara} = 403 \text{ kN.m} / N_{\text{conc_ELScara}} = 1150 \text{ kN.}$$

Les calculs sont menés en respectant les critères suivants :

- la valeur moyenne σ_{cmoy} des contraintes de compression du béton reste inférieure à $0,3.k_3.f_{ck}^* = 6,91 \text{ MPa}$;
- la valeur maximale σ_{cmax} des contraintes de compression du béton reste inférieure à $\text{Min}(0,6.k_3.f_{ck}^*; 0,6.f_{ck}) = 13,82 \text{ MPa}$;
- la contrainte dans les armatures σ_{smax} est limitée $2/3.f_{yk}$, soit 333 MPa (HA500).

Le ferrailage issu du dimensionnement ELU est alors insuffisant afin de respecter le critère sur la contrainte maximal du béton ; une section constituée de 14HA25 ($A = 68,7 \text{ cm}^2$) est nécessaire.

On a alors, avec le nouveau ferrailage :

- $\sigma_{\text{cmoy}} = 5,5 \text{ MPa}$ inférieure à $0,3.k_3.f_{ck}^* = 6,91 \text{ MPa}$, critère vérifié en réalisant la moyenne des contraintes sur la section manuellement ;
- $\sigma_{\text{cmax}} = 11,07 \text{ MPa}$ inférieure à $\text{Min}(0,6.k_3.f_{ck}^*; 0,6.f_{ck}) = 13,82 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{\text{smax}} = 127 \text{ MPa}$ est inférieure à $2/3.f_{yk} = 333 \text{ MPa}$ (HA500), valeur calculée manuellement.

Dimensionnement à l'ELS fréquent

La démarche présentée ci-après s'applique à l'ELS fréquent puisqu'on assimile cet exemple à celui d'un ouvrage d'art. Dans le cas d'un bâtiment, la démarche serait analogue en considérant les sollicitations sous combinaison quasi-permanente.

À l'ELS fréquent, le calcul le long du pieu précédent donne le couple de valeurs :

$$M_{\max_ELSFreq} = 351 \text{ kN.m} / N_{\text{conc_ELSFreq}} = 1100 \text{ kN.}$$

La classe d'exposition de l'élément est XC2 ; l'ouverture maximale admissible des fissures est alors $w_{\max} = 0,30 \text{ mm}$.

La maîtrise de la fissuration est traitée par l'application de la méthode simplifiée. On retient ainsi comme limite de traction des aciers passifs : $\sigma_s < 1000 \times 0,30 = 300 \text{ MPa}$ (cas d'un élément fléchi).

On obtient alors $\sigma_{\text{smax}} = 109 \text{ MPa}$ dans les armatures.

La section dimensionnée à l'ELS caractéristique s'avère suffisante ($A = 68,7 \text{ cm}^2$ pour 14HA25).

Dimensionnement à l'ELS quasi-permanent

À l'ELS quasi-permanent, le calcul le long du pieu précédent donne le couple de valeurs :

$$M_{\max_ELS_QP} = 307 \text{ kN.m} / N_{\text{conc_ELS_QP}} = 1000 \text{ kN.}$$

On obtient alors $\sigma_{\text{smax}} = 96 \text{ MPa}$ dans les armatures avec une section constituée de 14HA25.

Pour chaque section du pieu, l'effort normal est positif. On vérifie donc bien le critère de la clause Q.2.2 (4) relative aux ponts.

On retient donc, pour les armatures longitudinales, une section constituée de 14HA25 avec des aciers HA 500.



6 - Exemple 5 : Frottements négatifs

6.1 - Hypothèses

Des fondations profondes sont prévues pour un ouvrage d'art fondé sur deux appuis composés d'un groupe de 6 pieux forés simples, de diamètre $B = 1000$ mm (Figure 43). Les appuis ont fait l'objet d'une reconnaissance par sondages destructifs avec essais pressiométriques jusqu'à une profondeur de 27 m (Figure 44).

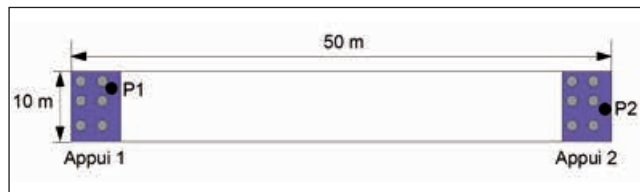
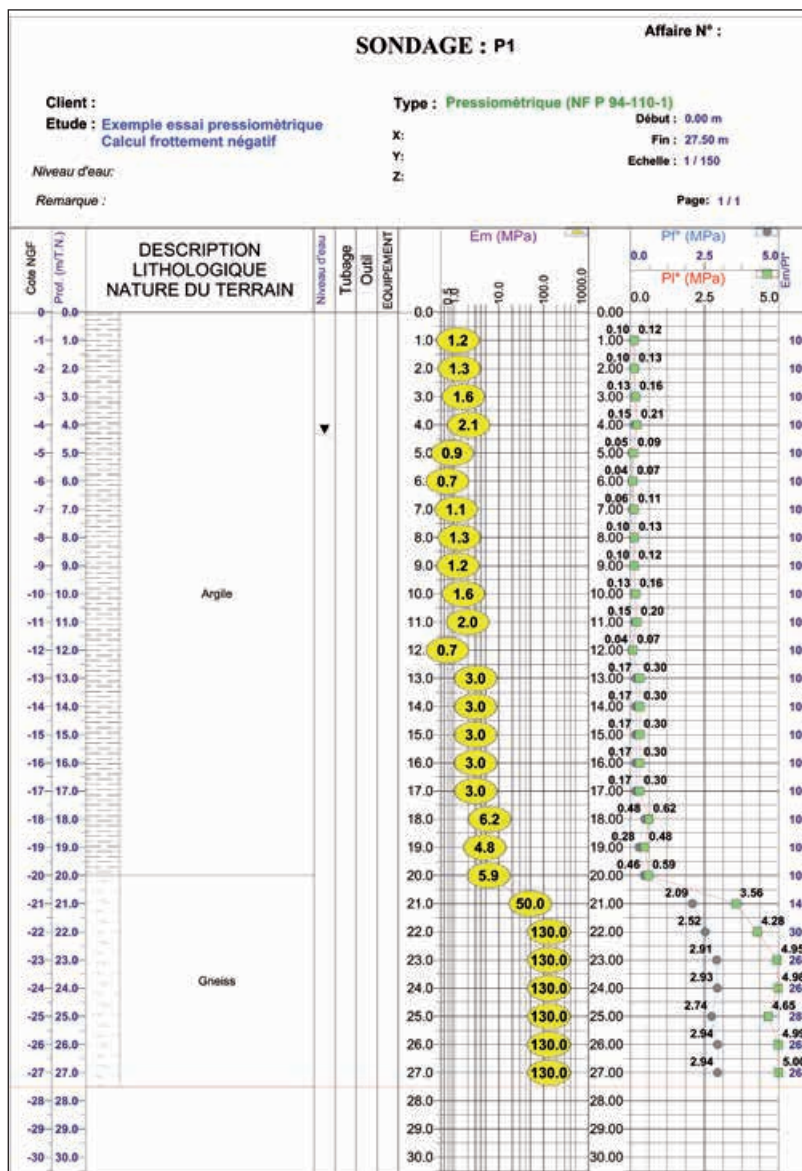


Figure 43 : Géométrie de l'ouvrage et position des sondages

Les deux sondages P1 et P2 sont relativement comparables et ont mis en évidence la présence d'une couche d'argile compressible d'environ 20 m d'épaisseur, qui surmonte un substratum de gneiss compact.



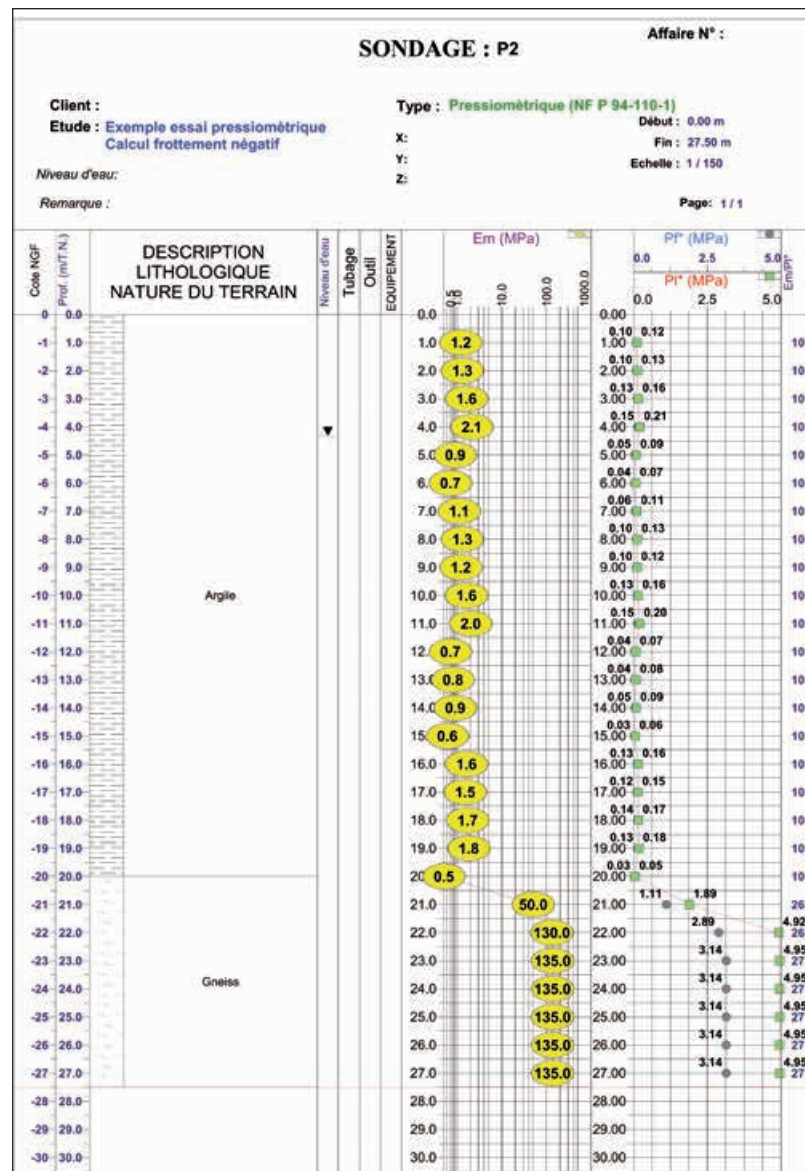


Figure 44 : Données des deux sondages pressiométriques P1 et P2

Au droit des appuis, un remblai d'une hauteur de 5 m va provoquer un tassement du sol argileux et générer du frottement négatif sur le groupe de pieux de la fondation. Les pieux sont ancrés de 5 m dans le substratum de gneiss. Ils ont donc une longueur de 30 m. Les pieux ont un entraxe de 3 m.

Les pieux sont chacun soumis à une charge verticale permanente de valeur caractéristique $G_k = 250$ kN, soit 1500 kN qui sont repris par l'ensemble des 6 pieux d'un groupe.

Les pieux forés simples sont de classe 1 et de catégorie 1.

Pour un groupe de pieux, comme vu dans les chapitres 10 et 12 de ce guide, les déterminations du frottement négatif ainsi que de la portance doivent d'abord être effectuées pour un pieu isolé. Pour le calcul de la portance, la procédure du pieu modèle sera utilisée ici. Dans un premier temps, les vérifications seront faites pour un pieu isolé ; dans un second temps, le groupe de pieux considéré comme un ensemble d'éléments de fondation sera étudié. Le comportement en bloc monolithique est lui aussi vérifié.

Afin de pouvoir vérifier les états limites de portance, il faut en premier lieu calculer l'effort supplémentaire dû au frottement négatif à prendre en compte.



L'application du pieu modèle est ici basé sur les valeurs mesurées des sondages pressiométriques. Ce calcul est pessimiste car les valeurs des essais pressiométriques sont plafonnés par l'appareillage dans la couche de gneiss. En effet, cet essai n'est pas adapté pour les roches saines et les valeurs mesurées sont donc inférieures aux valeurs réelles. Les valeurs de p_i^* supérieures à 50 bars et les modules pressiométriques E_M de l'ordre de 100 – 150 MPa montrent bien que l'on est dans du rocher sain. Le calcul réalisé ici peut donc être affiné avec l'appui des compétences d'un géotechnicien. Celui-ci pourrait alors décider de prendre des valeurs raisonnables de pression limite plus importantes (de l'ordre de 6 à 7 MPa) dans le gneiss pour appliquer ensuite la procédure du pieu modèle.

6.2 - Calcul du terme de frottement négatif $G_{sn,k}$ pour un pieu isolé

Les données géométriques et paramètres des sols sont fournis par la Figure 45. Le remblai est considéré infini dans le sens de la longueur pour simplifier la démarche de calcul du frottement négatif.

Remblai (matériau granulaire) :

$$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K \cdot \tan \delta = 0,45$$

$$\text{Pente talus : } 3H/2V$$

[Tableau H.2.2.1]

Argile ferme :

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

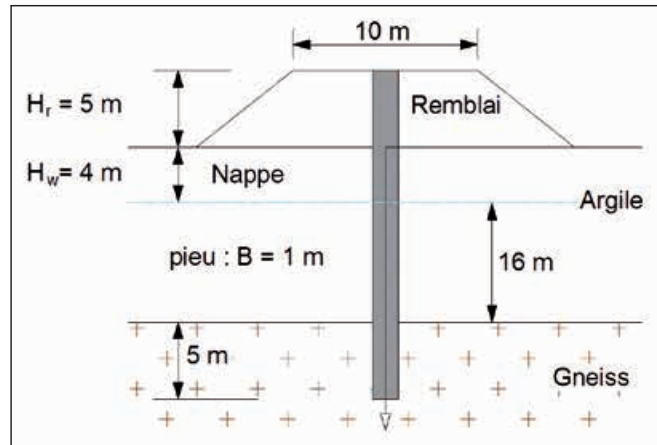
$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$K \cdot \tan \delta = 0,20$$

[Tableau H.2.2.1]

Substratum de gneiss :

$$\gamma_g = 22 \text{ kN/m}^3$$



La profondeur $z = 0$ correspond à la cote supérieure de la couche argileuse.

