

norme française

Justification des ouvrages géotechniques Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 Fondations profondes

 Justification of geotechnical work — National application standards for the implementation of Eurocode 7 — Deep foundations

 Rechtfertigung von geotechnischen Bauwerken — Normen für die nationale Anwendung von Eurocode 7 — Tiefgründungen

Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 juin 2012 pour prendre effet le 20 juillet 2012.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux européens ou internationaux traitant du même sujet.

Analyse

Le présent document définit la terminologie et les notations employées. Il décrit le comportement des fondations profondes et fournit les règles de justification par le calcul des fondations profondes aux états limites ultimes et aux états limites de service.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : géotechnique, fondation, profondeur, sol de fondation, pieu de fondation, définition, propriété, sol, matériau, calcul, résistance des matériaux, contrainte de compression, contrainte admissible, limite, charge maximale, résistance à la traction, stabilité, déplacement, déformation, vérification.

© AFNOR 2012

Membres de la commission de normalisation

Président : M VEZOLE
Secrétariat : M BURLON — IFSTTAR
M BAGUELIN FONDASOL
M BERTHELOT BUREAU VERITAS / COPREC
M BUSTAMANTE MB FONDATIONS
M CARPINTEIRO SOCOTEC / COPREC
M DAUBILLY FNTPM
DELAHOUSSE ARCELOR
M DELMAS CNAM
M DURAND FUGRO / CNREG
M FRANK IFSTTAR ENPC CERMES / TC 250
M GAUTHEY SPIE FONDATIONS
M GLANDY SOLETANCHE-BACHY-PIEUX
M GRATIER THYSSENKRUPP
M GUERPILLON SCETAURROUTE
MME GUIZIOU CETMEF
M HABERT CETE NORD-PICARDIE - LRPC Lille
MME LEGRAND CETE NORD-PICARDIE - LRPC Lille
M LE DELLIOU ISCHEBECK France
M LEGENDRE SOLETANCHE BACHY / CNETG
M MAGNAN IFSTTAR / CCNG
MME MAUREL CETE Ile de France
M MIRAILLET EDF TEGG
M MOUSSARD SNCF
MME OSMANI EIFFAGE
M PILLARD UMGO
M PINÇON BNTEC
MME PINEAU AFNOR
M PLUMELLE CONSULTANT
M RAYNAUD AEROPORTS DE PARIS
M ROCHER-LACOSTE IFSTTAR
M SALIBA SETRAM
SCHMITT SOLETANCHE BACHY
M SIMON TERRASOL / USG
M THONIER EGF-BTP
M VALEM FFB
M VETROFF FRANKI FONDATION
M VOLCKE FRANKI FONDATION / SOFFONS

La liste des personnes ayant participé aux différents groupes de travail pour établir la version V1 de ce document est indiquée dans l'avant propos.

Avant-propos

Le présent document a pour objet le calcul géotechnique des fondations profondes. Il a été élaboré pour compléter l'Eurocode 7 ([NF EN 1997-1](#)) dont il constitue la norme nationale d'application pour ces types d'ouvrages.

Ce document est conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels définis dans la norme [NF EN 1990](#) et son annexe nationale [NF EN 1990/NA](#). Il respecte les exigences de la norme [NF EN 1997-1](#) et de son annexe nationale [NF EN 1997-1/NA](#) applicables au calcul des ouvrages géotechniques.

Les dispositions de ce document reposent sur les hypothèses énumérées dans la section [1.3](#) de la norme NF EN 1997-1, qui supposent en particulier une bonne connaissance des conditions de terrain, le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux et le choix d'un modèle plausible du comportement de la fondation à l'état limite considéré.

Il est important de retenir ce qui suit :

- a. La connaissance des conditions de terrain dépend de l'importance et de la qualité des reconnaissances géotechniques. Cette connaissance et le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux sont plus importants pour satisfaire les exigences fondamentales que la précision des modèles de calcul et des facteurs partiels.
- b. Les mécanismes de ruine à considérer doivent être plausibles et être identifiés en se basant sur des données de comportement d'ouvrages réels ou à défaut, sur les résultats d'une modélisation appropriée.
- c. La vérification d'un état-limite ultime suppose l'étude du mécanisme de ruine le plus défavorable vis-à-vis de celui-ci avec un modèle de calcul fiable et correctement utilisé.
- d. Lorsqu'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, il peut être préférable de procéder à l'analyse d'un autre état limite, en utilisant des facteurs qui rendent improbable le dépassement de l'état limite considéré. A défaut et selon le cas, il est possible de justifier le dimensionnement :
 - soit par des mesures prescriptives, lorsqu'une expérience comparable rend les calculs de dimensionnement inutiles ;
 - soit sur la base de résultats d'essais de chargement ou d'essais sur des modèles ;
 - soit par la méthode observationnelle, qui permet de revoir la conception en cours de construction.

AVERTISSEMENT

Ce document regroupe les procédures courantes utilisées en France pour le calcul des fondations profondes (celles figurant dans les référentiels comme le [Fascicule 62 - Titre V](#) des CCTG et la norme [NF P 11-212-2](#) - ex DTU 13.2) ainsi que celles recommandées dans la norme [NF EN 1997-1](#).

Liste des personnes associées à l'élaboration du document

• Rédacteurs

- M BAGUELIN FONDASOL
- M BERTHELOT BUREAU VERITAS / COPREC
- M BUSTAMANTE MB FONDATIONS
- M BURLON IFSTTAR / Secrétaire CNJOG
- M CANEPA DREIF-LREP
- M FRANK IFSTTAR ENPC CERMES / TC 250
- M GLANDY SOLETANCHE-BACHY-PIEUX
- M DURAND FUGRO / CNREG
- M VEZOLE EIFFAGE / Président CNJOG

•

• Experts représentant les acteurs de la profession

- MMe MAUREL CETE IdF / SETRA
- M LEGENDRE SOLETANCHE BACHY / CNETG
- M MAGNAN IFSTTAR / CCNG
- M SIMON TERRASOL / USG
- M VOLCKE FRANKI FONDATION / SOFFONS

•

• Experts associés

- M CARPINTERO SOCOTEC
- M GAUTHEY SPIE FONDATIONS
- M ROCHER-LACOSTE IFSTTAR
- M. MIRAILLET EDF
- M PLUMELLE CONSULTANT
- M SCHMITT SOLETANCHE BACHY
- M VETROFF FRANKI FONDATION

• Membres du secrétariat de la CNJOG

•

- M HABERT CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille
- MME LEGRAND CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille

1 Domaine d'application

(1) Le présent document traite de la conception et du calcul des fondations profondes, des inclusions rigides et des fondations composites ([Section 1](#) Clauses (3), (7) et (8)) au droit des bâtiments, des ponts, des tours, mâts et cheminées, des silos et des réservoirs ainsi que des structures portant des grues et des machineries (Norme [NF EN 1990](#)).

(2) On peut définir plusieurs types de fondations selon leur élancement (fondations superficielles, semi-profondes ou profondes), leur mode de réalisation et leur mode de fonctionnement (fondations superficielles, sur sol en place ou sur sol amélioré ou renforcé par inclusions rigides ou souples, fondations mixtes, fondations profondes) (Note 1).

NOTE 1

Ainsi, des fondations profondes au sens de l'élancement peuvent parfaitement être utilisées dans le cadre d'un projet prévoyant un mode de fonctionnement intermédiaire entre celui d'une fondation superficielle, où toute la charge est reprise par le sol en place sous la semelle, et celui d'une fondation profonde au sens traditionnel, qui reprend à elle seule la totalité de la charge.

(3) Les différents types de fondations font typiquement l'objet des définitions suivantes :

- Fondation profonde (NF P 94-262 - présent document) : le terme « fondation profonde » désigne des fondations par pieux, micropieux, barrettes ou puits dont l'élancement est élevé (typiquement des fondations dont la longueur est supérieure à 5 fois le diamètre ou la largeur).
- Fondation superficielle ou semi-profonde (NF P 94-261) : le terme « fondation superficielle » ou « fondation semi-profonde » désigne des fondations dont l'élancement est faible (typiquement inférieur à 5,0). La distinction entre une fondation superficielle et une fondation semi-profonde est en général basée sur la valeur de l'encastrement équivalent D_e/B ([Annexe D](#)) : si la valeur de ce rapport est inférieure à 1,5, il s'agit d'une fondation superficielle ; si la valeur de ce rapport est comprise entre 1,5 et 5,0 il s'agit d'une fondation semi-profonde.
- Fondation composite : système de fondation de type fondation mixte ou fondation sur inclusions rigides ou souples :
 - Fondation mixte : le terme « fondation mixte » s'applique à l'ensemble semelle et pieux conçu et calculé avec contact direct entre les deux et en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des réactions dans le sol, par les pieux et la semelle.
 - Fondations sur inclusions rigides : le terme « fondations sur inclusions rigides » désigne un procédé de renforcement des sols en place consistant à réaliser une trame régulière de fondations profondes (pieux, inclusions rigides) dans le but essentiel de réduire les tassements et le cas échéant d'augmenter la portance. Le contact direct entre la fondation superficielle et les inclusions est évité grâce à la mise en oeuvre d'un matelas de répartition (qui peut être du matériau granulaire traité ou non, du ballast, etc.), permettant de maintenir une distribution des contraintes de contact compatible avec la résistance de la fondation superficielle, du dallage ou du radier.
 - Fondations sur inclusions souples : le terme « fondations sur inclusions souples » désigne un procédé de renforcement et d'amélioration des sols en place consistant à réaliser une trame régulière d'inclusions souples (colonnes ballastées, plots ballastés, etc.) dans le but essentiel de réduire les tassements et le cas échéant d'augmenter la portance. Le contact direct entre la fondation superficielle et les colonnes ballastées, en cas d'incompatibilité entre les contraintes de contact et la résistance de la fondation superficielle, du dallage ou du radier, peut être évité grâce à la mise en oeuvre d'un matelas de répartition (qui peut être du matériau granulaire traité ou non, du ballast, etc.).