Figure 45 : Données de calcul pour le pieu isolé

6.2.1 - Détermination de la contrainte $\sigma'_v(z)$ pour un pieu isolé

Pour un pieu isolé σ'_v est calculé de proche en proche depuis le haut de la couche compressible suivant la valeur de λ , caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de la fondation.

Pour la couche argileuse, λ est non nul car $K \cdot \tan \delta$ est inférieur à 0,385 (i.e. le sol argileux va provoquer un phénomène d'accrochage sur le pieu), et l'on a :

- $\lambda = 0,385 - K \cdot \tan \delta$ [Formule H.2.3.3] ;

- $\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda}$ et $L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) \cdot K \tan \delta}$ [Formule H.2.3.2] où R est le rayon du pieu ;

- σ'_v est alors calculé par la formule suivante :

$$\sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_v(z_j) + \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right) \left(1 - e^{-\frac{z_j}{L_0}} \right) \quad \text{[Formule H.2.3.5]}$$

Pour le remblai, λ est nul car $K \cdot \tan \delta$ est supérieur à 0,385 (i.e. on considère qu'il n'y a pas de phénomène d'accrochage dans le remblai), et l'on a :

- $\lambda = 0$;

- $\mu(\lambda) = 0$;

- σ'_v est alors calculé par la formule suivante :

$$\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \Delta z_j \frac{d\sigma'_1}{dz} \quad \text{[Formule H.2.3.6]}$$



Le Tableau 58 résume les valeurs numériques des données pour le calcul.

	γ (kN/m ³)	$K \cdot \tan \delta$	λ	$\mu(\lambda)$	L_0 (m)
Remblai	20	0,45	0	0	-
Couche argileuse	18	0,20	0,185	0,0289	86,6

Tableau 58 : Données pour le calcul du frottement négatif dans chacune des couches

σ'_1 est la contrainte verticale effective non perturbée correspondant à celle qui règnerait dans le sol en l'absence de la fondation. Elle est obtenue à partir de la formule suivante : $\sigma'_1(z) = \sigma'_{v0} + I \cdot \gamma_R \cdot H_R$

avec

contrainte effective verticale σ'_{v0} sans le remblai :

- z de 0 à 4 m : $\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = 18 z$ (kPa avec z en m) ;

- z de 4 à 20 m : $\sigma'_{v0} = \gamma \cdot H_w + \gamma' \cdot (z - H_w) = 18 \times 4 + 10 (z - 4) = 32 + 10 z$ (kPa avec z en m) ;

coefficient d'influence I (Osterberg) dans l'axe d'un remblai infini (Figure 46) :

$$I = \frac{2}{\pi} \left(\left(1 + \frac{b}{a} \right) \cdot \text{Arctan} \frac{b+a}{z} - \left(\frac{b}{a} \right) \cdot \text{Arctan} \frac{b}{z} \right)$$

avec a = 7,50 m et b = 5 m

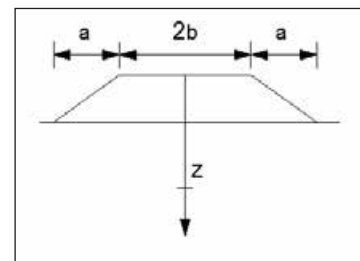


Figure 46 : Calcul du coefficient d'Osterberg

En intégrant le sol par couche de 2,0 m, le Tableau 59 synthétise les applications numériques pour le calcul de $\sigma'_v(z)$.

z (m)	$\sigma'_{v0}(z)$ (kPa)	I	$\sigma'_1(z)$ (kPa)	$d\sigma'_1/dz$ (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)
0,00	0,00	1,00	100,00	20,00	100,00
2,00	36,00	0,99	135,32	17,66	132,67
4,00	72,00	0,96	167,78	16,23	161,77
6,00	92,00	0,90	181,70	6,96	171,85
8,00	112,00	0,83	194,55	6,43	180,64
10,00	132,00	0,75	207,40	6,42	189,22
12,00	152,00	0,69	220,74	6,67	198,10
14,00	172,00	0,63	234,78	7,02	207,45
16,00	192,00	0,58	249,51	7,37	217,29
18,00	212,00	0,53	264,90	7,70	227,55
20,00	232,00	0,49	280,87	7,98	238,15

Tableau 59 : Calcul de $\sigma'_v(z)$ pour un pieu isolé

6.2.2 - Hauteur d'action du frottement négatif

De z = 0 m à 20 m, $\sigma'_v(z) > \sigma'_{v0}$ donc h_1 qui est la profondeur telle que $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}$ vaut plus de 20 m, la hauteur de la couche compressible.

En admettant par ailleurs que le sol soit très compressible (déplacement vertical du sol à la base de la couche argileuse supérieur à $B/100 = 1$ cm), h_2 la profondeur du point neutre est donc elle aussi supérieure à 20 m.

Le frottement négatif doit donc être pris en compte sur 20 m de hauteur dans le sol compressible.



6.2.3 - Terme total G_{sn} de frottement négatif

Le terme total pour un pieu isolé du frottement négatif est la somme du frottement négatif dans le remblai G_{snR} et de celui dans la couche compressible G_{snC} .

Dans le remblai, on a : $G_{nj} = P \cdot (K \tan \delta) \int_0^{H_R} \gamma_R \cdot z dz$ [Formule H.2.5.2].

On obtient alors : $G_{snR} = \pi \cdot l \cdot 0,45 \cdot \left[\frac{20 \cdot 5^2}{2} \right] = 353 \text{ kN}.$

Dans la couche argileuse, on a : $G_{snj} = \frac{P \cdot R}{\mu(\lambda_j)} \left\{ [\sigma'_1(h_j) - \sigma'_v(h_j)] - [\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_v(h_{j-1})] \right\}$ [Formule H.2.5.1].

Avec $h_{j-1} = 0 \text{ m}$ et $h_j = 20 \text{ m}$, d'où : $G_{snC} = \frac{3,14 \times 0,5}{0,0289} \left\{ [280,87 - 238,15] - [100 - 100] \right\} = 2321 \text{ kN}.$

Soit en sommant les deux termes : $G_{sn} = G_{snC} + G_{snR} = 2\ 321 + 353 = 2\ 674 \text{ kN}.$

Compte-tenu des hypothèses considérées et de la méthode utilisée, cette valeur est une estimation prudente et représente une borne supérieure (car l'action de frottement négatif est défavorable). Elle sera donc prise comme la valeur caractéristique $G_{sn;k}$ pour un pieu isolé.

Remarque : Si on calcule la valeur du frottement négatif en estimant sa borne supérieure (c'est-à-dire en prenant $\lambda = 0$) on obtiendrait une valeur totale de $G_{sn} = 2\ 924 \text{ kN}$.

6.3 - Calcul de la portance $R_{c,d}$ pour un pieu isolé

La procédure du pieu modèle est applicable puisque l'on peut considérer les deux sondages comme relativement comparables et donc situés sur une zone homogène du point de vue géologique.

La procédure du pieu modèle est ici appliquée avec les facteurs de corrélation ξ prenant en compte la dispersion spatiale des sondages.

La valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ est déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{c;k} = \frac{I}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_3}, \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \text{ [Formule 9.2.3.1]}$$

$R_{b;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de pointe, $R_{s;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial.

$\gamma_{R;d1}$ est le coefficient de modèle qui prend en compte la dispersion du modèle de calcul, et ξ_3 et ξ_4 sont les facteurs de corrélation qui traitent de la dispersion en plan (x,y).

La vérification de l'état limite ultime GEO sera faite selon l'approche de calcul n°2 [Tableau 8.1].

6.3.1 - Détermination de la résistance de pointe R_b

Calcul de p_{le}^* , la pression limite nette équivalente

Dans cet exemple, la valeur de la pression limite nette équivalente est déterminée pour chaque sondage à partir de la formule F.4.2.3 (Tableau 60) :

$$p_{le}^* = \frac{I}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz \text{ [Formule F.4.2.3]}$$



avec

$p_i^*(z)$ est le profil pressiométrique, entre les cotes D-b et D+3a ;

B est la largeur de la fondation profonde ; B = 1 m ;

D est la longueur de la fondation ; D = 25 m ;

a = max {B/2 ; 0,5 m} ; => a = 0,5 m ;

b = min {a ; h} avec h la hauteur de la fondation profonde contenue dans la couche porteuse.

Ici , la couche porteuse est le substratum de gneiss de 20 m à 25 m de profondeur, soit une hauteur h de 5 m. b vaut donc 0,5 m.

Sondage	P1	P2
p_{le}^*	4,84 MPa	4,95 MPa

Tableau 60 : Valeurs de p_{le}^* pour les deux sondages

Calcul de k_p , facteur de portance pressiométrique

Le facteur de portance pressiométrique k_p dépend de la hauteur d'encastrement effectif :

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D-h_0}^D p_i^*(z) dz \quad [Formule F.4.2.6]$$

$p_i^*(z)$ est intégré sur l'intervalle [D- h_0 ; D] avec la longueur h_0 égale à 10B.

D'où D_{ef} vaut 4,66 m pour le profil P1 et 4,03 m pour le profil P2.

Une fois D_{ef} déterminé, qui est inférieur à 5 pour les deux sondages, on peut calculer k_p :

$$k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) \left(\frac{D_{ef} / B}{5} \right)$$

où k_{pmax} est donné dans le tableau F.4.2.1 pour la roche altérée (ici du gneiss) de la formation porteuse.

Calcul de R_b , résistance à la compression du terrain à la base du pieu

q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu. On obtient q_b par la relation suivante :

$$q_b = k_p \cdot p_{le}^* \quad [Formule F.4.2.1]$$

La valeur de la résistance à la compression du terrain R_b est telle que :

$$R_b = A_b \cdot q_b \quad [Formule F.4.1]$$

Les valeurs numériques du calcul sont synthétisées dans le Tableau 61.

Sondage	P1	P2
D_{ef}	4,66 m	4,03 m
D_{ef}/B	4,66 (< 5)	4,03 (< 5)
k_{pmax}	1,45	1,45
k_p	1,42	1,36
q_b	6,87 MPa	6,73 MPa
R_b	5,40 MN	5,28 MN

Tableau 61 : Valeurs de R_b pour les deux sondages



6.3.2 - Résistance de frottement axial R_s

Le frottement axial unitaire limite à la profondeur z dépend à la fois de la catégorie de pieu, du type de sol et de la pression limite nette.

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(p_l^*(z)) \quad [\text{Formule F.5.2.1}]$$

La fonction f_{sol} se détermine ainsi :

$$f_{\text{sol}}(p_l^*(z)) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*}) \quad [\text{Formule F.5.2.2}]$$

Le tableau F.5.2.2 donne les valeurs des paramètres a , b et c , et le tableau F.5.2.1 les valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$. On en déduit $q_s(z)$, à comparer avec les valeurs limites $q_{s\text{max}}$ indiquées dans le tableau F.5.2.3.

Pour cet exemple, le frottement latéral n'est à prendre en compte que dans les gneiss, puisque toute la hauteur de la couche argileuse ainsi que le remblai sont le siège de frottements négatifs (le point neutre est situé sous la couche argileuse - cf. paragraphe 6.2.2 du présent exemple). Les valeurs du calcul sont résumées dans les Tableau 62 et Tableau 63.

La résistance de frottement axial R_s (Tableau 64) s'obtient selon l'expression suivante :

$$R_s = P_s \cdot \int_{\text{gneiss}} q_s(z) dz \quad [\text{Formule F.5.1}]$$

P_s est le périmètre du fût du pieu et vaut 3,14 m, $q_s(z)$ est le frottement axial unitaire limite à la cote z . La longueur d'application est la hauteur de la fondation contenue dans les gneiss où l'on tient compte du frottement axial.

Sondage	P1	P2
$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	1,6	1,6
a	0,01	0,01
b	0,08	0,08
c	3	3
$q_{s\text{max}}$	200 kPa	200 kPa

Tableau 62 : Valeurs pour le calcul de q_s dans la couche de gneiss

P1	P_l^* (MPa)	f_{sol} (kPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}$ (kPa)	q_s (kPa)
20 m	0,59	71	114	114
21 m	3,56	116	186	186
22 m	4,28	123	197	197
23 m	4,95	129	206	200
24 m	4,98	130	208	200
25 m	4,65	126	202	200

P2	P_l^* (MPa)	f_{sol} (kPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}$ (kPa)	q_s (kPa)
20 m	0,05	11	18	18
21 m	1,89	99	158	158
22 m	4,92	129	206	200
23 m	4,95	129	206	200
24 m	4,95	129	206	200
25 m	4,95	129	206	200

Tableau 63 : Valeurs numériques de q_s pour les deux sondages

Sondage	P1	P2
R_s (MN)	2,95	2,72

Tableau 64 : Valeurs de R_s pour les deux sondages

6.3.3 - Calcul de la portance R_c

On calcule alors la portance pour chaque sondage : $R_c = R_s + R_b$ (Tableau 65).

Sondage	P1	P2
R_s (MN)	2,95	2,72
R_b (MN)	5,40	5,28
R_c (MN)	8,35	8,00

Tableau 65 : Valeurs de R_c pour les deux sondages



6.3.4 - Détermination des facteurs de corrélation ξ

On choisit de regrouper les deux appuis dans une même zone homogène, avec $L = 50$ m et $l = 10$ m.

Or $l_{\min} = 25$ m donc $S = 50 \times 25 = 1250$ m² [E.2.1 (3)].