(4) Le présent document s'applique au calcul des fondations profondes sollicitées axialement en compression ou en traction ou chargées transversalement, que ces structures géotechniques soient installées par battage, par vibrage, par vérinage, par vissage ou par forage avec ou sans injection. La liste détaillée de ces fondations, comme leurs modalités particulières d'exécution, sont précisées en [Annexe A](#). Les principaux types de fondations profondes sont les suivants :

- pieux forés coulés en place ([Figures 1.1 a et b](#)) en béton ou en béton armé ;
- barrettes en béton ou en béton armé de différentes formes coulées en place ([Figure 1.1 c](#)) ;
- pieux refoulants coulés en place ([Figure 1.2 a](#)) ou préfabriqués ([Figure 1.2 b](#)) en béton ou en béton armé ;
- pieux métalliques de différentes formes (palplanches, tubes, profilés H, caissons de palplanches) mis en place par battage, vérinage ou vibrofonçage ([Figures 1.2 c et d](#)) ;
- micropieux ([Figure 1.3](#)) ;
- pieux vissés en béton ou en béton armé ([Figure 1.4](#)).

(5) La vérification de la résistance structurale des fondations profondes relève des normes de calcul relatives au matériau qui les constitue (par exemple la norme [NF EN 1992-1-1](#) avec son annexe nationale [NF EN 1992-1-1/NA](#) pour les fondations profondes en béton armé ou les normes [NF EN 1993-1-1](#) et [NF EN 1993-5](#) avec leur annexe nationale [NF EN 1993-1-1/NA](#) et [NF EN 1993-5/NA](#) pour les pieux métalliques tubulaires, les palplanches, etc.).

(6) Le présent document doit être utilisé conjointement avec la norme [NF P 94-282](#) lorsque les fondations profondes sont utilisées pour constituer un écran de soutènement.

(7) Lorsque des fondations profondes sont utilisées dans le cadre d'un projet de fondation composite, il y a lieu de distinguer deux cas (Note 1) :

- celui où les fondations profondes (pieux, inclusions rigides) apportent une contribution significative à la justification des états limites ultimes de type GEO (portance de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations axiales et/ou transversales, stabilité générale, ...). Ce type d'utilisation relève intégralement des dispositions fixées par le présent document.
- celui où les fondations profondes (pieux, inclusions rigides) n'apportent qu'une participation faible ou négligeable à la justification des états limites ultimes. Il s'agit des projets pour lesquels la réalisation de fondations profondes est essentiellement justifiée par l'état limite de service de limitation du tassement. Ce type d'utilisation ne relève pas du présent document.

NOTE 1

Les fondations sur inclusions souples (colonnes ballastées) ne sont pas l'objet de ce présent document que ce soit pour la justification des états limites ultimes ou des états limites de service. La justification de tels ouvrages s'appuie pour l'heure actuelle sur des recommandations professionnelles ou des méthodes de calcul disponibles dans la littérature.

(8) Concernant les domaines d'application des fondations profondes définis à la clause 7 de la présente section, les dispositions du présent document s'appliquent toujours intégralement, d'une part, pour ce qui concerne la détermination des valeurs caractéristiques des propriétés et des résistances des matériaux constituant la fondation profonde et le sol en place, et d'autre part, pour les valeurs caractéristiques des propriétés et des résistances de frottement et de la pointe.

(9) Des procédés de fondations profondes non décrits dans le présent document, soit en termes d'exécution, soit en termes de matériaux constitutifs, pourront être utilisés à condition qu'ils aient fait l'objet d'un cahier des charges particulier comprenant les spécifications d'exécution bien précises, ainsi que les valeurs adéquates des paramètres de capacité portante et de résistance des matériaux. Ces valeurs devront être basées sur des justifications expérimentales. Notamment, en ce qui concerne la capacité portante, les valeurs des paramètres doivent être déduites d'un ensemble d'essais de chargement de pieux réalisés dans des contextes géotechniques comparables couvrant ceux prévalant pour le projet.

(10) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (Notes 1 à 3, [Annexe P](#), Norme [NF EN 1997-1](#)), c'est-à-dire aux ouvrages courants qui ne présentent pas de risque exceptionnel et ne sont pas exposés à des conditions de terrain ou de chargement exceptionnellement difficiles.

NOTE 1

En règle générale, la catégorie géotechnique d'un ouvrage est fixée par le maître d'ouvrage ou son représentant avant le début de l'étude du projet, et, si besoin, est précisée au fur et à mesure de l'avancement des études.

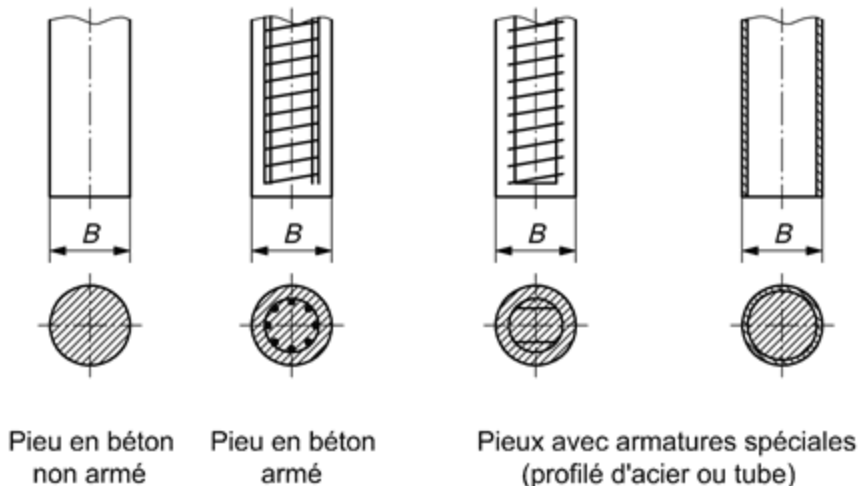
NOTE 2

Les fondations profondes établies dans des terrains dont le comportement relève de la mécanique des roches sont à classer le plus souvent dans la catégorie géotechnique 3. Il en est de même pour les fondations profondes réalisées dans des pentes ou des versants dont la stabilité initiale ne satisfait pas aux conditions de sécurité minimale normalement requises et pour les fondations profondes supportant des ouvrages dont la géométrie est complexe ou avec des critères de déplacement et/ou de rotation très sévères.

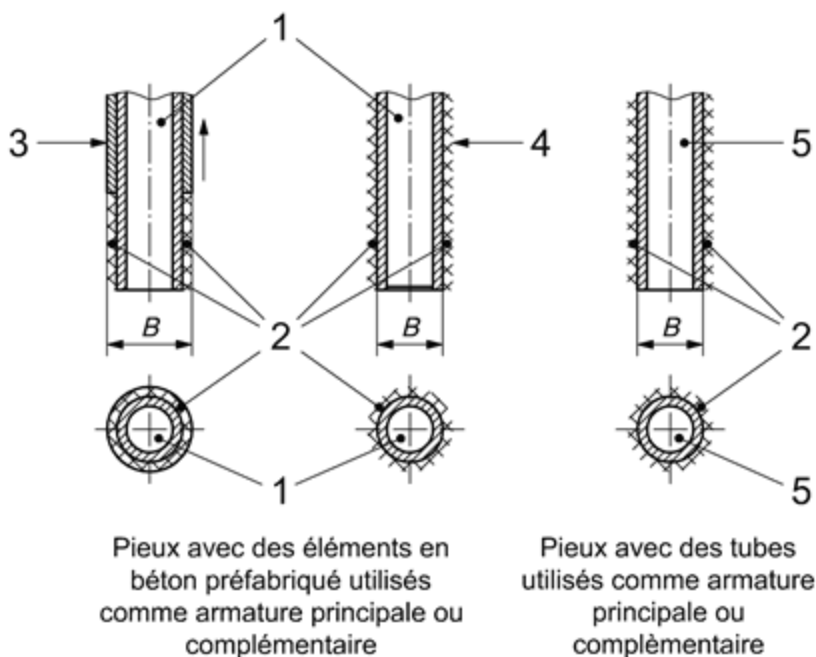
NOTE 3

Les spécifications du présent document peuvent être appliquées aux ouvrages de catégorie géotechnique 3, mais il importe dans ce cas de vérifier leur pertinence et si besoin de les adapter ou de les compléter, en tenant compte, le cas échéant, des indications du présent document.

(11) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux fondations profondes soumises à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs. En particulier, le calcul des fondations profondes soumises à des sollicitations sismiques relève des normes [NF EN 1998-1](#) et [NF EN 1998-5](#). En l'absence de valeurs de coefficients partiels relatifs à la portance et à la résistance de traction des fondations profondes pour les combinaisons à l'ELU sismiques dans les normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-5, il convient de considérer un facteur partiel γ_t égal à 1,1 pour les ELU relatifs à la portance et égal à 1,15 pour les ELU relatifs à la résistance de traction. Des indications sur le comportement transversal des fondations profondes sous charge sismique sont fournies en annexe I ([Article I.3](#)).