Les valeurs de ξ'_3 et ξ'_4 dépendant du nombre de sondages sont déterminées à partir du Tableau C.2.4.2, et l'on applique la formule suivante pour obtenir les coefficients de corrélation ξ_3 et ξ_4 .

$$\xi = 1 + (\xi' - 1) \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}} \quad [\text{Formule E.2.1}]$$

On obtient alors pour deux sondages (Tableau 66) :

ξ'_3	1,35	ξ'_3	1,25
ξ'_4	1,27	ξ'_4	1,19

Tableau 66 : Valeurs des facteurs de corrélation

6.3.5 - Valeur caractéristique de la portance de la fondation profonde

La valeur caractéristique se calcule à partir de la relation :

$$R_{c;k} = \frac{l}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_3}, \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_4} \right\}$$

- pour un pieu foré simple, selon la méthode pressiométrique et la procédure du pieu modèle, $\gamma_{R;d1} = 1,15$ [Tableau F.2.1] ;
- $(R_c)_{\text{moyen}} = 8,18$ MN et $(R_c)_{\text{min}} = 8,00$ MN. C'est donc $(R_c)_{\text{moyen}}$ qui gouverne.

La valeur caractéristique de la résistance du terrain, pour un pieu, est donc de $R_{c;k} = 5,69$ MN.

6.3.6 - Valeur de calcul de la portance de la fondation profonde

Pour la vérification des états limites géotechniques, le tableau C.3.2.1 donne les facteurs partiels de résistance γ dans des situations durables et transitoires.

La valeur de calcul de la résistance totale à l'ELU fondamental s'obtient en divisant la valeur caractéristique de la résistance totale par le facteur partiel γ_t qui vaut 1,1.

On obtient alors $R_{c;d} = 5,17$ MN.

6.3.7 - Valeur de calcul de la charge de fluage en compression

Pour des pieux forés, c'est-à-dire des éléments de fondation mis en œuvre sans refoulement du sol, la valeur caractéristique de la charge de fluage $R_{c;cr;k}$ s'obtient à partir des valeurs caractéristiques des résistances de pointe $R_{b;k}$ et de frottement axial $R_{s;k}$:

$$R_{c;cr;k} = 0,5 \cdot R_{b;k} + 0,7 \cdot R_{s;k} \quad [\text{Formule 14.2.2.1}]$$

Avec la procédure du pieu modèle, les valeurs caractéristiques de résistance en pointe et de frottement axial se déterminent ainsi :

$$\frac{R_{b;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{b;\text{moyen}}}{R_{c;\text{moyen}}} \quad \text{et} \quad \frac{R_{s;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{s;\text{moyen}}}{R_{c;\text{moyen}}} \quad [\text{Formule 9.2.3.5 et 9.2.3.6}]$$

Comme $R_{c;k} = \frac{(R_c)_{\text{moy}}}{\gamma_{R;d1} \xi_3}$ alors $R_{b;k} = \frac{R_{b;\text{moyen}}}{\gamma_{R;d1} \xi_3} = 3,71 \text{ MN}$ et $R_{s;k} = \frac{R_{s;\text{moyen}}}{\gamma_{R;d1} \xi_3} = 1,98 \text{ MN}$.

On en déduit $R_{c;cr;k} = 3,24$ MN.



La valeur de calcul $R_{c,cr;d}$ s'obtient en divisant $R_{c,cr;k}$ par un facteur partiel γ_{cr} [Tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2].

Au final, selon l'une ou l'autre des combinaisons (Tableau 67):

	γ_{cr} (compression)	$R_{c,cr;d}$ (MN)
Combinaisons caractéristiques	0,9	3,60
Combinaisons quasi permanentes	1,1	2,95

Tableau 67 : Valeur de la charge de fluage $R_{c,cr;d}$ selon les combinaisons d'actions

6.4 - Justification de la portance pour un pieu isolé

6.4.1 - Aux ELU en situations durables et transitoires

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \text{ [Formule 9.2.1.1]}$$

avec $F_{c,d}$: valeur de calcul de la charge de compression axiale sur la fondation profonde :

$$F_{c,d} = E_d = \gamma_{G,sup} G_k + \gamma_{sn} G_{sn,k} = 1,35 \times 0,25 + 1,35 \times 2,674 = 3,95 \text{ MN}$$

Comme $R_{c,d} = 5,17 \text{ MN}$, cet état limite est bien justifié en portance pour un pieu isolé.

6.4.2 - Aux ELS quasi-permanents et caractéristiques

$$F_d \leq R_{c,cr;d} \text{ [Formule 14.2.1.1]}$$

avec

F_d : valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale transmise par le pieu au terrain :

$$F_d = E_d = G_k + G_{sn,k} = 0,25 + 2,674 = 2,92 \text{ MN pour les combinaisons quasi-permanentes et caractéristiques}$$

Comme $R_{c,cr;d} = 3,60 \text{ MN}$ en combinaison caractéristique et $R_{c,cr;d} = 2,95 \text{ MN}$ en combinaison quasi-permanente, les ELS sont bien justifiés en portance pour un pieu isolé.

Remarque : Si on calcule la valeur du frottement négatif en estimant sa borne supérieure (c'est-à-dire en prenant $\lambda = 0$) on obtiendrait une valeur totale de $G_{sn} = 2\,924 \text{ kN}$ et donc une valeur de calcul à l'ELS de $F_d = 3,17 \text{ MN}$. Cette valeur est trop importante pour justifier le pieu pour la combinaison quasi-permanente. Dans ce cas, l'estimation de la borne supérieure du frottement négatif ne permet donc pas de justifier directement la fondation, il faut bien tenir compte de l'effet d'accrochage.

13.6.5 - Calcul du terme de frottement négatif $G_{sn,k}$ pour le groupe de pieux

Les données géométriques sont identiques au calcul précédent pour le pieu isolé et les paramètres des sols sont fournis par la Figure 47. Le remblai est considéré infini dans le sens de la longueur pour simplifier la démarche de calcul.



Remblai (matériau granulaire) :

$$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K \cdot \tan \delta = 0,45 \quad [\text{Tableau H.2.2.1}]$$

Pente talus : 3H/2V

Argile ferme :

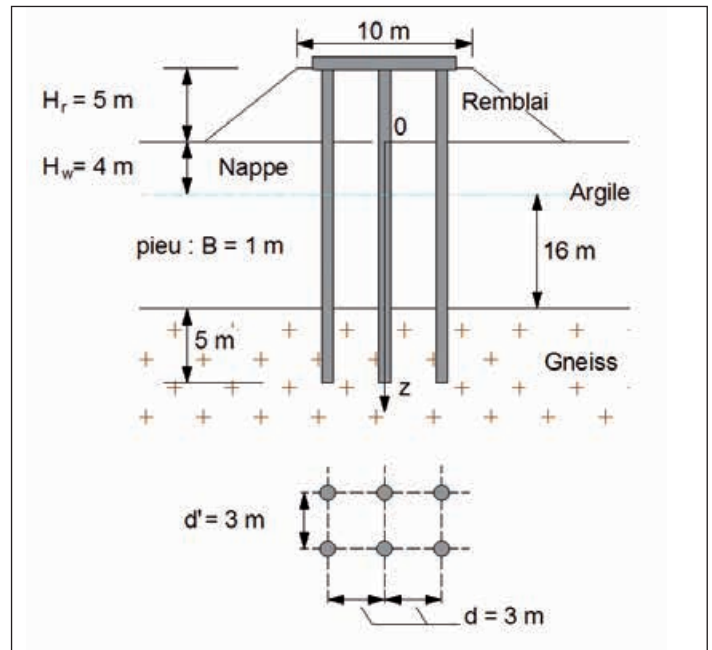
$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$K \cdot \tan \delta = 0,20 \quad [\text{Tableau H.2.2.1}]$$

Substratum de gneiss :

$$\gamma_g = 22 \text{ kN/m}^3$$



La profondeur $z = 0$ correspond au début de la couche argileuse.

Figure 47 : Données de calcul pour le groupe de pieux

Pour déterminer la valeur du frottement négatif sur un groupe de pieux, à défaut de méthode plus précise, on utilise les règles présentées dans le chapitre 12 du présent guide. Il faut donc combiner la valeur du frottement négatif pour un pieu isolé $G_{sn}(\infty)$ calculé précédemment et la valeur du frottement négatif pour un pieu dans un groupe de pieux illimité $G_{sn}(b)$.

La démarche de détermination de $G_{sn}(b)$ est similaire à celle pour un pieu isolé.

D'après le calcul précédent, le frottement négatif agissant sur un pieu isolé vaut : $G_{sn}(\infty) = 2\,674 \text{ kN}$.

6.5.1 - Détermination de la contrainte $\sigma'_v(z)$ pour un groupe de pieux illimité

Pour la couche argileuse, λ est non nul car $K \cdot \tan \delta$ est inférieur à 0,385. Dans le cadre du groupe de pieux, on ajoute un paramètre b et l'on a :

- pour plusieurs files de pieux : $b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}} = 1,69 \text{ m}$ [Formule H.3.2.2] ;

- $\lambda = 0,385 - K \cdot \tan \delta$ [Formule H.2.3.3] ;

- $\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}}$ et $L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda, b) \cdot K \tan \delta}$ [Formule H.3.2.3] où R est le rayon du pieu ;

- σ'_v est alors calculé par la formule suivante :

$$\sigma'_v(z_{j+1}) = \sigma'_v(z_j) + \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma'_v}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right) \left(1 - e^{-\frac{z_j}{L_0}} \right) \quad [\text{Formule H.2.3.5}].$$

- Pour le remblai, λ est nul car $K \cdot \tan \delta$ est supérieur à 0,385 (i.e. on considère qu'il n'y a pas de phénomène d'accrochage dans le remblai), et l'on a :

- $\lambda = 0$;

$$\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R} - 1\right)} \quad \text{et} \quad \mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}} ;$$



- σ'_v est alors calculé avec la même formule que pour la couche argileuse.

Le Tableau 68 résume les valeurs numériques des données pour le calcul.

	γ (kN/m ³)	K.tan δ	λ	$\mu(\lambda, b)$	L_0 (m)
Remblai	20	0,45	0	0,192	5,8
Couche argileuse	18	0,20	0,185	0,247	10,1

Tableau 68 : Données pour le calcul du frottement négatif dans chacune des couches

σ'_1 est la contrainte verticale effective non perturbée correspondant à celle qui règnerait dans le sol en l'absence de la fondation. Elle est obtenue de la même manière que pour un pieu isolé.

En intégrant le sol par couche de 2 m, le Tableau 69 synthétise les applications numériques pour le calcul de $\sigma'_v(z)$ pour le groupe de pieux.

z (m)	$\sigma'_{v0}(z)$ (kPa)	l	$\sigma'_1(z)$ (kPa)	$d\sigma'_1/dz$ (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)
- 5,00	-	-	0,00	0,00	0,00
- 4,00	-	-	20,00	20,00	18,38
- 2,00	-	-	60,00	20,00	48,81
0,00	0,00	1,00	100,00	20,00	68,36
2,00	36,00	0,99	135,32	17,66	88,15
4,00	72,00	0,96	167,78	16,23	101,80
6,00	92,00	0,90	181,70	6,96	96,18
8,00	112,00	0,83	194,55	6,43	90,60
10,00	132,00	0,75	207,40	6,42	86,01
12,00	152,00	0,69	220,74	6,67	82,70
14,00	172,00	0,63	234,78	7,02	80,60
16,00	192,00	0,58	249,51	7,37	79,52
18,00	212,00	0,53	264,90	7,70	79,23
20,00	232,00	0,49	280,87	7,98	79,51

Tableau 69 : Calcul de $\sigma'_v(z)$ pour le groupe de pieux

6.5.2 - Hauteur d'action du frottement négatif

Pour $z = 6,33$ m, on a $\sigma'_v(6,33) = 95,2$ kPa $\approx \sigma'_{v0}(6,33) = 95,3$ kPa donc h_1 qui est la profondeur telle que $\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0}$ vaut 6,33 m.

En admettant par ailleurs que le sol soit très compressible (tassement du sol supérieur à B/100), h_2 la profondeur du point neutre est donc supérieure à 20 m.

Le frottement négatif doit donc être pris en compte jusqu'à une profondeur de 6,33 m dans la couche argileuse.

6.5.3 - Terme total G_{sn} de frottement négatif

Le terme total pour un pieu isolé du frottement négatif est la somme du frottement négatif dans le remblai G_{snR} et de celui dans la couche compressible G_{snC} .

Dans le remblai, on a : $G_{snj} = \frac{P.R}{\mu(\lambda_j, b)} \{ [\sigma'_1(h_j) - \sigma'_v(h_j)] - [\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_v(h_{j-1})] \}$ [Formule H.2.5.1].

Avec $h_{j-1} = -5$ m et $h_j = 0$ m, d'où : $G_{snR} = \frac{\pi \cdot l \cdot 0,5}{0,192} \{ [100 - 68,36] - [0 - 0] \} = 259$ kN.

Dans la couche argileuse, on a : $G_{snj} = \frac{P.R}{\mu(\lambda_j, b)} \{ [\sigma'_1(h_j) - \sigma'_v(h_j)] - [\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_v(h_{j-1})] \}$.



Avec $h_{j-1} = 0$ m et $h_j = 6,33$ m, d'où : $G_{snC} = \frac{\pi \cdot 1 \cdot 0,5}{0,247} \{ [183,46 - 95,22] - [100 - 68,36] \} = 377 \text{ kN}$.

Soit en sommant les deux termes : $G_{sn}(b) = G_{snC} + G_{snR} = 377 + 259 = 636 \text{ kN}$.

Pour les quatre pieux d'angle : $G_{sna} = \frac{7}{12} G_{sn}(b) + \frac{5}{12} G_{sn}(\infty) = 1,49 \text{ MN}$.

Pour les deux pieux extérieurs : $G_{sne} = \frac{5}{6} G_{sn}(b) + \frac{1}{6} G_{sn}(\infty) = 0,98 \text{ MN}$.

Pour l'ensemble du groupe de pieux, on a alors $G_{sn} = 7,92 \text{ MN}$.

6.6 - Calcul de la portance $R_{cg,d}$ pour le groupe de pieux

Pour ce groupe de pieux, l'entraxe est égal à 3 fois le diamètre des pieux. Il n'y a donc pas d'influence des pieux les uns sur les autres, c'est-à-dire que le coefficient d'efficacité C_e , qui réduit la valeur du frottement axial, vaut 1. On a donc :

$$R_{gc,d} = n R_{c,d} = 6 \times 5,17 = 31,02 \text{ MN}.$$

6.7 - Valeurs de calcul de la charge de fluage en compression

De même que pour le calcul de la portance totale, la charge de fluage en compression pour le groupe de pieux s'obtient par : $R_{gc,cr,d} = n R_{c,cr,d}$.