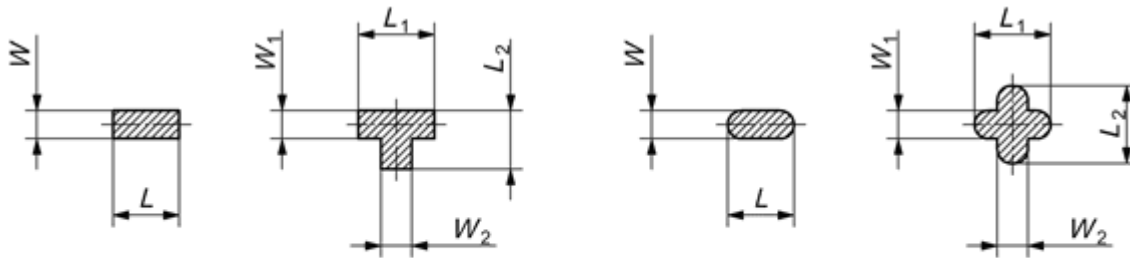
(a)



(b)

(a) et (b) Légende : 1 – Élément en béton préfabriqué ; 2 – Injection ; 3 – Tubage provisoire (extraction) ; 4 – Forage non tubé ; 5 – Béton armé ou non armé ou coulis de ciment ; B : Diamètre du fût

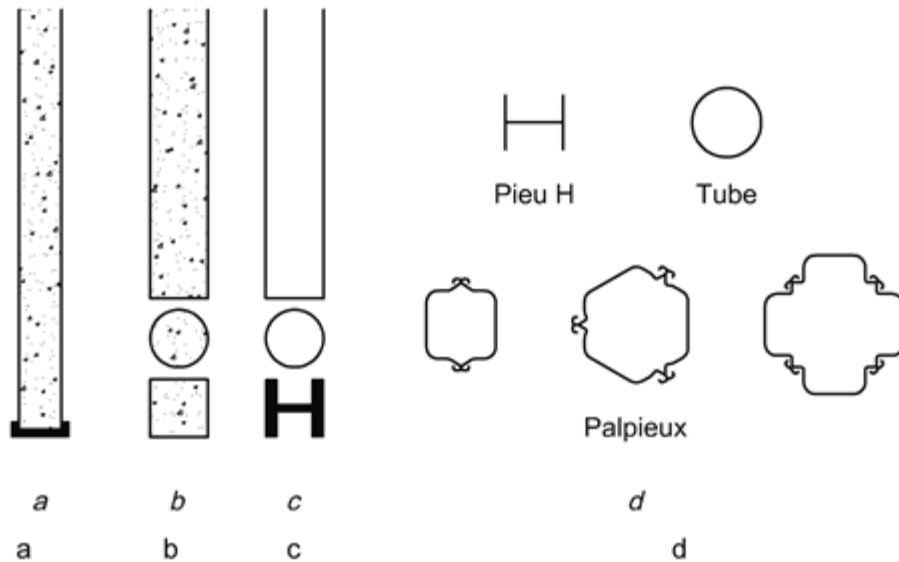
Figure 1.1 Exemples de pieux forés circulaires et de barrettes en béton (a et b)



(c)

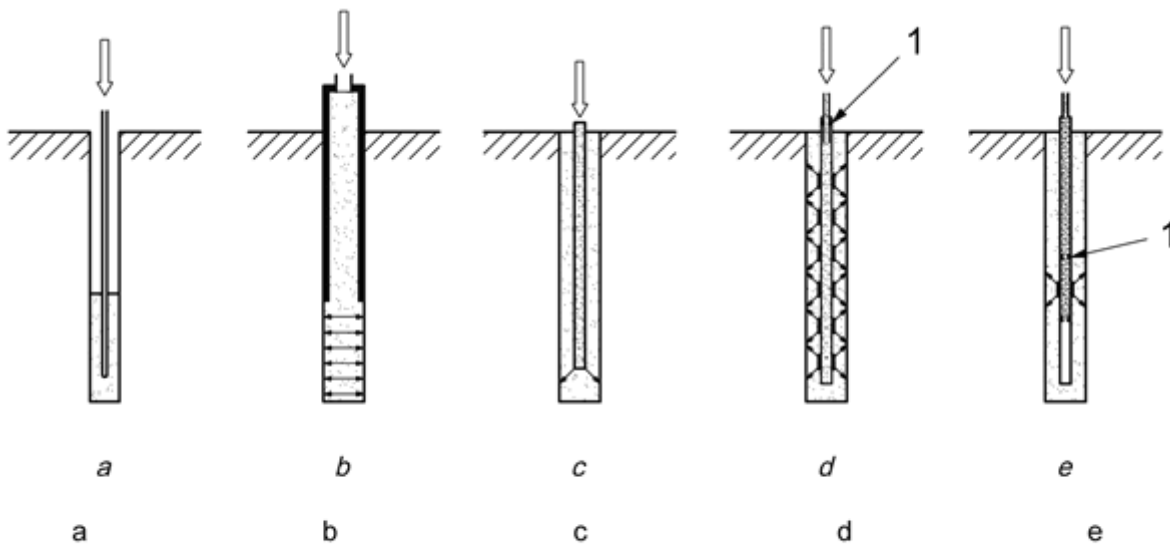
(c) Légende : W : Épaisseur ; L : Longueur

Figure 1.1 Exemples de pieux forés circulaires et de barrettes en béton (c)



Légende : a – Pieu battu en béton exécuté en place ; b – Pieu battu en béton préfabriqué ; c – Pieu battu en profilé métallique ; d – Exemple de sections de pieux battus en acier

Figure 1.2 Exemples de pieux battus en béton et en acier



Légende : a – Remplissage gravitaire d'un forage avec du coulis ; b – Injection en une seule passe par un tubage temporaire ; c – Injection en une seule passe par un élément porteur ; d – Injection répétitive par un tube à manchettes ; e – Injection en une seule passe par un tube à manchettes

Figure 1.3 Exemples de micropieux forés avec injection d'un coulis de scellement

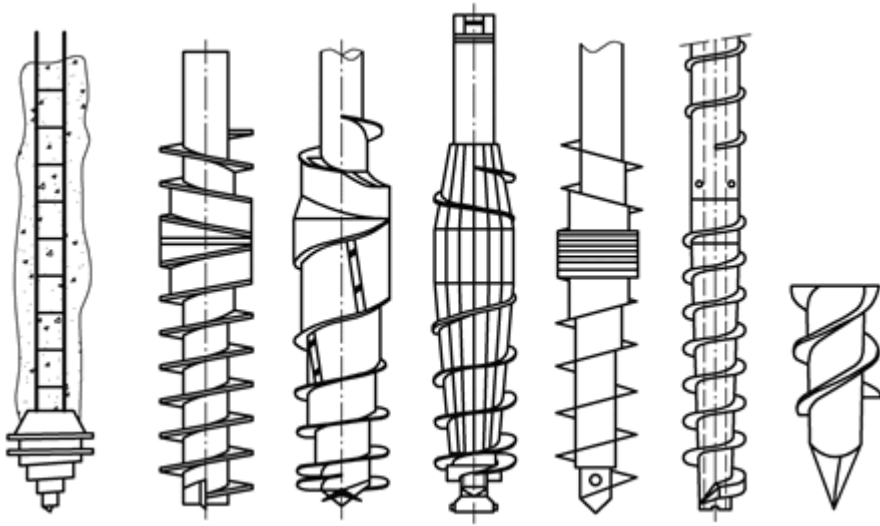


Figure 1.4 Exemples de techniques de pieux réalisés par vissage

Références normatives

Les documents référencés ci-après sont indispensables pour l'application de la présente norme. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements). Cette liste n'est pas exhaustive et il convient de se référer le cas échéant à l'ensemble des normes diffusées par l'AFNOR.

[NF P 94-270](#),

Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massif en sol cloué.

AC P 94-281 ,

*Justification des ouvrages géotechniques - Ecrans de soutènement - Murs de soutènement*¹.

1)

En préparation.

[NF P 94-282](#),

Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Ecrans.

[NF P 94-500](#),

Missions d'ingénierie géotechnique - Classifications et spécifications.

[NF EN 1990](#),

Eurocode structuraux

- Bases de calcul des structures avec son annexe nationale ([NF EN 1990/NA](#)).

[NF EN 1538](#),

Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Parois moulées.

[NF EN 1991](#),

Eurocode 1 : Actions sur les structures avec son Annexe nationale ([NF EN 1991/NA](#)).

[NF EN 1992-2](#),

Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 2 : Ponts en béton - Calcul des dispositions constructives avec son Annexe nationale ([NF EN 1992-2/NA](#)).

[NF EN 1992-1-1](#),

Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments) avec son Annexe nationale ([NF EN 1992-1-1/NA](#)).

[NF EN 1993-1-1](#),

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments avec son Annexe nationale ([NF EN 1993-1-1/NA](#)).

[NF EN 1993-5](#),

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 5 : Pieux et palplanches avec son Annexe nationale ([NF EN 1993-1-5/NA](#)).

[NF EN 1997-1](#),

Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales avec son Annexe nationale ([NF EN 1997-1/NA](#)).

[NF EN 1997-2](#),

Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais.

[NF EN 1998-1](#) ,

Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments avec son Annexe nationale ([NF EN 1998/NA](#)).

[NF EN 1998-5](#) ,

Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques avec son Annexe nationale ([NF EN 1998-5/NA](#)).

[NF EN 1536](#) ,

Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés.

[NF EN 12699](#) ,

Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux avec refoulement du sol.

[NF EN 14199](#) ,

Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Micropieux.

NF EN 12501-1 ,

Protection des matériaux métalliques contre la corrosion - Risque de corrosion dans les sols - Partie 1 : Généralités.

NF EN 12501-2 ,

Protection des matériaux métalliques contre la corrosion - Risque de corrosion dans les sols - Partie 2 : Matériaux ferreux faiblement alliés ou non alliés.

NF EN ISO 14688-1 ,

Reconnaissance et essais géotechniques - Dénomination, description et classification des sols - Partie 1 : Dénomination et description.

NF EN ISO 14688-2 ,

Reconnaissance et essais géotechniques - Dénomination, description et classification des sols - Partie 2 : principes pour une classification.

NF EN ISO 22476-3 ,

Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 3 - Essai de pénétration au carottier.

NF EN ISO 22476-12 ,

Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1 - Essai au pénétromètre statique pointe mécanique.

ISO 4356,

Bases du calcul des constructions. Déformations des bâtiments à l'état limite d'utilisation.

3 Termes, définitions et symboles

(1) Les termes principaux utilisés dans le présent document sont définis dans la présente section ou illustrés sur la Figure 3.1. Pour les besoins du présent document, les termes et définitions donnés dans la norme [NF EN 1990](#) applicables à l'ensemble des Eurocodes et ceux donnés dans la norme [NF EN 1997-1](#) spécifiques au calcul des ouvrages géotechniques s'appliquent également. Enfin, les différents types d'éléments de fondation profonde relevant du présent document sont décrits en [Annexe A](#).

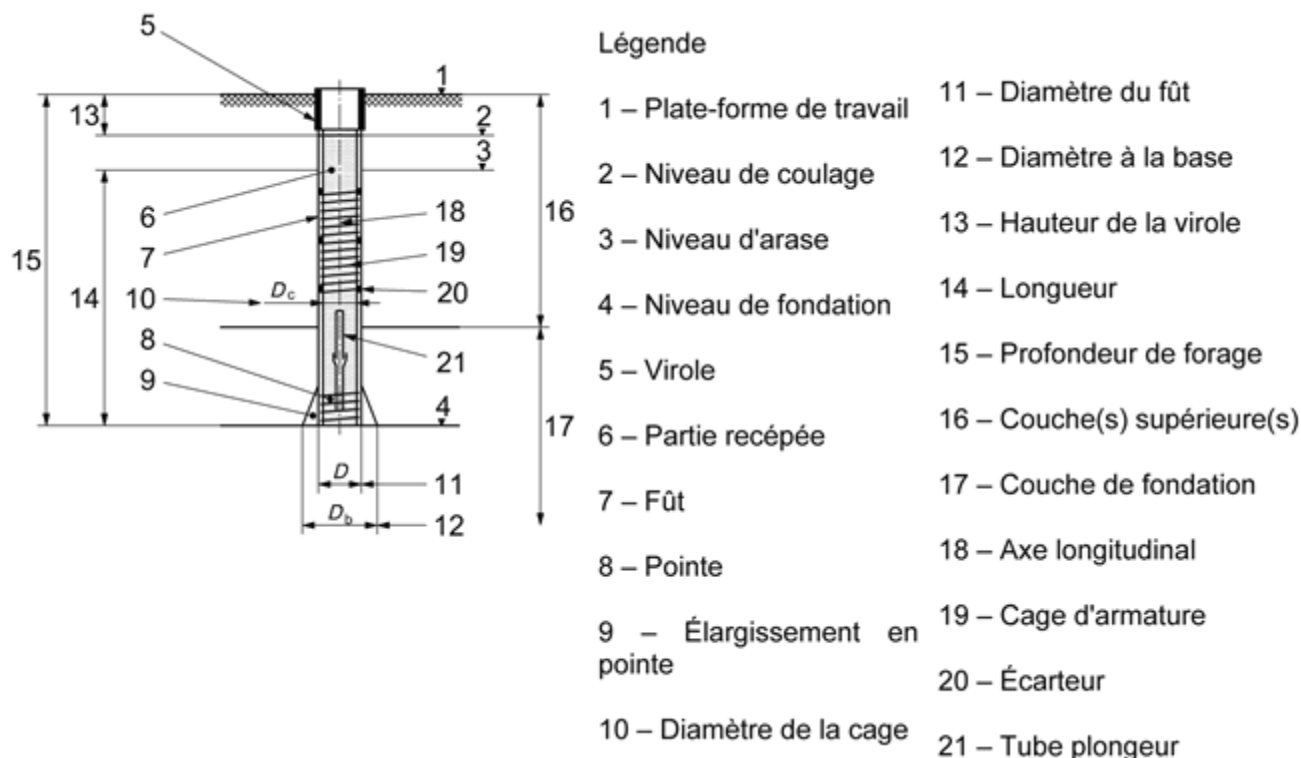


Figure 3.1 Termes et définitions sur un exemple de pieu foré en béton armé

3.1 Termes et définitions

3.1.1 action géotechnique ([NF EN 1990](#))

Action transmise à la structure par le terrain, un remblai, une masse d'eau ou l'eau souterraine.

3.1.2 expérience comparable

Informations documentées ou clairement établies par tout autre moyen, concernant le terrain considéré dans le calcul, mettant en jeu les mêmes types de sols et de roches, dont on peut attendre qu'ils aient un comportement géotechnique semblable, ainsi que des structures semblables. Les informations obtenues localement sont considérées comme particulièrement pertinentes.

3.1.3 fondation

Partie inférieure d'une construction destinée à assurer sa stabilité. Ce terme désigne selon le cas, des fondations superficielles (semelle, radiers), semi-profondes (puits, caissons) ou profondes.

3.1.4 pieu

Élément structural élancé placé dans le terrain, pour transférer à celui-ci les actions qui lui sont transmises par la structure portée ou par le terrain environnant. Il peut être préfabriqué ou réalisé en place et être mis en oeuvre par forage, par fonçage, par vibrage, par battage, par vissage ou par vérinage.

3.1.5 barrette

Élément de paroi moulée ou ensemble d'éléments de paroi moulée interconnectés (par exemple en forme de L, de T ou cruciforme) et bétonnés simultanément.

3.1.6 puits

Fondation profonde ou semi-profonde, de diamètre d'ordre métrique, creusée à la pelle ou à la benne preneuse.

3.1.7 micropieu

Pieu de petit diamètre (inférieur ou égal à 300 mm), généralement réalisé avec des techniques particulières.

3.1.8 pieu foré

Fondation profonde réalisée par forage ou par excavation manuelle (par exemple un pieu ou un micropieu foré, une barrette, un puits, etc.).

3.1.9 pieu à refoulement de sol

Fondation profonde réalisée par battage, ou vérinage, ou vibrage, ou vissage d'un élément préfabriqué en béton armé ou métallique. Ce terme comprend aussi les fondations profondes mises en oeuvre par introduction de béton, coulis ou mortier dans une empreinte réalisée par fonçage, battage ou vissage d'un tube fermé à sa base.

3.1.10 essai d'intégrité

Essai effectué sur un pieu fini, pour vérifier sa géométrie et le bon état des matériaux mis en place.

3.1.11 essai de chargement

Essai consistant à appliquer un effort en tête d'un pieu d'essai et à mesurer, au moins, le déplacement de celle-ci sous l'effort appliqué. Il existe différents types d'essai en fonction de la nature de l'effort appliqué (chargement statique croissant par paliers, impact dynamique unique ou multiple, effort variable par vérinage à vitesse d'enfoncement constante), en fonction de l'orientation de l'effort appliqué (chargement axial ou transversal en tête) et en fonction des mesures effectuées (mesures en tête seules ou sur un pieu instrumenté permettant d'accéder à la distribution des efforts le long du pieu en profondeur).

3.1.12 frottement négatif

Action géotechnique où le terrain environnant transfère à la fondation profonde une charge descendante, lorsqu'il tasse par rapport au fût de la fondation profonde.

3.2 Symboles et indices

3.2.1 Sols et ouvrages

(1) Les principaux symboles utilisés dans le présent document relatifs aux terrains et aux fondations profondes sont indiqués en [3.2.1.1](#) et [3.2.1.2](#).

NOTE 1

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

3.2.1.1 Lettres latines

- A_b surface de la base d'une fondation profonde
- A_s surface de la section transversale du fût d'une fondation profonde
- a distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde
- b distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde
- 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_{max} valeur maximale de la résistance à la compression du béton
- 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_{cm} module d'élasticité du béton
- E_{dif} module différé du béton
- E_M module pressiométrique Ménard
- f_{ck}^* résistance caractéristique à la compression à prendre en compte pour les vérifications de contraintes de compression du béton de structure de la fondation profonde
- f_{ck} résistance caractéristique à la compression à 28 jours
- $f_{ck}(t)$ résistance caractéristique à la compression à t jours ; $t \leq 28$ jours
- k_1 coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles de section selon la technique utilisée
- k_2 coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation
- k_3 coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués
- L plus grande longueur de la section d'une fondation profonde ($B=L$ pour une fondation profonde circulaire)
- n nombre de pieux ou de profils d'essais
- P périmètre d'une fondation profonde ou d'un groupe de fondations profondes
- p_l pression limite pressiométrique Ménard
- p_f pression de fluage pressiométrique Ménard
- q_c résistance à la pénétration (mesurée au pénétromètre statique selon la NF EN 22476-12)
- z distance verticale

3.2.1.2 Lettres grecques

- α_{cc} un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance du béton ([NF EN 1992-1-1](#))
- γ poids volumique
- γ' poids volumique déjaugé
- γ_c coefficient partiel relatif au béton ([NF EN 1992-1-1](#))
- φ' angle de frottement interne en contraintes effectives

3.2.2 Actions et résistances

(1) Les principaux symboles utilisés dans le présent document relatifs aux actions et aux résistances sont indiqués dans les articles [3.2.2.1](#) et [3.2.2.2](#).

NOTE 1

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

NOTE 2

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 profonde isolée, les indices « cal » et « m » se rapportent respectivement à une valeur calculée à partir de résultats d'essais sur le terrain et à une valeur mesurée lors d'un essai de chargement, enfin les indices « ug » et « crg » se rapportent respectivement à la résistance limite et à la charge de fluage du groupe de pieux.

NOTE 3

L'indice « str » est propre aux actions provenant d'une éventuelle superstructure ou à la résistance de cette structure.

NOTE 4

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.

NOTE 5

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.