Au final, selon l'une ou l'autre des combinaisons (Tableau 70), on obtient :

	$R_{c,cr,d}$ (MN)	$R_{gc,cr,d}$ (MN)
Combinaisons caractéristiques	3,74	21,60
Combinaisons quasi permanentes	3,06	17,70

Tableau 70 : Valeur de la charge de fluage $R_{gc,cr,d}$ selon les combinaisons d'actions, pour le groupe de pieux

6.8 - Justification de la portance pour le groupe de pieux

6.8.1 - Aux ELU en situations durables et transitoires

$$F_{cg,d} \leq R_{cg,d} \quad [\text{Formule 9.3.2}]$$

avec

$F_{cg,d}$: valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de pieux :

$$F_{cg,d} = E_d = \gamma_{G,sup} G_k + \gamma_{sn} G_{sn,k} = 1,35 \times 1,5 + 1,35 \times 7,92 = 7,36 \text{ MN}.$$

Comme $R_{cg,d} = 31,02 \text{ MN}$, cet état limite est bien justifié en portance pour le groupe de pieux.

6.8.2 - Aux ELS quasi-permanents et caractéristiques

$$F_{g,d} \leq R_{cg,cr,d}$$

avec $F_{g,d}$: valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale transmise par le pieu au terrain :

$F_{g,d} = E_d = G_k + G_{sn,k} = 1,5 + 7,92 = 9,42 \text{ MN}$ pour les combinaisons quasi-permanentes et caractéristiques.

Comme $R_{cg,cr,d} = 21,60 \text{ MN}$ en combinaison caractéristique et $R_{cg,cr,d} = 17,70 \text{ MN}$ en combinaison quasi-permanente, les ELS sont bien justifiés en portance le groupe de pieux.



6.9 - Calcul de la portance $R_{cg,d}$ pour le bloc monolithique

Dans cet exemple, le bloc monolithique à considérer est une fondation rectangulaire de 7 m par 4 m de côté et de 25 m de profondeur.

Afin de savoir quel type de fondation est à considérer pour les vérifications, il faut tout d'abord déterminer l'encastrement équivalent D_e de cette fondation ainsi que la valeur de la résistance à la pénétration équivalent p_{le}^* .

Nous sommes ici dans le cadre d'une formation porteuse homogène ; p_{le}^* est donnée par la formulation suivante (Tableau 71) :

$$p_{le}^* = \frac{I}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz \quad [\text{Formule F.4.2.3}]$$

avec

$p_i^*(z)$ est le profil pressiométrique, intégré entre les cotes $D-b$ et $D+3a$;

B est la largeur de la fondation profonde ; $B = 4$ m ;

D est la longueur de la fondation ; $D = 25$ m ;

$a = \max \{B/2 ; 0,5 \text{ m}\}$; $a = 2$ m ;

$b = \min \{a ; h\}$ avec h la hauteur de la fondation profonde contenue dans la couche porteuse.

Ici, la couche porteuse est la marne à partir de 20 m, soit une hauteur h de 5 m. b vaut donc 2 m.

Sondage	P1	P2
p_{le}^*	4,57 MPa	4,95 MPa

Tableau 71 : Valeurs de p_{le}^* pour les deux sondages pour le bloc monolithique

L'encastrement équivalent se détermine par la formulation suivante :

$$D_e = \frac{I}{p_{le}^*} \int_0^D p_i^*(z) dz \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

On obtient : $D_e = 5,5$ m pour le sondage P1 et $D_e = 4,4$ m pour le sondage P2.

Le type de fondation dépend de son élancement $D_e / B = 1,36$ ou $1,1$ dans cet exemple. On est donc dans le cas d'une **fondation superficielle**. La vérification de ce type de fondation est à réaliser selon la norme NF P94-261 et ne sera donc pas traitée dans ce guide.



7 - Exemple 6 : Essais de chargement statique

7.1 - Présentation du cas

Nous avons une zone d'investigation de 750 m² (25 m x 30 m) dans laquelle sont inscrits les pieux de la structure à reprendre en sous-œuvre ainsi que les pieux d'essais (réalisés à l'écart de la structure). Cette zone a fait l'objet de sondages préalables pour lesquels aucune hétérogénéité n'a été détectée.

Les fondations à réaliser sont des micropieux de type III qui seront fichés de 2 m dans des marnes surmontant des argiles. Ils ont une longueur de 6 m et un diamètre de 250 mm.

Il est prévu de réaliser deux essais de chargement en compression pour lesquels les pieux ont les mêmes caractéristiques que celles prévues pour les pieux de la structure.

On notera que, pour les micropieux, des essais de chargement préalables ou de contrôle sont de toute façon à prévoir [NF EN 14199 9.3].

Les résultats après exploitation des deux essais sont fournis dans le Tableau 72.

	Charge de fluage en compression $R_{c,cr}$	Résistance à la compression R_c
Essai 1	300 kN	450 kN
Essai 2	280 kN	420 kN
Moyenne	290 kN	435 kN
Minimum	280 kN	420 kN

Tableau 72 : Résultats après exploitation des essais de chargement statiques

La valeur de R_c indiquée correspond à un enfoncement égal à $B/10$ soit 2,5 cm ; la valeur de $R_{c,cr}$ correspond au passage d'un fluage faible et maîtrisé (quasiment linéaire) au cours du palier de chargement à un fluage croissant de manière importante.

7.2 - Détail du calcul de la portance

Le calcul de la valeur caractéristique de la résistance à la compression $R_{c,k}$ passe par le calcul des paramètres ξ' et ξ .

7.2.1 - Étape 1 : obtention des ξ'

Le tableau issu de l'Eurocode 7 et repris dans la norme NF P94-262 en C.2.4.1, nous donne pour deux essais de chargement des valeurs de ξ'_1 et ξ'_2 respectivement égales à 1,30 et 1,20 permettant de prendre en compte la dispersion des résultats liée à la réalisation de deux essais.

7.2.2 - Étape 2 : Obtention des ξ

La prise en compte de la dispersion spatiale du sol est réalisée à l'aide de la formule E.2.1 donnant les ξ en fonction de ξ' et de la surface d'investigation (avec $625 \text{ m}^2 < S < 2500 \text{ m}^2$).

$$\xi_i(N, S) = 1 + (\xi'_i(N) - 1) \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}}$$

On doit donc réaliser le calcul avec $S = 750 \text{ m}^2$ (on a alors bien $625 \text{ m}^2 < S = 750 \text{ m}^2 < 2500 \text{ m}^2$).

On obtient donc des valeurs de ξ_1 et ξ_2 respectivement égales à 1,16 et 1,11.



Cas d'une surface d'investigation supérieure à $S_{\text{réf}}$

Si la surface d'investigation est supérieure à 2500 m², la formule s'applique mais en limitant la surface d'investigation à 2500 m².

Cas d'une surface d'investigation inférieure à 625 m²

Dans ce cas, la surface à considérer dans la formule est égale à la valeur minimale soit $S = 625\text{m}^2$ ce qui implique que, pour la réalisation de deux essais de chargement, on a des ξ_1 et ξ_2 minimum respectivement égaux à 1,15 et 1,10 que ce soit pour une surface de 50 m² ou 500 m².

7.2.3 - Étape 3 : Valeurs caractéristiques $R_{c;k}$ et $R_{c;cr;k}$

L'estimation de $R_{c;k}$ se détermine directement par l'application de la formule 9.2.2 en réalisant au préalable le calcul de $R_{c,moy}$ et de $R_{c,min}$ (voir tableau précédent).

On obtient donc $R_{c;k} = \text{Min}\left\{\frac{R_{c,moy}}{\xi_1}, \frac{R_{c,min}}{\xi_2}\right\} = 375\text{kN}$.

L'estimation de $R_{c;cr;k}$ se fait de la même manière directement à l'aide des charges de fluage mesurées comme indiqué en 14.2.2 (1) NOTE 1.

On obtient donc $R_{c;cr;k} = \text{Min}\left\{\frac{R_{c;cr,moy}}{\xi_1}, \frac{R_{c;cr,min}}{\xi_2}\right\} = 250\text{kN}$.

7.2.3 - Étape 4 : Valeurs de calcul $R_{c;d}$ et $R_{c;cr;d}$ respectivement pour les ELU et ELS

Les formules $R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t}$ et $R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$ permettent d'obtenir les résultats du Tableau 73.

ELU fondamental	ELU accidentel	ELS quasi-permanent	ELS caractéristique
$\gamma_t = 1,1$	$\gamma_t = 1,0$	$\gamma_{cr} = 1,1$	$\gamma_{cr} = 0,9$
[Tableaux C.2.3.1 et C.2.3.2]		[Tableaux 14.2.1.1 et 14.2.1.2]	
$R_{c;d} = 341$ et 375 kN		$R_{c;cr;d} = 227$ et 278 kN	

Tableau 73 : Valeurs des résistances suivant les états limites considérés



8 - Exemple 7 : Frottements négatifs et combinaisons d'actions

L'exemple proposé est celui d'un PIPO (Passage Inférieur en Portique Ouvert) fondé sur fondations profondes ancrées dans une couche d'argiles molles.

Le dimensionnement de l'ouvrage ainsi que les efforts ont été réalisés et calculés à l'aide du logiciel CHAMOA-P du Sétra.

La fondation est constituée d'une file de 4 pieux flottants de 6 mètres de long, de diamètre 0,8 m et espacés de 2,40 m.

8.1 - Détermination de la valeur du frottement négatif G_{sn}

À l'aide de la méthode décrite dans le chapitre 12 – Frottement négatif du présent guide, la valeur du frottement négatif pour un pieu isolé est obtenue à partir des hypothèses suivantes :

- réalisation de pieux forés :
 - 0,8 m de diamètre ;
 - 6 m de longueur ;
- argile molle : $K_{tan\delta} = 0,15$ [Tableau H.2.2.1] ;
- remblai supposé trapézoïdal infini (hypothèse simplificatrice défavorable) :
 - 10 m de largeur en tête du talus ;
 - pente de 3H/2V ;
 - hauteur de 3,5 m.

De plus, on considère que le frottement négatif est appliqué sur toute la hauteur du pieu, hypothèse défavorable pour le dimensionnement.

En utilisant la démarche décrite dans le chapitre 12 et l'exemple 5 du présent guide, on obtient alors pour un pieu isolé : $G_{sn}(\infty) = 401 \text{ kN}$.

Afin de prendre en compte le groupe de pieux, on suit la méthode décrite dans le chapitre 12 du présent guide avec

- une file de 4 pieux ;
- entraxe $d = 2,40 \text{ m}$.

On obtient alors : $G_{sn}(b) = 363 \text{ kN}$.

En combinant ces valeurs pour la file de 4 pieux, on a :

$$G_{sn} = 2G_{sn}(b) + 2G_{sn}(\infty) = 2 \times 363 + 2 \times 401 = 1528 \text{ kN}. \text{ [Formules H.3.1.1 et H.3.1.2]}$$

8.2 - Valeur des efforts verticaux suivant les combinaisons de calcul

Comme présenté dans le chapitre 11 du présent guide, le frottement négatif ne se cumule pas entièrement aux actions variables.

Il faut donc comparer, pour chaque combinaison et chaque appui, l'effort normal induit par les actions variables Q'_i au frottement négatif total G_{sn} de l'ensemble des pieux d'un appui.

Les valeurs des efforts normaux pour l'ensemble des pieux de chaque appui sont obtenues à l'aide du logiciel CHAMOA-P⁽⁴³⁾.

L'exemple possède 11 combinaisons à vérifier :

- 1 combinaison à l'ELS Quasi permanent (ELS QP) ;
- 2 combinaisons à l'ELS Fréquent (ELS FREQ 1 à 2) ;
- 2 combinaisons à l'ELS Caractéristique (ELS CARA 1 à 2) ;
- 2 combinaisons à l'ELU Fondamental (ELU FOND 1 à 2) ;
- 1 combinaison à l'ELU Accidentel (ELU ACCI).

L'ensemble de ces combinaisons est donc à considérer pour prendre en compte le frottement négatif.



Notations

G	Enveloppe des charges permanentes
G _{tp}	Action due au tassement probable
G _{ta}	Action due au tassement aléatoire
Gr1a	Groupe de charges routières
T _k	Action thermique caractéristique (gradient et dilatation thermiques)

Pour mémoire, dans cet exemple $G_{sn} = 1528$ kN et $\gamma_{sn} G_{sn} = 2063$ kN.

Il faut donc déterminer la valeur de Q'_d pour chaque combinaison et les comparer à G_{sn} . Le Tableau 29 et le Tableau 30 du présent guide permettent ensuite de connaître la combinaison d'actions à retenir au final.

Le Tableau 74 suivant donne les étapes pour déterminer les combinaisons de calcul à prendre en compte pour le dimensionnement des pieux. Pour chaque cas, il donne la combinaison avant prise en compte du frottement négatif, puis l'expression littérale de Q'_d à regarder. Les valeurs numériques de Q'_d sont ensuite données pour chaque appui. Enfin, le Tableau 74 donne pour chaque cas les nouvelles expressions théoriques des combinaisons d'action et l'application à cet exemple du PIPO.

Les valeurs numériques de Q'_d sont issues directement des résultats Chamois pour les charges Gr1a ou T_k aux différents états limites considérés (valeurs intermédiaires permettant ensuite de déterminer les enveloppes globales pour chaque combinaison).

Le frottement négatif est donc à prendre en compte pour toutes les combinaisons sauf à l'ELS CARA 1 et l'ELU FOND 1 (états limites où la charge de trafic est la charge variable principale).