3.2.2.1 Lettres latines

- « + » signifie « doit être combiné à »
- A surface d'une fondation profonde
- A_b surface d'une fondation profonde à prendre en compte pour le calcul de la résistance limite de pointe
- A_d valeur de calcul de l'action accidentelle
- A_{Ed} valeur de calcul d'une action sismique
- C_d valeur limite de calcul de l'effet d'une action
- E_d valeur de calcul de l'effet des actions
- F_d valeur de calcul d'une action
- F_k valeur caractéristique d'une action
- F_n frottement négatif sur une fondation profonde
- F_t valeur de la charge de traction axiale sur une fondation profonde en traction ou un groupe de fondations profondes en traction
- F_{tr} valeur de la charge transversale sur une fondation profonde ou un groupe de fondations profondes
- G action permanente
- G_{dst} action permanente déstabilisatrice pour une vérification vis-à-vis du soulèvement
- G_{stb} action verticale permanente stabilisatrice pour la vérification vis-à-vis du soulèvement
- G_{inf} action permanente déstabilisatrice
- G_{sup} action permanente défavorable
- G_{sn} action de frottement négatif
- G_{sp} action de poussées transversales

- H force horizontale
- K_f module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde
- K_s module linéique de mobilisation de la réaction tangentielle pour un élément de fondation profonde
- L_s longueur de mobilisation du frottement latéral pour un élément de fondation profonde
- M moment fléchissant
- Q action variable
- $Q_{k,1}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante
- $Q_{k,i}$ valeur de combinaison d'une autre action variable défavorable
- q_b pression résistante limite à la base d'une fondation profonde
- $q_{s,i}$ contrainte de frottement axial limite dans la couche i
- P périmètre d'une fondation profonde circulaire
- 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
- $R_{c,cal}$ valeur calculée de R_c déduite des résultats d'essais sur le terrain
- $R_{c,m}$ valeur mesurée de R_c dans un ou plusieurs essais de chargement d'une fondation profonde
- $R_{c,pr}$ valeur calculée de R_c suivant les recommandations de l'annexe de la norme NF EN 1990
- R_s résistance limite de frottement axial d'une fondation profonde
- $R_{s,cal}$ valeur calculée de R_s
- R_t résistance limite de traction d'une fondation profonde
- $R_{t,cr}$ charge de fluage de traction d'une fondation profonde
- $R_{t,m}$ valeur mesurée R_t dans un ou plusieurs essais de chargement d'une fondation profonde
- R_{tr} résistance d'une fondation profonde aux charges transversales
- T effort tranchant

3.2.2.2 Lettres grecques

- γ_b facteur partiel pour la résistance de pointe d'une fondation profonde
- γ_G facteur partiel pour une action permanente
- $\gamma_{G,sup} / \gamma_{G,inf}$ facteurs partiels pour les actions permanentes défavorables/favorables
- $\gamma_{G,sn} / \gamma_{G,sp}$ facteurs partiels pour les actions de frottement négatif/poussées transversales
- γ_M facteur partiel pour un paramètre de sol (une propriété de matériau), tenant compte aussi des incertitudes sur le modèle
- γ_Q facteur partiel pour une action variable
- $\gamma_{Q,1} / \gamma_{Q,i}$ facteurs partiels pour les actions variables dominantes/d'accompagnement i
- $\gamma_{R,d}$ facteur partiel pour l'incertitude dans un modèle de résistance
- γ_s facteur partiel pour la résistance de frottement axial d'une fondation profonde
- $\gamma_{S,d}$ facteur partiel pour les incertitudes dans la modélisation des effets des actions
- $\gamma_{s,t}$ facteur partiel pour la résistance de traction d'une fondation profonde
- γ_t facteur partiel pour la résistance totale d'une fondation profonde
- ξ facteur de corrélation en fonction du nombre de pieux testés ou de profils d'essais
- $\xi_1 ; \xi_2$ facteurs de corrélation pour évaluer les résultats des essais de chargement statique de pieux
- $\xi_3 ; \xi_4$ 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
- $\xi_5 ; \xi_6$ facteurs de corrélation pour dériver la résistance d'une fondation profonde d'essais d'impact dynamique
- 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
- Σ signifie « l'effet combiné de »

NOTE 1

Les indices de ψ pour les valeurs de combinaison des actions variables Q ont la signification suivante :

- le premier indice : (0) indique qu'il s'agit d'une valeur de combinaison, (1) indique qu'il s'agit d'une valeur fréquente, (2) d'une valeur quasi permanente.
- le second indice fait référence au numéro de l'action variable.

3.2.3 Abréviations

(1) Les principales abréviations utilisées dans le présent document sont les suivantes :

- 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)

4 Comportement des fondations profondes

4.1 Généralités

(1) L'objet de la section 4 est de décrire les comportements sous charge axiale ([Article 4.2](#)) et sous charge transversale ([Article 4.3](#)) d'une fondation profonde isolée (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Le comportement des fondations profondes sous charge axiale, décrit dans la [section 4.2](#), repose sur de très nombreux essais de chargement statique en compression de pieux réels, menés jusqu'à la rupture (caractérisée par convention par un enfoncement de la fondation profonde supérieur à 10 % de sa largeur), et le plus souvent instrumentés sur toute la longueur des pieux. Le comportement des fondations profondes sous charge transversale, décrit dans la [section 4.3](#) repose également sur des essais de chargement en vraie grandeur, mais en nombre limité, et sur des essais réalisés sur modèles réduits.

NOTE 2

Le comportement des fondations profondes sous chargement cyclique n'est pas décrit dans ce document. On se reportera si besoin aux articles spécialisés décrivant les expérimentations réalisées sur ces sujets. Dans l'état actuel des connaissances, seuls des essais spécifiques tels que ceux mis en oeuvre pour des projets off-shore permettent de cerner le comportement des fondations profondes soumis à des efforts cycliques. Quand la part cyclique des efforts est significative, il convient d'envisager l'éventualité d'une diminution progressive de la résistance du sol par fatigue.

NOTE 3

Les modèles de comportement schématiques recommandés pour la justification de la stabilité des fondations profondes sont présentés dans les [sections 9](#), [10](#) et du présent document.

4.2 Comportement sous charge axiale

(1) Lorsqu'on applique progressivement par paliers une charge axiale de compression en tête d'une fondation profonde isolée, on observe un enfoncement progressif de celle-ci en fonction de la charge appliquée. On obtient, le plus souvent, une courbe de chargement (Figure 4.2.1 a) avec une première partie où l'enfoncement de la tête de la fondation profonde demeure modéré lorsque la charge augmente, et se stabilise rapidement lorsqu'elle est maintenue constante, et, une deuxième partie, où l'enfoncement de la tête de la fondation profonde croît rapidement avec chaque incrément de charge, et ne se stabilise que pour une durée de temps importante (Figures 4.2.1 b et 4.2.1 c et Note 1).

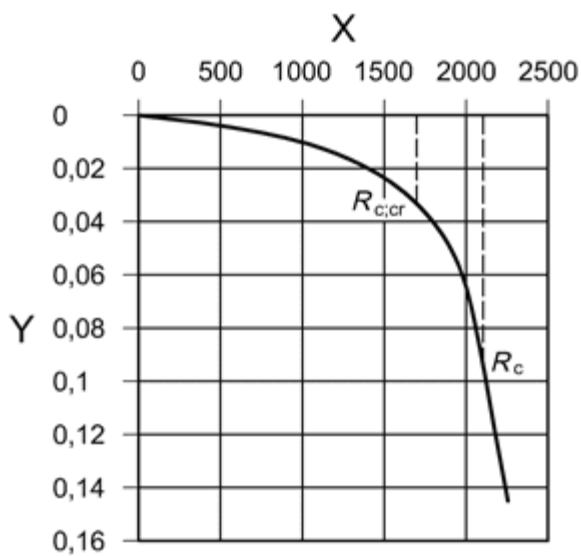
NOTE 1

La courbe de chargement permet de mettre en évidence la résistance limite à la compression ou la portance limite de la fondation profonde R_c et l'observation du comportement de la fondation profonde sous chaque palier de chargement sa charge de fluage $R_{c;cr}$ (Figure 4.2.1 a).

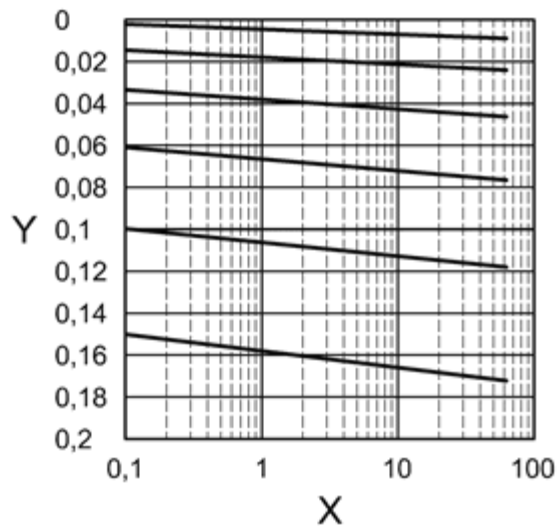
(2) Lorsqu'on applique une charge axiale de compression en tête d'une fondation profonde, on observe une diminution de l'effort axial de compression dans la fondation profonde avec la profondeur dû à la mobilisation du frottement axial unitaire ([Figure 4.2.2](#)).

(3) L'effort de frottement axial unitaire mobilisé à un niveau donné d'une fondation profonde croît progressivement avec le déplacement vertical de celle-ci à ce même niveau et sa valeur limite est le plus souvent atteinte pour un déplacement très faible (inférieur à un ou deux centimètres).

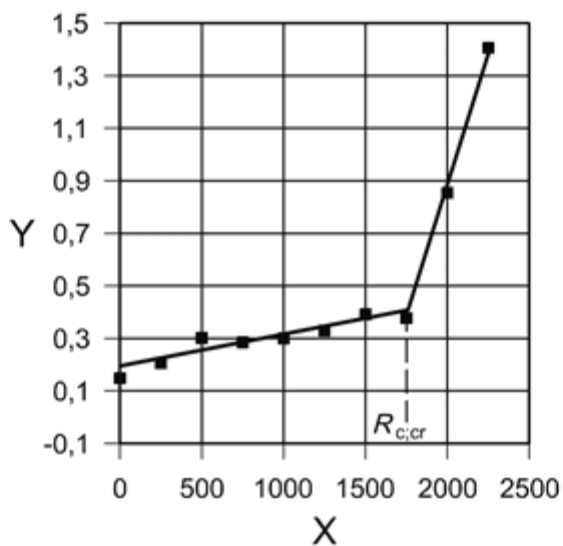
(4) La résistance de pointe d'une fondation profonde (R_b) ([Figure 4.2.2](#)) croît progressivement avec l'enfoncement de sa pointe, mais en règle générale, la résistance maximale en pointe n'est le plus souvent mobilisée que pour un enfoncement important de la pointe de la fondation profonde (supérieur à 10 % de sa largeur).



a – courbe charge-enfoncement de la tête



b – droites de stabilisation



c – pente des droites de stabilisation

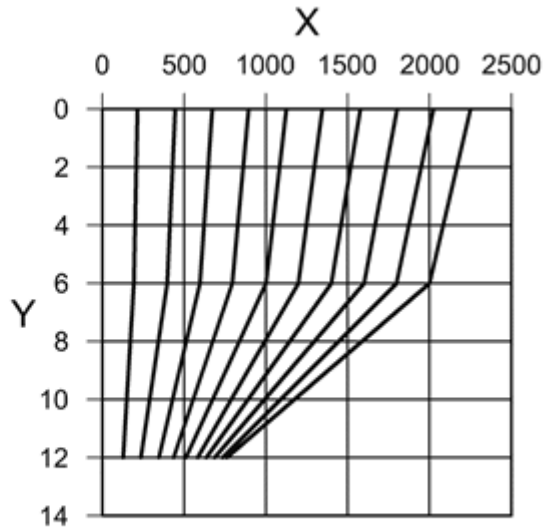
Légende :

a - X : charge appliquée [kN] – Y : Enfoncement du pieu [m]

b - X : Temps [min] – Y : Enfoncement du pieu [mm/h]

c - X : charge appliquée [kN] – Y : vitesse d'enfoncement [m]

Figure 4.2.1 Exemples de courbes obtenues lors d'un essai de chargement statique de pieu à partir des seules mesures du déplacement de la tête du pieu



Légende : X : charge en tête du pieu [kN] – Y : Profondeur [m]

Figure 4.2.2 Evolution des efforts avec la profondeur dans un pieu soumis à un chargement progressif statique par paliers

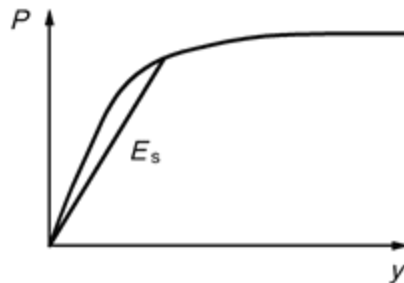
4.3 Comportement sous sollicitations transversales

(1) Lorsqu'on applique progressivement par paliers une charge transversale (horizontale) en tête d'une fondation profonde isolée, on observe un déplacement horizontal progressif de celle-ci en fonction de la charge appliquée. On obtient, le plus souvent, une courbe de chargement avec une première partie, où le déplacement horizontal de la tête de la fondation profonde demeure modéré lorsque la charge augmente et se stabilise rapidement lorsqu'elle est maintenue constante, et, une deuxième partie, où le déplacement horizontal de la tête de la fondation profonde croît rapidement avec chaque incrément de charge, et ne se stabilise que pour une durée de temps importante.

(2) Lorsqu'on applique une charge transversale en tête d'une fondation profonde, la réaction transversale du terrain mobilisée à un niveau donné croît progressivement avec le déplacement horizontal de la fondation profonde à ce niveau (Figure 4.3.1 et Note 1) et, en règle générale, l'effort maximal mobilisable n'est atteint que pour un déplacement horizontal de la fondation profonde assez important (plusieurs centimètres).

NOTE 1

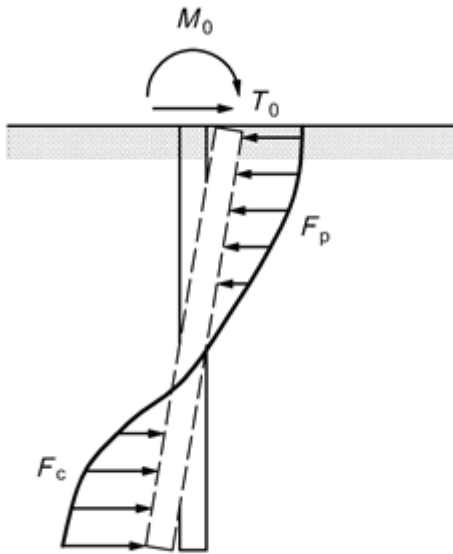
La courbe $P(y)$ est habituellement appelée courbe de réaction du sol (Figure 4.3.1).



Légende : p : pression de réaction (Pa) – y : déplacement relatif horizontal (m) – P : force répartie sur le pieu (N/m) ($P=pB$) (réaction transversale) – E_s : Module de réaction (Pa)

Figure 4.3.1 Courbes de mobilisation de la réaction transversale sur un pieu

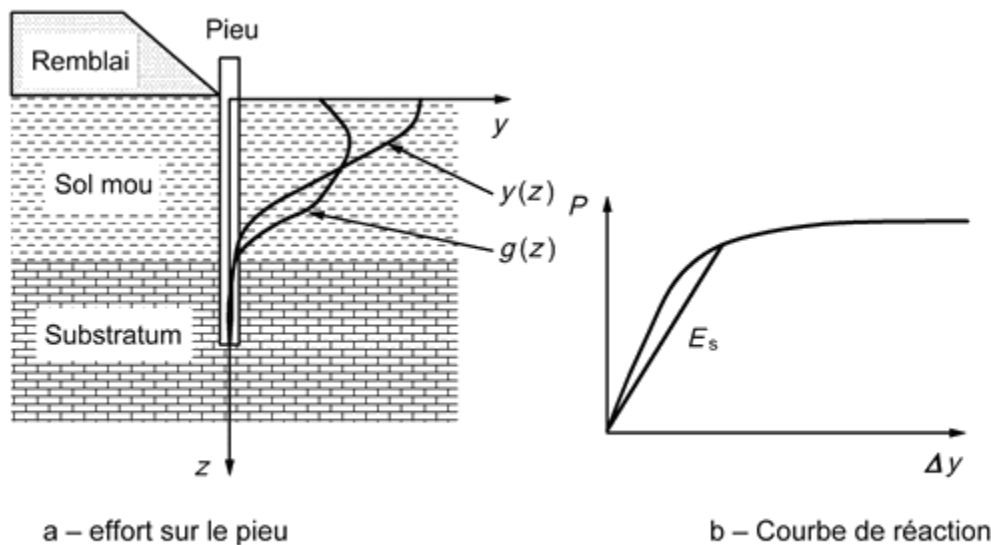
(3) Lorsqu'une fondation profonde est soumise à des sollicitations transversales en tête (effort horizontal et/ou moment), la distribution avec la profondeur de la réaction transversale mobilisée est schématisée sur la Figure 4.3.2.



Légende : F_c : contre butée – F_p : butée

Figure 4.3.2 Mobilisation de la réaction transversale du terrain en fonction de la profondeur dans le cas d'un pieu court

(4) Lorsqu'une fondation profonde est soumise à des sollicitations transversales dues à un déplacement horizontal d'ensemble du terrain (Figure 4.3.3 a), la réaction transversale du terrain mobilisée à un niveau donné croît progressivement avec la différence entre le déplacement horizontal de la fondation profonde et le déplacement libre du sol à ce niveau (Figure 4.3.3 b).



a – effort sur le pieu

b – Courbe de réaction

Légende : $g(z)$: déplacement libre du sol – $y(z)$: déplacement avec le pieu – $\Delta y = y(z) - g(z)$

Figure 4.3.3 Mobilisation de la réaction transversale du terrain dans le cas d'un déplacement d'ensemble de celui-ci

4.4 Mécanismes de ruine ou de désordres inacceptables

4.4.1 Généralités

(1) Les fondations profondes et les ouvrages qu'elles supportent peuvent périr ou subir des désordres inacceptables essentiellement du fait de la défaillance ou de la déformation excessive de leur structure, du terrain dans lequel les fondations sont réalisées ou du site dans lequel l'ouvrage est construit.

(2) Il découle des comportements et des mécanismes décrits dans les articles [4.2](#) et [4.3](#) que les différents états limites à considérer pour les fondations profondes sont (Note 1) :

- les états limites ultimes de défaut de résistance du terrain par insuffisance de portance, de résistance de traction ou de réaction transversale ([Article 4.4.2](#)) ;
- les états-limites ultimes de défaut de résistance structurale des fondations profondes à la compression, à la traction, à la flexion, au flambement ou au cisaillement ([Article 4.4.3](#)) ;
- l'état-limite ultime de stabilité générale du site ([Article 4.4.4](#)) ;
- les états-limites ultimes et de service de déformation du terrain et de la fondation ([Article 4.4.5](#)).

NOTE 1

La liste détaillée des états-limites à considérer pour un projet donné est indiquée dans l'[article 7.2](#) de la norme NF EN 1997-1. Il est précisé dans la [section 8](#) de ce document les états-limites habituellement à vérifier pour les projets courants.

(3) Il est nécessaire de vérifier, lorsqu'il y a lieu, qu'aucun de ces états-limites ne peut être atteint au cours de la construction de la structure portée et pendant sa durée d'utilisation prévue.

4.4.2 Résistance du terrain

(1) La ruine de la structure portée ou de la fondation elle-même, peut se produire lorsque les efforts transmis au terrain par un pieu isolé ou par l'ensemble de la fondation dépassent un seuil critique ou sont trop proches de la résistance limite mobilisable par le terrain.

(2) Selon le cas (solicitations axiales ou transversales), différents mécanismes de rupture du terrain peuvent se produire (poinçonnement, arrachement ou modes de rupture en butée).

4.4.3 Résistance structurale

(1) La ruine d'une fondation profonde peut se produire lorsque sa résistance structurale est insuffisante vis-à-vis de l'effet des actions les plus défavorables (moment fléchissant, effort tranchant, effort axial de compression ou de traction) qu'elle aura à subir, en cours de construction ou au cours de son utilisation.

(2) Les éléments de structure d'une fondation profonde doivent être vérifiés vis-à-vis de la rupture conformément aux spécifications des articles [2.4.6.4](#) (Notes 1 et 2) et [7.8](#) de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 1

Les valeurs de calcul des résistances des matériaux et les résistances de calcul des éléments de structure sont à déterminer conformément aux instructions des normes de calcul appropriées au matériau constitutif des fondations profondes (par exemple la norme NF EN 1992 pour les pieux en béton et la norme NF EN 1993 pour les pieux métalliques en acier de construction).