(43) Plus d'informations sont disponibles dans la documentation du logiciel sur le site internet du Cerema, DTITM



Nom	Combinaison sans frottement négatif	Expression de $Q'_d(44)$	Q'_d appui gauche (kN)	Q'_d appui droit (kN)	Expression théorique à retenir	Expression retenue de la combinaison d'action
ELS QP	$G \oplus G_{tp} \oplus \psi_{2,j} T_k$	Sans objet car $\psi_{2,j} = 0,5$ pour T_k ($\psi_{2,j}$ non nul)	Sans objet	Sans objet	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\}$ où Q_k sont des charges d'exploitation uniquement	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m}$
ELS FREQ 1	$G \oplus G_{tp} \oplus \psi_{1,1} GrIa_{FREQ} \oplus \psi_{2,j} T_k$	$Q'_d = N \{ (\psi_{1,1} - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \}$ soit $Q'_d = N \{ GrIa_{FREQ} \}$	1239	1214	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\}$	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m} \oplus \psi_{2,j} T_k$
ELS FREQ 2	$G \oplus G_{tp} \oplus \psi_{1,1} T_k$	$Q'_d = N \{ (\psi_{1,1} - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \}$ soit $Q'_d = N \{ (0,6 - 0,5) T_k \}$	$0,01 \cdot 10^{-10}$	$0,03 \cdot 10^{-10}$	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\}$	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m} \oplus \psi_{2,j} T_k$
ELS CARA 1	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{ra} \oplus GrIa_{CARA} \oplus \psi_{0,j} T_k$	$Q'_d = N \left\{ (1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{j \in I} (\psi_{0,j} - \psi_{2,j}) Q_{k,j} \right\}$ soit $Q'_d = N \{ 0,5 T_k \oplus GrIa_{CARA} \}$	1777	1744	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{0,j} Q_{k,j} \right\}$	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{ra} \oplus GrIa_{CARA} \oplus \psi_{0,j} T_k$
ELS CARA 2	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m} \oplus T_k \oplus \psi_{0,j} GrIa_{CARA}$	$Q'_d = N \left\{ (1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{j \in I} (\psi_{0,j} - \psi_{2,j}) Q_{k,j} \right\}$ soit $Q'_d = N \{ 0,5 T_k \oplus GrIa_{CARA} \}$	1239	1214	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\}$	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m} \oplus \psi_{2,j} T_k$
ELU FOND 1	$\gamma_G G \oplus \gamma_G G_{tp} \oplus \gamma_{Q,1} GrIa_{ELU} \oplus \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} T_k$	$Q'_d = N \left\{ \gamma_{Q,0} Q_{k,1} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} Q_{k,j} \right\}$ (car $\psi_{2,1} = 0$ pour $GrIa$) soit $Q'_d = N \{ 1,35 GrIa_{ELU} \oplus 1,5 \times 0,6 T_k \}$	3031	2975	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0,sup} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0,inf} G_{k,j,inf} \oplus \gamma_{Q,0} Q_{k,1} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} Q_{k,j} \right\}$	$\gamma_G G \oplus \gamma_G G_{tp} \oplus \gamma_{Q,0} GrIa_{ELU} \oplus \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} T_k$
ELU FOND 2	$\gamma_G G \oplus \gamma_G G_{tp} \oplus \gamma_{Q,1} T_k \oplus \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} GrIa_{ELU}$	$Q'_d = N \{ \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \}$ où $Q_{k,1}$ est une charge d'exploitation (car $\psi_{2,1}$ non nul pour T_k) soit $Q'_d = 0$	0	0	$E \left\{ \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0,sup} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0,inf} G_{k,j,inf} \oplus \gamma_{Q,0} G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} Q_{k,j} \right\}$ où Q_k sont des charges d'exploitation uniquement	$\gamma_G G \oplus \gamma_G G_{tp} \oplus \gamma_{Q,0} GrIa_{ELU} \oplus \gamma_{Q,0} \psi_{0,j} T_k$
ELU ACCI	$G \oplus G_{tp} \oplus \psi_{1,1} GrIa_{ACCI}$	$Q'_d = N \{ (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) - \psi_{2,1} \} Q_{k,1}$ soit $Q'_d = N \{ \psi_{1,1} GrIa_{ACCI} \}$	0 kN	0 kN	$E \left\{ \sum_{j \in I} G_{k,j,sup} \oplus \sum_{j \in I} G_{k,j,inf} \oplus A_{k,1} \oplus G_{m} \oplus \sum_{j \in I} \psi_{2,j} Q_{k,j} \right\}$	$G \oplus G_{tp} \oplus G_{m}$

(44) : $N(\dots)$ signifie valeur de l'effort normal induit par la combinaison d'actions considérée.

Tableau 74 : Détermination de l'expression de la combinaison d'action à retenir

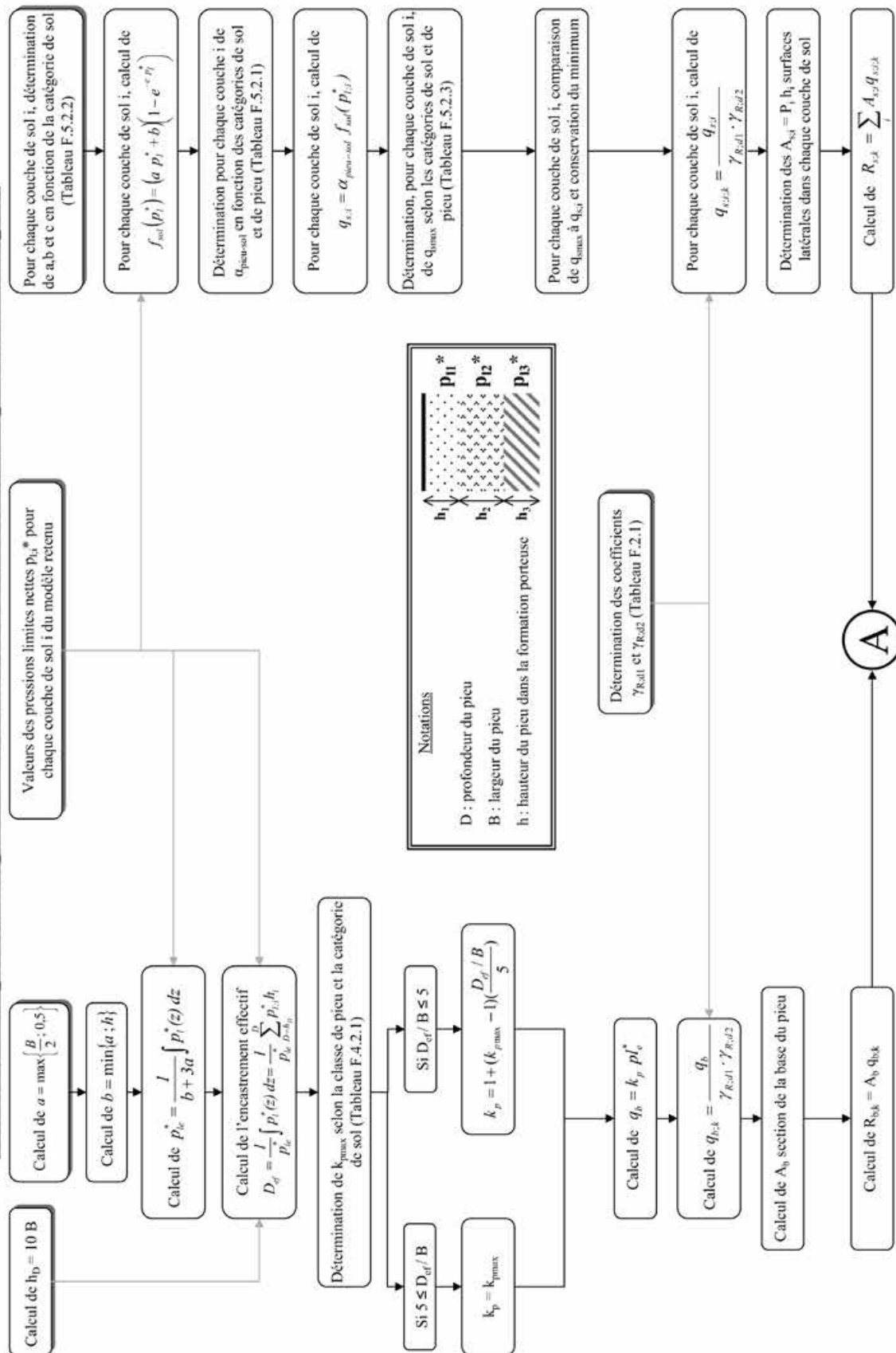
Annexe

Annexe A - Logigrammes de synthèse

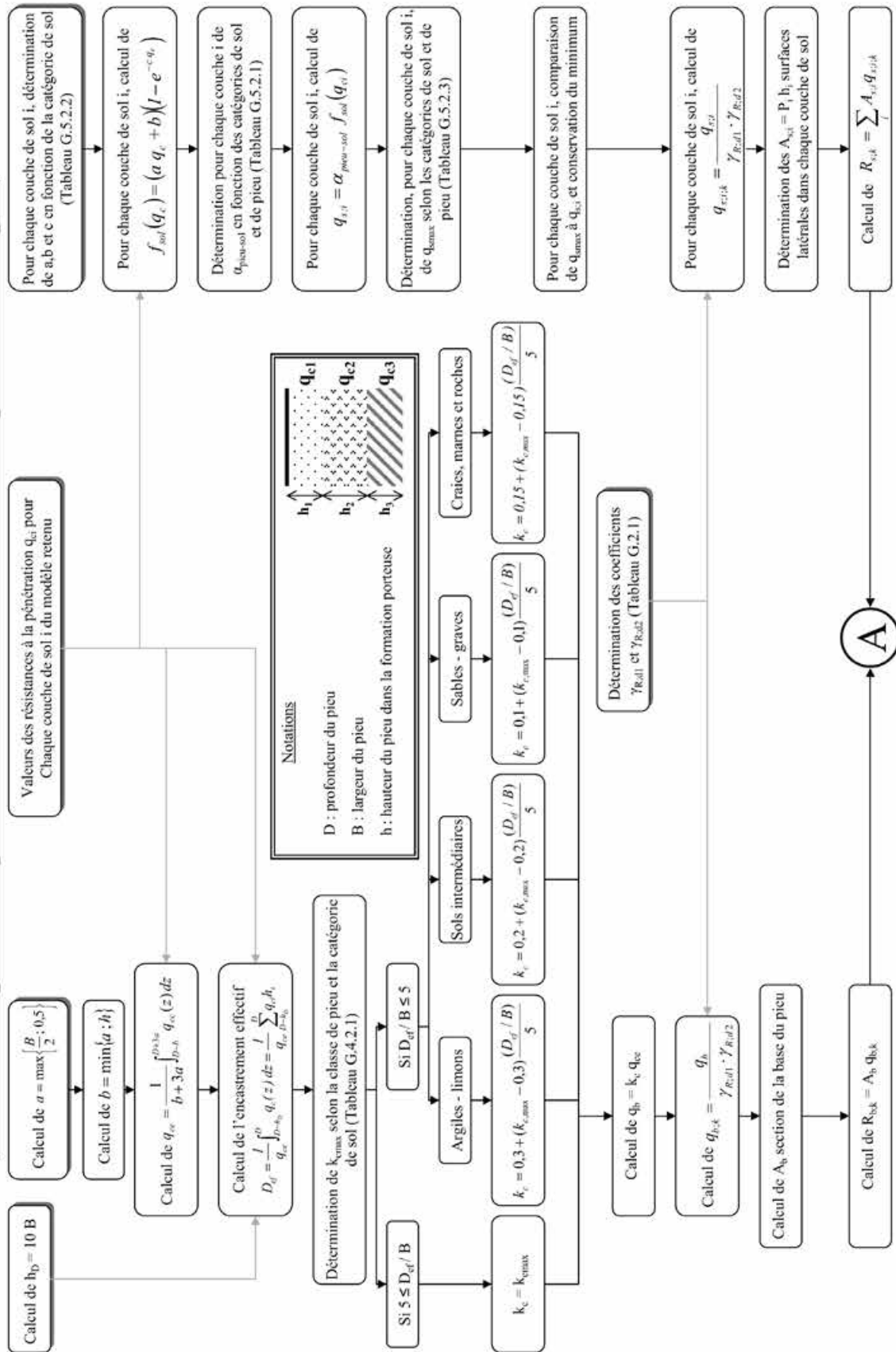
Dans cette annexe, il existe des renvois à d'autres logigrammes : lorsqu'à la fin d'un organigramme, un cercle avec une lettre A ou B existe, il s'agit d'un renvoi sur le logigramme portant en tête le même cercle et la même lettre. C'est le cas pour la détermination de la portance pour les procédures modèle de terrain et pieu modèle, qui sont découpées en trois logigrammes de synthèse selon les essais réalisés et la détermination des valeurs de calcul qui ne dépendent plus du type d'essais.