NOTE 2

Des dispositions complémentaires à la norme NF EN 1992 sont données dans les sections [6.4](#) et [12](#) de ce document. Elles concernent les facteurs à appliquer aux valeurs caractéristiques des résistances du béton pour tenir compte du mode d'exécution des fondations profondes en béton, des contrôles d'intégrité effectués et des spécificités de dimensionnement des fondations profondes vis-à-vis de l'effort tranchant.

4.4.4 Stabilité générale du site

(1) Dans chaque cas pertinent, une analyse spécifique de la stabilité du site dans lequel est implantée la fondation sur pieux ainsi qu'une étude des risques d'instabilité du site liés à la réalisation des travaux doivent être réalisées (Note 1).

NOTE 1

Les procédures de vérification de la stabilité d'ensemble font l'objet de la [section 13](#) du présent document.

(2) Lorsque la stabilité générale du site avant le début des travaux ou en cours de construction n'a pas le niveau de sécurité requis, il convient de prendre les dispositions constructives appropriées pour rendre la zone de travaux stable (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Il n'y a donc pas lieu de considérer les actions engendrées par un déplacement d'ensemble du terrain lié à un phénomène d'instabilité générale du site comme des actions vis-à-vis des fondations profondes.

NOTE 2

La réalisation de fondations profondes peut avoir pour objet la stabilisation d'un site instable, mais dans ce cas, leur justification ne relève pas du présent document.

4.4.5 Désordres liés aux déplacements des fondations profondes

(1) Le déplacement des fondations profondes est susceptible d'être inacceptable pour la structure des fondations profondes elles-mêmes ou pour la structure portée en cours de construction et/ou en cours d'exploitation (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Selon leur importance et selon le cas, le déplacement vertical ainsi que le déplacement horizontal des fondations profondes, peuvent entraîner des désordres et nuire à la fonction des constructions qu'elles supportent, voire entraîner leur ruine.

NOTE 2

Des structures portées pour lesquelles un déplacement horizontal de la fondation peut être excessif sont par exemple :

- une culée de pont en pied d'un remblai construit sur une couche compressible ;
- des ducs d'albe ou des structures très élancées (éoliennes ou similaires) ;

(2) Dans tous les cas, il convient d'adopter des dispositions constructives qui soient appropriées aux conditions de terrain et qui tiennent compte des déplacements prévisibles, tout en visant, autant que possible, à en limiter l'importance (Note 1).

NOTE 1

En règle générale, les calculs de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle et il est utile, lorsque cela est possible de se référer à une expérience comparable.

5 Actions et données géométriques

5.1 Actions

5.1.1 Principe général de calcul

(1) Les actions doivent être classées conformément à l'Article [4.1.1](#) de la norme NF EN 1990 en distinguant

- les actions permanentes (G) ;
- les actions variables (Q) ;
- les actions accidentelles (A).

(2) Les valeurs représentatives des actions doivent être déterminées conformément aux articles [4.1.2](#) et [4.1.3](#) de la norme NF EN 1990 ainsi qu'à l'article [2.4.5](#) de la norme NF EN 1997-1 (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Les actions ont plusieurs valeurs représentatives. La valeur caractéristique d'une action (indiquée k) est sa principale valeur représentative. Elle est déterminée conformément à l'article [4.1.2](#) de la norme NF EN 1990 complété, pour les actions géotechniques, par l'article [2.4.5.1](#) de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 2

Les valeurs des actions variables représentatives autres que la valeur caractéristique Q_k se déterminent selon les principes fixés à l'article [4.1.3](#) de la norme NF EN 1990. Elles se déduisent de la valeur Q_k en multipliant celle-ci par un coefficient Ψ_i . Les coefficients Ψ_0 , Ψ_1 , et Ψ_2 correspondants sont donnés pour les charges usuelles (bâtiment, circulations routières, chemin de roulement, etc.) aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990.

(3) Les valeurs de calcul des actions et de leurs effets doivent être déterminées conformément aux articles [6.3.1](#) et [6.3.2](#) de la norme NF EN 1990, complétés, pour les actions géotechniques, par l'article [2.4.6.1](#) de la norme NF EN 1997-1 (Note 1).

NOTE 1

Les actions à prendre en compte dans les différentes combinaisons d'actions sont fixées par la norme NF EN 1990 à l'article [6.4](#) pour les calculs aux états-limites ultimes et à l'article [6.5](#) pour les calculs aux états-limites de service.

(4) Le classement des actions et la détermination de leur valeur doivent également tenir compte des dispositions de la présente norme (Note 1).

NOTE 1

Des précisions sont données dans cette section ou aux endroits appropriés du présent document, d'une part pour le classement des actions en fonction de leur origine, de leur variation spatiale et de leur nature, et d'autre part pour la détermination des valeurs des actions géotechniques et la prise en compte des effets dus à l'eau.

5.1.2 Actions à transmission directe

(1) 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 l'intermédiaire de celui-ci, doivent être déterminées conformément à la norme NF EN 1991 ou à défaut fixées par le marché (Note 1).

NOTE 1

L'attention est attirée sur le fait que l'intensité des actions à transmission directe peut dépendre de l'interaction sol-structure. Par exemple, la répartition d'une action entre les différents pieux peut dépendre de la rigidité de la structure portée et de celle de chaque pieu.

(2) Le poids propre des fondations doit être introduit dans les calculs avec sa valeur la plus probable, évaluée à partir des volumes définis d'après les dimensions prévues sur les plans d'exécution.

5.1.3 Actions dues au sol

5.1.3.1 Actions d'origine pondérale

(1) Les actions d'origine pondérale (poids, poussée, butée) doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions.

(2) La valeur caractéristique d'une action d'origine pondérale doit être déterminée :

- à partir des volumes, en tenant compte du modèle de fonctionnement adopté (Note 1) et d'une éventuelle modification défavorable de la géométrie lorsqu'elle est prévisible ;
- à partir des poids volumiques des terrains mesurés lors de la reconnaissance géotechnique et/ou de données bibliographiques représentatives dans le cas de terrain en place (Note 2),
- à partir de poids volumiques représentatifs tenant compte de la nature du sol, de son mode de mise en oeuvre et de sa compacité dans le cas de sol rapporté (Note 2).

NOTE 1

Dans le cas d'une structure assurant une fonction de soutènement, le volume des terres engendrant un effet pondéral sur la fondation dépend du modèle de calcul adopté pour la mobilisation de la poussée.

NOTE 2

Des indications sont données dans la section 6 et dans l'annexe M pour la détermination du poids volumique des terrains en place (Articles [6.2](#) et [M.2](#)) et des matériaux rapportés (Articles [6.3](#) et [M.3](#)).

5.1.3.2 Actions de poussée ou de butée

(1) Les actions de poussée ou de butée des terres qui agissent sur un écran ou un mur doivent être déterminées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, section [9.5](#) et des normes NF P 94-281 et [NF P 94-282](#) (Notes 1 et 2).

NOTE 1

L'intensité et la distribution des actions de poussée ou de butée dépendent du type de structure considéré, des caractéristiques mécaniques du sol et de l'amplitude des déplacements susceptibles d'affecter l'écran sur lequel s'exercent ces pressions.

NOTE 2

Les procédures recommandées pour le calcul de ces actions sont indiquées dans les normes complémentaires NF P 94-281 et NF P 94-282 traitant des ouvrages de soutènement, respectivement des murs et des écrans.

(2) Les pressions du sol qui agissent sur les fondations profondes du fait d'un déplacement de la fondation doivent être traitées comme des réactions d'appuis et être évaluées à partir de modèles de calcul appropriés (Notes 1 et 2).

NOTE 1

On vise par exemple le cas de la réaction du terrain autour d'une fondation profonde sollicitée par une force horizontale en tête.

NOTE 2

Les modèles recommandés pour le calcul de ces pressions sont indiqués en annexes [L](#) et [K](#).

(3) Les actions de poussée ou de butée du sol doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions (Note 1).

NOTE 1

Suivant les cas, on attribue à ces actions, soit une valeur caractéristique maximale seule, soit un couple de valeurs caractéristiques, respectivement maximale et minimale, en considérant la plus défavorable des deux pour l'état limite étudié.

5.1.3.3 Actions dues à un déplacement d'ensemble du sol

(1) Les actions dues à un déplacement d'ensemble du sol (Notes 1 à 3) doivent être déterminées conformément aux dispositions de la norme [NF EN 1997-1](#) et du présent document.

NOTE 1

Ces actions peuvent être dues :

- soit à un phénomène d'instabilité du site de l'ouvrage,
- soit à un tassement ou un fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement de la nappe phréatique.

NOTE 2

Les actions résultant d'un phénomène d'instabilité du site sortent du cadre de cette norme. Ce type de problème se rencontre en particulier lorsque l'ouvrage est implanté en montagne et que les fondations traversent des éboulis en limite de stabilité. De même, cette norme ne s'applique pas au cas de sites miniers, de carrières souterrains, de sites karstiques ou encore de sites où des loess (ou des remblais) effondrables sont présents. De telles conditions sont susceptibles de motiver une classification du projet en catégorie géotechnique 3.

NOTE 3

Les actions considérées sont :

- les actions engendrées par un tassement du sol, appelées frottements négatifs ;
- les actions engendrées par un déplacement horizontal du sol, appelées poussées transversales.

(2) Les efforts dus au frottement négatif sur une fondation sur pieux ou sur une partie de structure remblayée doivent être évalués suivant un modèle approprié ([Annexe H](#)) et être introduits dans les calculs en tant que valeur caractéristique représentative de l'action correspondante.

(3) Les poussées transversales agissant sur une fondation sur pieux ou sur une partie de structure remblayée doivent être évaluées à partir d'une fonction représentative du déplacement du sol en considérant celui-ci comme une action ([Annexe K](#)).