1. Calcul de la portance par le modèle de terrain et essais pressiométriques (1/2)
2. Calcul de la portance par le modèle de terrain et essais pénétrométriques (1/2)
3. Détermination des valeurs de calcul par le modèle de terrain : essais pressiométriques ou pénétrométriques (2/2)
4. Calcul de la portance par le pieu modèle et essais pressiométriques (1/2)
5. Calcul de la portance par le pieu modèle et essais pénétrométriques (1/2)
6. Détermination des valeurs de calcul par le pieu modèle : essais pressiométriques ou pénétrométriques (2/2)
7. Calcul de la portance par la méthode essais de chargement statique
8. Détermination du déplacement horizontal du sol $g(z)$ sous chargement transversal
9. Calcul de la portance pour un groupe de pieux
10. Calcul de la résistance à la traction pour un groupe de pieux
11. Détermination de l'effort dû au frottement négatif

Calcul de la portance par le modèle de terrain et essais pressiométriques



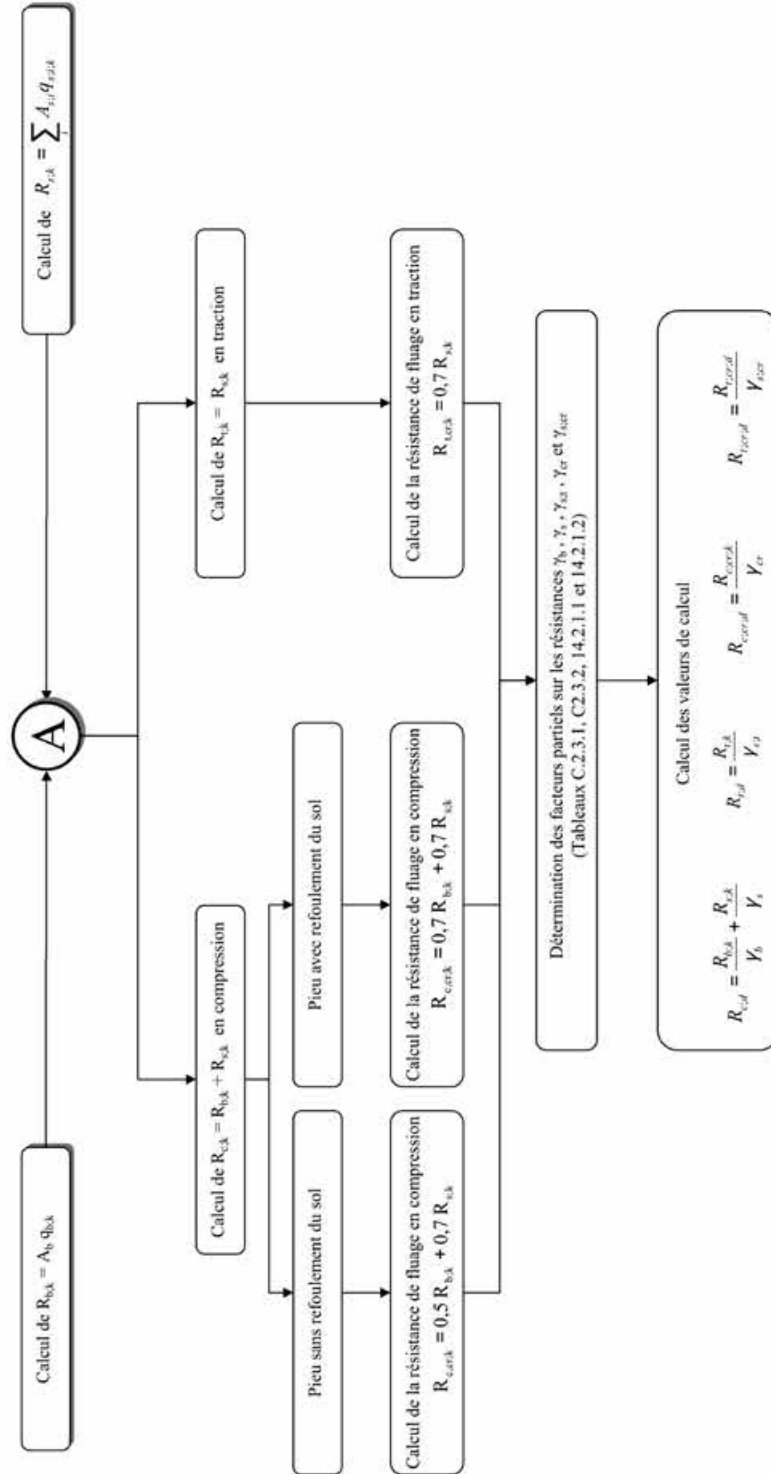
Calcul de la portance par le modèle de terrain et essais pénétrométriques



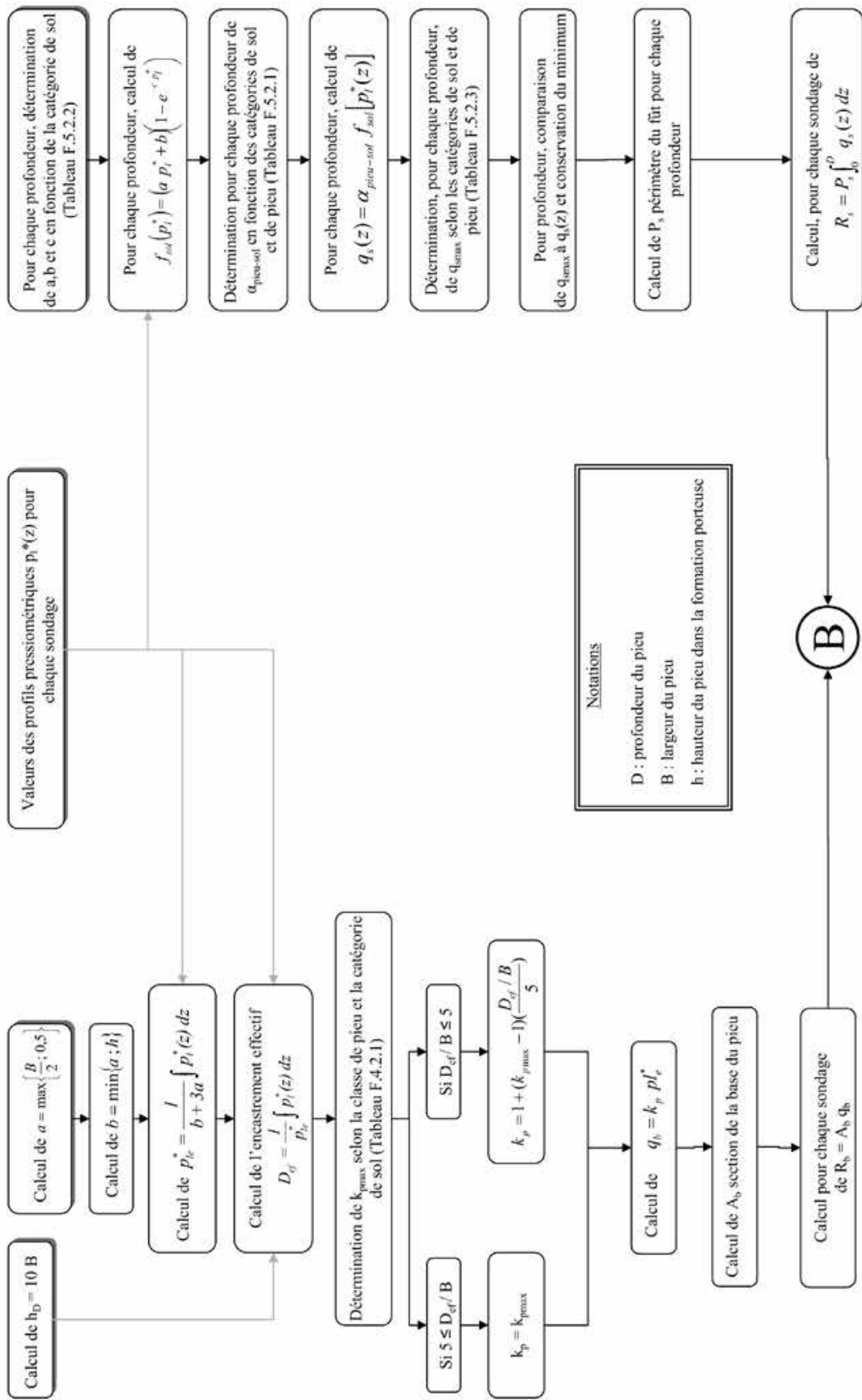
Logigramme 2

Détermination des valeurs de calcul par le modèle de terrain

Essais pressiométriques ou pénétrométriques

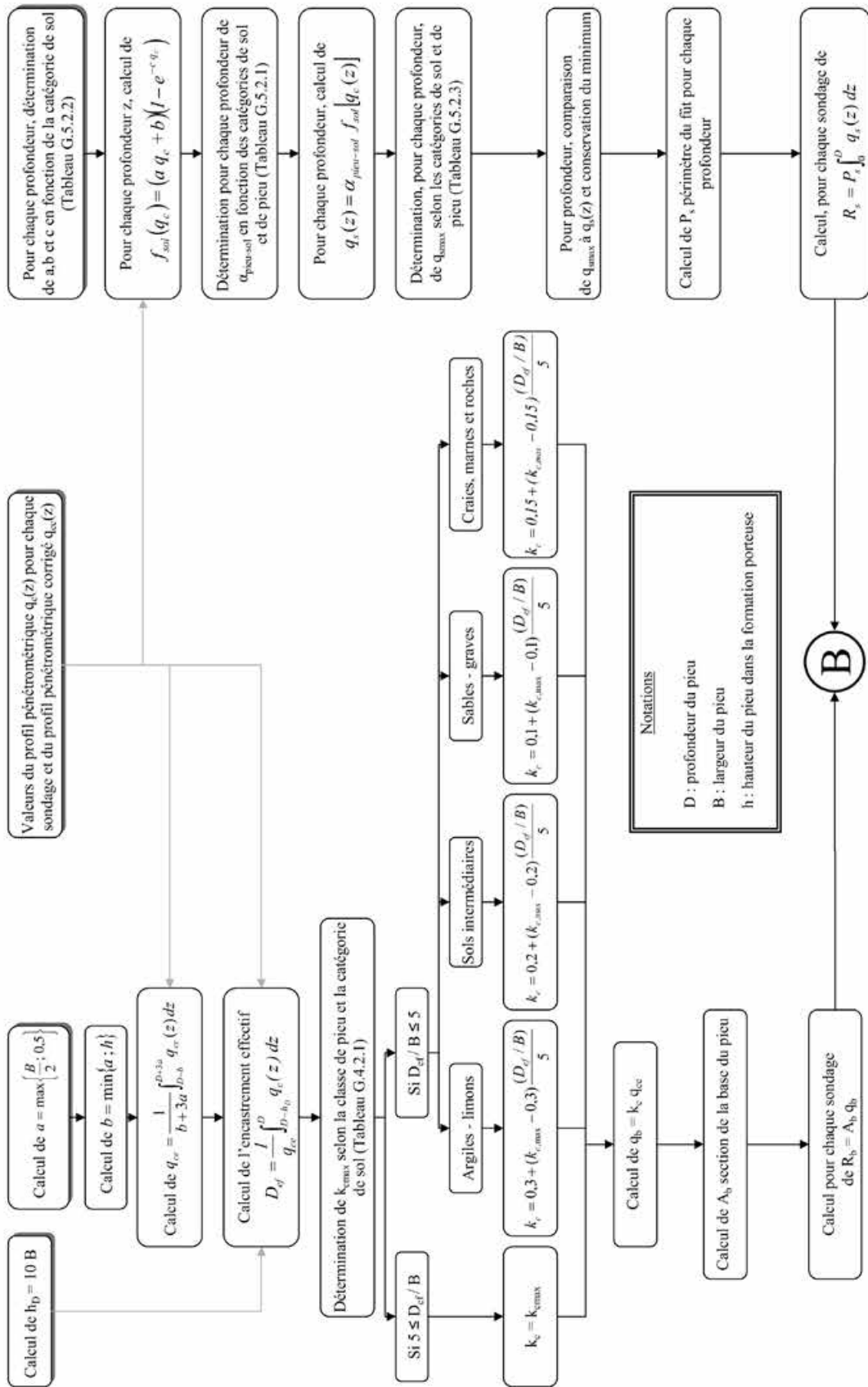


Calcul de la portance par le pieu modèle et essais pressiométriques



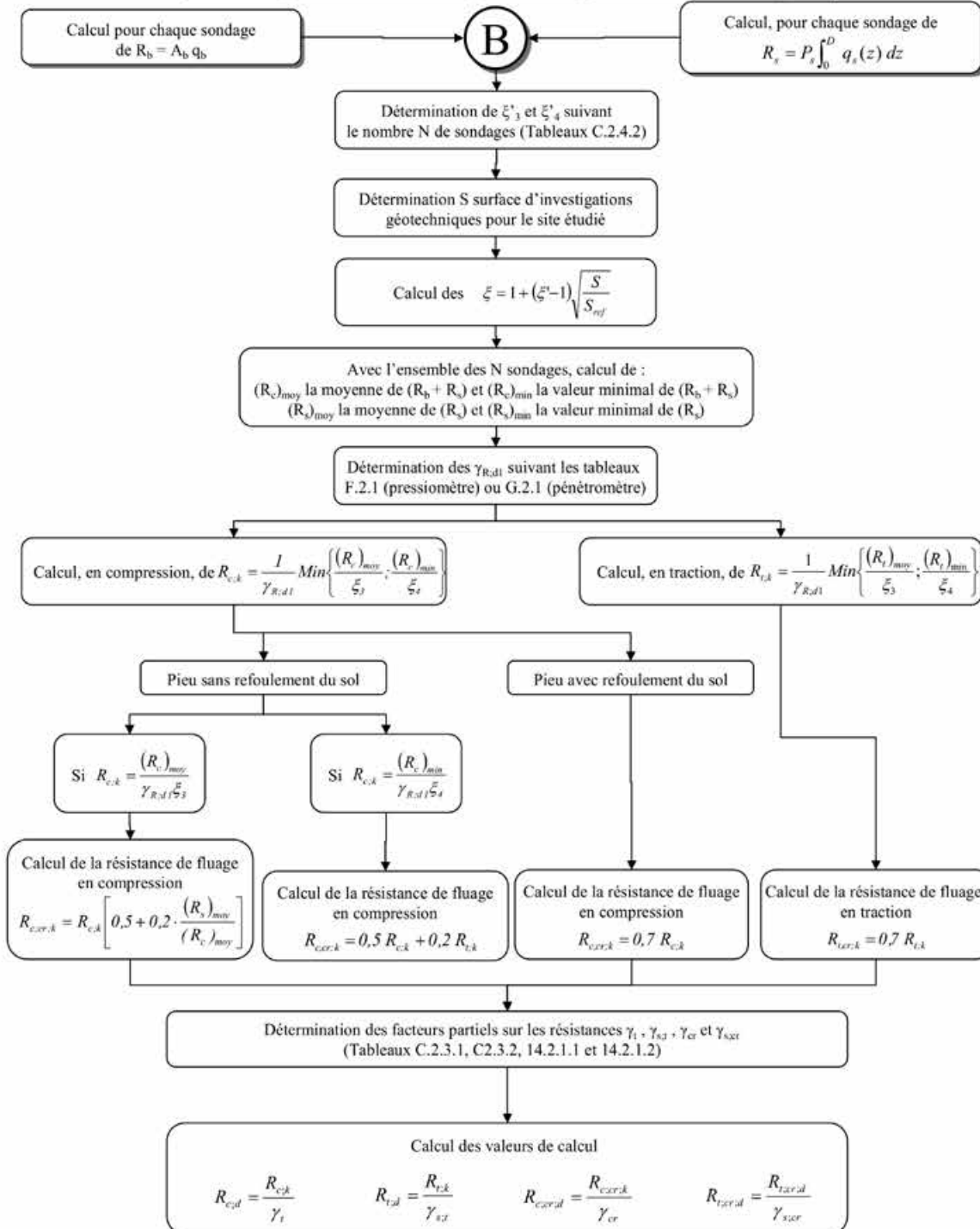
Logigramme 4

Calcul de la portance par le pieu modèle et essais pénétrométriques



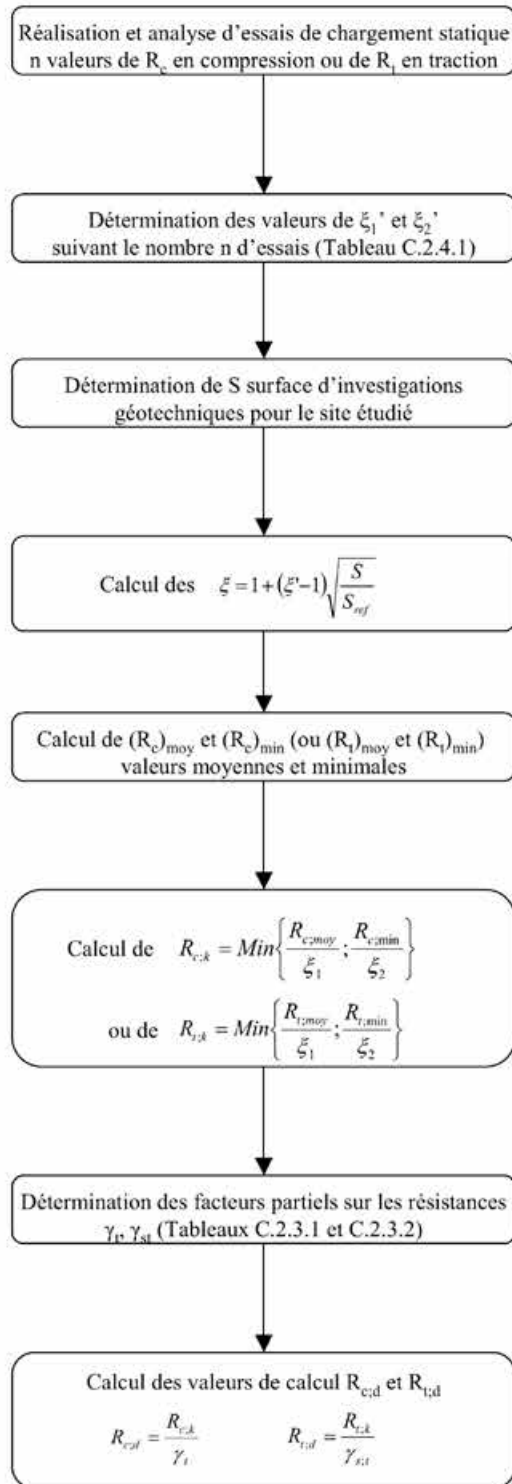
Détermination des valeurs de calcul par le pieu modèle

Essais pressiométriques ou pénétrométriques



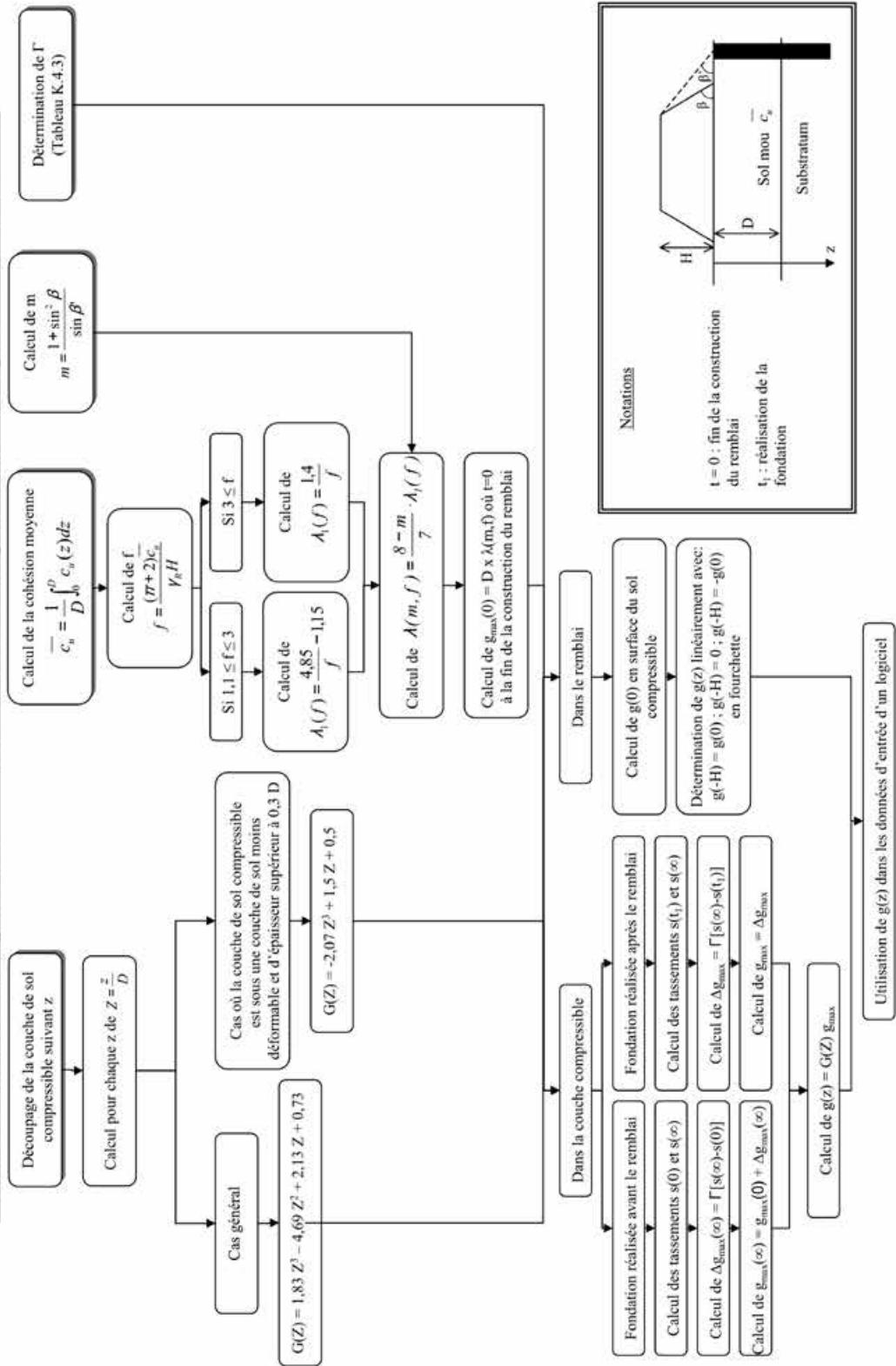
Logigramme 6

Calcul portance par méthode essais de pieux



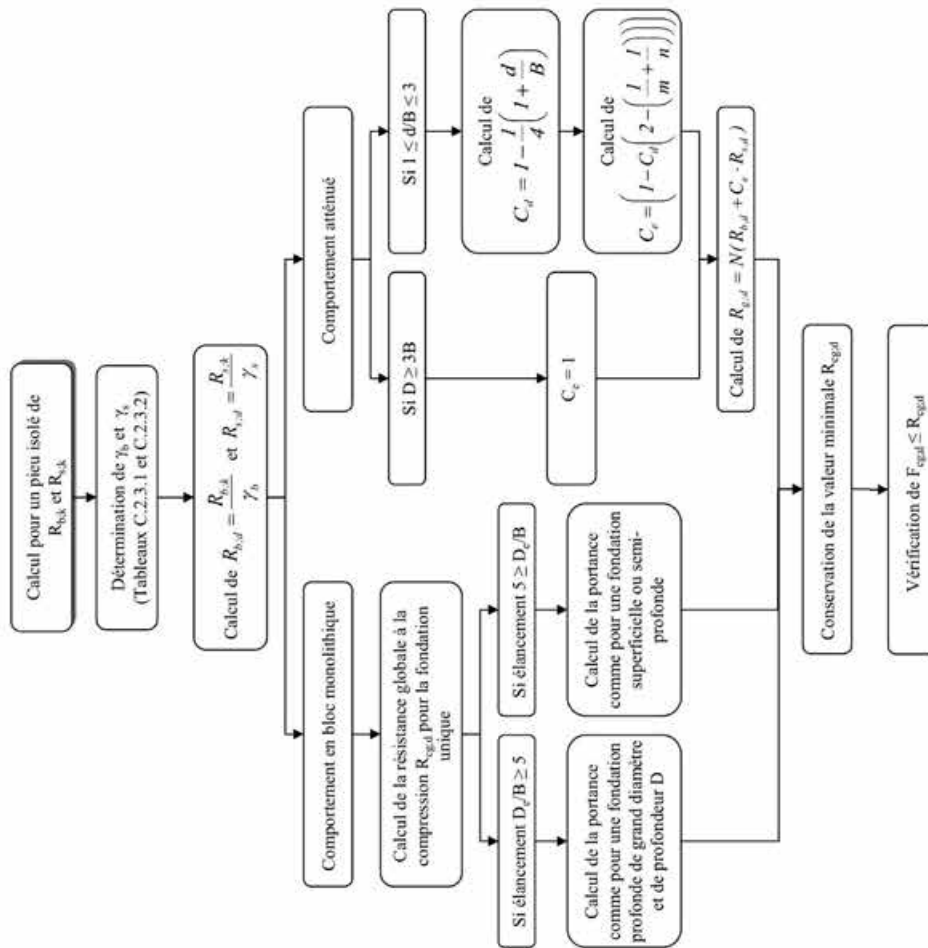
Logigramme 7

Détermination du déplacement horizontal du sol $g(z)$ sous chargement transversal



Logigramme 8

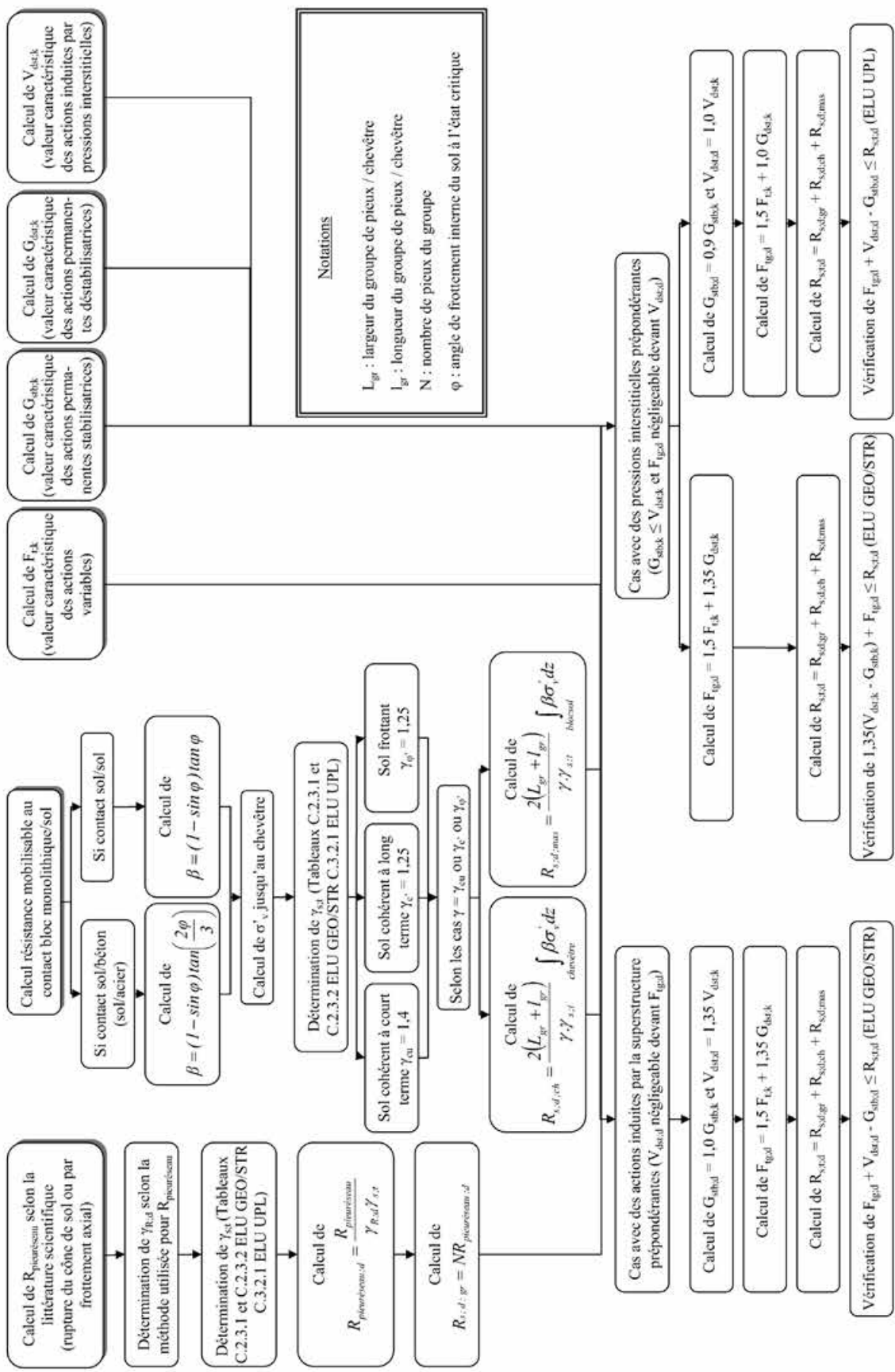
Calcul de la portance pour un groupe de pieux



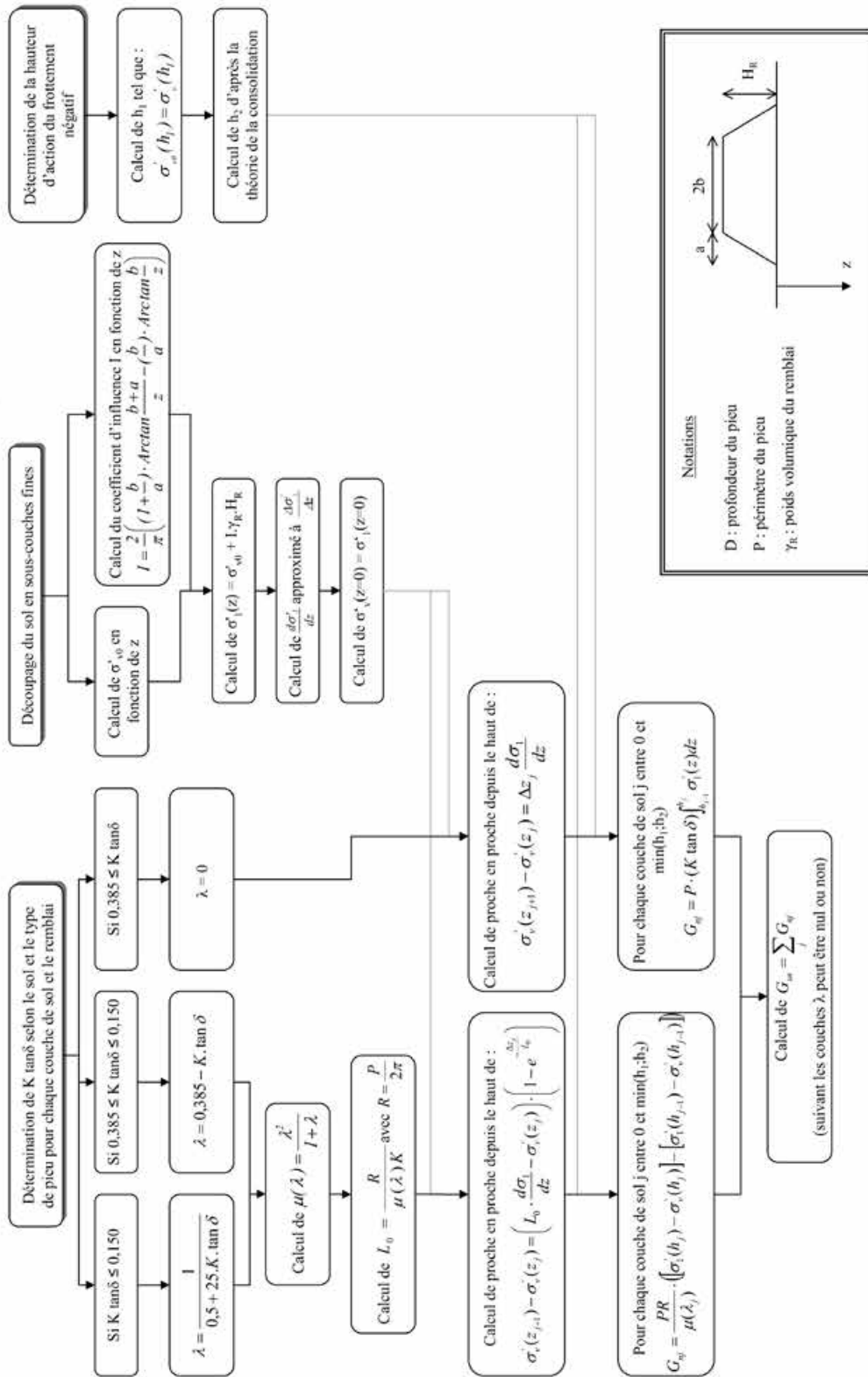
Notations

d : entraxe des pieux
 B : diamètre des pieux
 N : nombre de pieux du groupe
 n : nombre de pieux par file
 m : nombre de file de pieux

Calcul de la résistance à la traction pour un groupe de pieux



Détermination de l'effort dû au frottement négatif





Notations et symboles utilisés

Pour les résistances géotechniques d'une fondation profonde, les indices « c » et « cr » se rapportent respectivement à la résistance limite et à la charge de fluage d'une fondation.

Les indices « dst » et « stb » sont propres respectivement au caractère déstabilisateur et stabilisateur de l'effet d'une action. Les indices « inf » et « sup » se rapportent respectivement au caractère favorable et défavorable de l'effet d'une action permanente pour les vérifications des états limites ultimes STR et GEO ainsi que UPL.

Les indices « k » et « d » se rapportent respectivement à la valeur caractéristique et à la valeur de calcul soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété d'un matériau.

A	action accidentelle
A_d	valeur de calcul de l'action accidentelle
B	plus petite largeur ou diamètre de la section d'une fondation profonde
c'	cohésion effective
C_e	coefficient d'efficacité d'un groupe de fondations profondes pris en compte pour déterminer sa résistance
c_u	cohésion non drainée
d	entraxe entre deux éléments de fondation profonde
D	longueur de la fondation profonde comprise dans le terrain
D_e	hauteur d'encastrement équivalente
D_{ef}	hauteur d'encastrement effective
E_d	valeur de calcul de l'effet des actions
E_M	module pressiométrique Ménard
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression à 28 jours
f_{cd}	valeur de la résistance à la compression du béton, coulis ou mortier
F_d	valeur de calcul d'une action
f_{yk}	limite élastique de l'acier ou de l'armature
G	action permanente
G_{inf}	action permanente déstabilisatrice
G_{sup}	action permanente défavorable
G_{sn}	action de frottement négatif
G_{sp}	action de poussée transversale
$g(z)$	déplacement horizontal libre du sol
k_c	facteur de portance pénétrométrique
K_f	module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde



k_p	facteur de portance pressiométrique
K_s	module linéique de mobilisation de la réaction tangentielle pour un élément de fondation profonde
p_f	pression de fluage pressiométrique Ménard
p_l^*	pression limite pressiométrique Ménard (notée p_{LM}^* dans la norme ISO 22476-4 – Essai au pressiomètre Ménard)
p_{le}^*	pression limite nette équivalente
Q	action variable
q_b	pression de rupture du terrain à la base de la fondation
q_c	résistance à la pénétration
q_{ce}	résistance à la pénétration équivalente
$Q_{k,1}$	valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante
$Q_{k,i}$	valeur de combinaison d'une autre action variable défavorable
q_s	contrainte de frottement axial unitaire
R_b	résistance limite de pointe d'une fondation profonde
R_c	résistance limite à la compression du terrain d'une fondation profonde
$R_{c,cr}$	charge de fluage à la compression du terrain d'une fondation profonde
R_s	résistance limite de frottement axial d'une fondation profonde
R_t	résistance limite de traction d'une fondation profonde
$R_{t,cr}$	charge de fluage de traction d'une fondation profonde
s	tassement
α	coefficient rhéologique d'un sol
γ	poids volumique
γ'	poids volumique déjaugé
γ_{cr}, γ_s	coefficients partiels relatifs au béton et aux armatures passives (NF EN 1992-1-1)
$\gamma_{c'}, \gamma_{\varphi'}, \gamma_{c_u}$	coefficients partiels relatifs aux paramètres de sol c' , $\tan \varphi'$ et c_u
$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t, \gamma_{s,t}$	facteurs partiels pour les résistances de pointe, de frottement axial, la résistance totale et de résistance à la traction
$\gamma_{cr}, \gamma_{s,cr}$	facteurs partiels pour les charges de fluage en compression et en traction
$\gamma_{R;d1}, \gamma_{R;d2}$	coefficients partiels de modèle et de méthode
γ_G	facteur partiel pour une action permanente
$\gamma_{G,sup}, \gamma_{G,inf}$	facteurs partiels pour les actions permanentes défavorables/favorables
γ_{sn}, γ_{sp}	facteurs partiels pour les actions de frottement négatif/poussées transversales
γ_Q	facteur partiel pour une action variable



$\gamma_{0,1}, \gamma_{0,i}$	facteurs partiels pour les actions variables dominantes/d'accompagnement i
δ	angle de frottement au contact sol/paroi ou sol/fondation
λ	coefficient caractérisant l'effet d'accrochage du sol autour de la fondation
ξ	facteur de corrélation en fonction du nombre de pieux testés ou de profils d'essais
ξ_1, ξ_2	facteurs de corrélation pour évaluer les résultats des essais de chargement statique de pieux
ξ_3, ξ_4	facteurs de corrélation pour dériver la résistance d'une fondation profonde des résultats de reconnaissance du terrain, à l'exclusion d'essais de chargement de pieux
σ'_v	contrainte verticale effective
σ_c	contrainte de compression admissible dans le béton
σ_s	contrainte de traction admissible dans les aciers passifs
φ'	angle de frottement interne du sol
Ψ	facteur pour convertir la valeur caractéristique en valeur représentative d'une action
$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$	valeur de combinaison de l'action variable défavorable d'accompagnement i
$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	valeur fréquente de l'action variable défavorable dominante
$\Psi_{1,i} Q_{k,i}$	valeur fréquente de l'action variable défavorable d'accompagnement i
$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	valeur quasi permanente de l'action variable défavorable dominante
$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$	valeur quasi permanente de l'action variable défavorable d'accompagnement i
ELU	état limite ultime
ELS	état limite de service
EQU	équilibre (état limite ultime)
GEO	géotechnique (état limite ultime)
STR	structure (état limite ultime)
UPL	soulèvement (état limite ultime)





Bibliographie

Référence	Titre	Date	Annexe nationale
NF EN 1990	Eurocode 0 - Base de calcul des structures	Mars 2003	NF EN 1990/NA (Décembre 2011)
NF EN 1990/A1	Eurocode 0 - Base de calcul des structures – Annexe A1 – Application aux ponts	Juillet 2006	NF EN 1990/A1/NA (Décembre 2007)
NF EN 1991-1-1	Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments	Mars 2003	NF P06-111-2 (Juin 2004) NF P06-111-2/A1 (Mars 2009)
NF EN 1991-1-6	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-6 : actions générales – Actions en cours d'exécution	Novembre 2005	NF EN 1991-1-6/NA (Mars 2009)
NF EN 1991-1-7	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-7 : actions générales – Actions accidentelles	Février 2007	NF EN 1991-1-7/NA (Septembre 2008)
NF EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments	Octobre 2005	NF EN 1992-1-1/NA (Mars 2007)
NF EN 1992-2	Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 2 : ponts en béton - Calcul des dispositions constructives	Mai 2006	NF EN 1992-2/NA (Avril 2007)
NF EN 1993-5	Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 5 : Pieux et palplanches	Août 2007	NF EN 1993-5/NA (Août 2008)
NF EN 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales	Juin 2005	NF EN 1997/NA (Septembre 2006)
NF EN 1536	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés,	Octobre 2010	
NF EN 1538	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Parois moulées	Octobre 2010	
NF EN 12063	Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Rideaux de palplanches	Août 1999	
NF EN 12699	Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Pieux avec refoulement de sol	Mars 2001	
NF EN 14199	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Micropieux	Septembre 2005	
NF P94-261	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles	Juin 2013	
NF P94-262	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes	Juillet 2012	
NF P94-281	Justification des ouvrages géotechniques - Ouvrages de soutènement - Murs	Avril 2014	
NF P94-282	Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans	Mars 2009	





Guides techniques

- [1] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220p. (référence Sétra : 1004)
- [2] Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton. Guide méthodologique. Sétra, Juillet 2008, 276p. (référence Sétra : 0838)
- [3] Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art - Murs de soutènement et culées de pont. Note d'information, n° 34. Sétra, Janvier 2012, 20p. (référence Sétra : 1201w)

Monographie

- [4] Calcul des fondations superficielles et profondes. FRANK, R. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'ENPC, 2003, 46p.

Articles

- [5] Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. FRANK, R et ZHAO S.R. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, mai-juin 1982, n° 119, p. 17-24.
- [6] Frottement négatif sur les pieux. COMBARIEU O. Rapport de Recherche LPC n° 136, LCPC. Octobre 1985. Paris. 151p.
- [7] Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. ROBERTSON et CABAL. GREGG 3^{ème} édition, 2009.
- [8] Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales de sol sur les pieux. Note technique du département sols et fondations, approuvées par F. BAGUELIN. BOURGES F., FRANK R. et MIEUSSENS C. LCPC. Novembre 1980. 17p.





Notes



© 2014 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, créé au 1^{er} janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en œuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF).

L'imprimerie Jouve est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Karine Massouf**

Mise en page › **Domigraphic - 17 avenue Aristide Briand - 91550 Paray-Vieille-Poste**

Illustrations couverture › © **Jean Renault - Cerema, Gilbert Haiun - Sétra**

Impression › **Jouve - 1, rue du Docteur Sauvé - 53100 Mayenne - Tél. 01 44 76 54 40**

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF). L'imprimerie Jouve est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achevé d'imprimer : **novembre 2014**

Dépôt légal : **décembre 2014**

ISBN : **978-2-37180-046-5**

ISSN : **en cours**

Prix : **65 €**

Pour toute correspondance › **Cerema - DteciTM - Bureau de vente - BP 214 - 77487 Provins Cedex**
ou par mail › **bventes.DTeciTM@cerema.fr**

www.cerema.fr › Rubrique Ressources documentaires

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoirs-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Eurocode 7

Application aux fondations profondes (NF P94-262)

Ce guide méthodologique aborde la mise en application de la norme d'application française de l'Eurocode 7 traitant des fondations profondes, la norme NF P94-262. Destiné aux géotechniciens et ingénieurs de calcul des structures, il présente les principes de justifications françaises des fondations profondes découlant de l'Eurocode 7. Complété par des exemples détaillés et des logigrammes de synthèse des démarches de calcul, il ambitionne de servir efficacement les professions de la réalisation des fondations profondes et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il contribuera dans son domaine, à faciliter le passage des règlements de calcul actuels aux Eurocodes.

Connaissance et prévention des risques - Développement des infrastructures - Énergie et climat - Gestion du patrimoine d'infrastructures
Impacts sur la santé - Mobilité et transports - Territoires durables et ressources naturelles - Ville et bâtiments durables

Prix : 60 €
ISSN : en cours
ISBN : 978-2-37180-046-5