(4) Les efforts dus au frottement négatif et aux poussées transversales doivent être traités comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions (Note 1).

NOTE 1

Les actions dues à des déplacements d'ensemble du sol ont une intensité qui varie généralement dans le même sens en tendant vers une limite, c'est pourquoi il convient de les ranger dans la catégorie des actions permanentes. Ces actions ont toutefois été isolées des autres actions permanentes car elles ne peuvent faire l'objet des mêmes pondérations, difficulté contournée en appliquant un coefficient de modèle pour les déterminer.

5.1.4 Actions transmises par le sol

(1) 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, mais qui sollicitent la fondation par l'intermédiaire de celui-ci doivent être déterminées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 section [9.5](#) et des normes NF P 94-281 et [NF P 94-282](#) (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Dans les cas usuels, il s'agit principalement des effets des pressions sur un écran de soutènement (culée par exemple) supportant une charge d'exploitation ou de stockage.

NOTE 2

L'intensité et la distribution de ces pressions dépendent du type de structure considéré, des caractéristiques mécaniques du sol et de l'amplitude des déplacements susceptibles d'affecter l'écran sur lequel s'exercent ces pressions. Par exemple, la diffusion d'une charge variable à travers un remblai peut être étudiée suivant différents modèles dont la validité dépend du type de la charge, de sa durée d'application, ainsi que de la nature de la structure.

NOTE 3

Les procédures recommandées pour le calcul des pressions sur un écran sont indiquées dans les normes complémentaires NF P 94-281 et NF P 94-282 traitant des ouvrages de soutènement, respectivement des murs et des écrans.

(2) 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, doivent être traitées comme des actions variables ou permanentes dans les combinaisons d'actions selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

5.1.5 Actions dues à l'eau

5.1.5.1 Généralités

(1) Les actions visées sont de deux types :

- l'eau contenue dans le terrain est en équilibre ou quasi équilibre hydrostatique, c'est à dire que l'effet des gradients hydrauliques est négligeable et que les actions dues à l'eau peuvent être représentées sous la forme de pressions statiques (Note 1) ;
- l'eau génère des actions hydrodynamiques.

NOTE 1

Il s'agit du champ de pression de l'eau en contact avec la structure. Cette action s'apparente à une action à transmission directe. Dans la plupart des cas, elle se traduit par la poussée « d'Archimède » sur la structure. La présence d'eau a également pour effet de modifier les actions dues au terrain par l'effet de « déjaugage » de celui-ci. En cas de circulations d'eau dans le sol, le gradient hydraulique modifie également les actions dues au terrain par l'effet communément appelé « pression de courant ».

(2) Le choix des positions des surfaces de l'eau libre et des niveaux piézométriques des nappes souterraines doit (Notes 1 à 4) :

- être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site ;
- être approprié à l'état limite considéré en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent.

NOTE 1

Les variations des conditions hydrauliques (imbibition, séchage) souterraines peuvent modifier l'état hydrique des sols et donc leurs caractéristiques mécaniques. L'imbibition de certains sols (remblai ou loess n'ayant connu que des degrés de saturation faibles) peut provoquer un phénomène d'affaissement du terrain. Les sols situés immédiatement sous la base d'une fondation profonde peuvent perdre du fait de l'imbibition une partie de leur portance ce qui peut entraîner des dommages plus ou moins conséquents pour la structure portée.

NOTE 2

Il est important de noter que les valeurs des paramètres mécaniques des sols varient en fonction de leur état de saturation et qu'il faut donc être attentif à la période de l'année pendant laquelle les reconnaissances ont été réalisées.

NOTE 3

Il est rappelé que les niveaux d'eau relèvent des données géométriques ([Article 5.2](#)) et que leurs valeurs sont, selon le cas, des valeurs par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés ([Clause 5.2.2](#) (2)).

NOTE 4

Les valeurs des niveaux d'eau sont à fixer lors des études de projet. Des indications sont données dans les articles [7.1](#) et [5.2](#) du présent document pour fixer les niveaux de référence.

5.1.5.2 Pressions statiques

(1) L'intensité et la répartition des pressions doivent être évaluées à partir des niveaux de référence définis pour la situation de projet considérée (Note 1).

NOTE 1

Les situations et les niveaux de référence à considérer en cours de construction et en cours d'exploitation sont respectivement indiqués dans les articles [7.1.2](#) et [7.1.3](#) de la présente norme. L'article [5.2](#) rappelle les définitions des niveaux de référence habituellement considérés.

(2) Une action due à l'eau dont l'effet peut être assimilé à celui de pressions statiques doit être traitée, pour une situation de projet donnée, comme une action permanente dans les combinaisons d'actions (Note 1).

NOTE 1

C'est par l'intermédiaire des différentes situations de projet étudiées que son caractère variable est pris en compte.

5.1.5.3 Actions hydrodynamiques

(1) Les actions hydrodynamiques du courant doivent être évaluées à partir des niveaux de référence définis pour la situation de projet considérée (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Dans le cas de structures implantées en site maritime, l'attention est attirée sur le fait que l'intensité des effets de houle devient importante dès que l'amplitude des ondes atteint deux mètres environ ou plus. Une étude spécifique (dynamique) est nécessaire dans chaque cas car les effets de la houle dépendent étroitement des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure considérée.

NOTE 2

Dans les cas usuels, les efforts engendrés par une veine d'eau de vitesse moyenne v et de hauteur h sur un obstacle fixe de largeur B peuvent être assimilés à un diagramme de pressions triangulaire dont la pression maximale est située au niveau de la surface libre et dont la résultante vaut (Figure [5.1.5](#)) :

$$F = k\rho_w hBv^2 \quad (5.1.5)$$

- h et B sont exprimés en m ;
- v est la vitesse en m/s ;
- F est la force résultante en N ;
- ρ_w représente la masse volumique de l'eau qu'il est admis de prendre égale à 1000 kg/m^3 dans tous les cas ;
- k prend les valeurs suivantes :
 - 0,72 si la section plane de l'obstacle est carrée ou rectangulaire,
 - 0,35 si la section plane de l'obstacle est circulaire.

La hauteur h tient compte de l'affouillement général éventuel correspondant au niveau d'eau considéré, mais n'intègre pas la hauteur d'affouillement local.

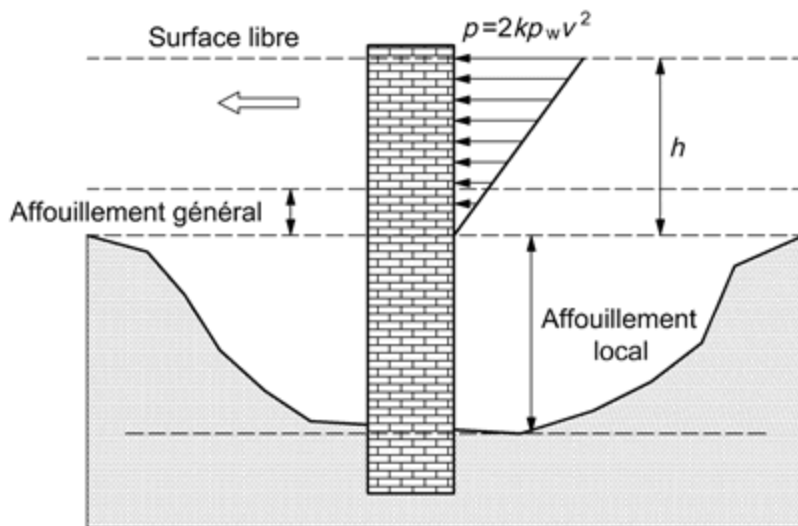


Figure 5.1.5 Effets hydrodynamiques du courant

(2) Les effets hydrodynamiques autres que l'action du courant doivent faire l'objet d'une étude spécifique et l'action correspondante pourra, suivant sa nature et son intensité, être classée parmi les actions variables ou accidentelles (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Les actions hydrodynamiques visées sont principalement celles dues à la houle, au courant de marée, au batillage ou celles engendrées par un séisme.

NOTE 2

Le choix du modèle d'action à adopter pour évaluer la valeur pseudo-statique d'une action hydrodynamique pour une situation donnée de projet est fonction des conditions du projet et de l'état limite considéré. Il relève le plus souvent de spécialistes² et est à définir avant les études de projet.

2)

On trouvera dans les Recommandations pour le calcul aux états limites des Ouvrages en Site Aquatique (ROSA 2000) diffusé par le CETMEF des indications pour le calcul des sollicitations hydrodynamiques de courant fluvial ou marin ainsi que des effets de la houle et du batillage.

NOTE 3

Dans le cas de structures implantées en site maritime, une étude spécifique (dynamique) est le plus souvent nécessaire pour définir l'intensité des effets de la houle.

5.1.6 Actions sismiques

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

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

NOTE 1

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

5.2 Données géométriques

5.2.1 Principes généraux

(1) La cote et la pente de la surface du terrain, les niveaux d'eau, les niveaux des interfaces entre les couches, les niveaux des excavations et les dimensions des ouvrages géotechniques doivent être traités comme des données géométriques et leurs valeurs nominales doivent tenir compte de la variation des valeurs réelles in situ.

(2) Lorsque l'incertitude Δa relative à une donnée géométrique est importante et susceptible d'avoir des répercussions significatives sur la fiabilité du projet, la valeur de calcul de cette donnée, a_d , doit être déduite de la valeur nominale a_{nom} en appliquant la relation :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (5.2.1)$$

5.2.2 Niveaux du terrain et des interfaces de couches

(1) Il doit être tenu compte des valeurs réelles (Note 1) in situ du niveau du terrain, et le cas échéant des excavations prévues et de l'affouillement éventuel du terrain (Clause [7.1.2](#)(3)).

NOTE 1

Ces données importantes sont normalement à définir lors de l'élaboration du projet et à valider au stade des études d'exécution.

(2) Lorsque les valeurs des niveaux de la surface du terrain et des interfaces de couches sont déterminées de manière prudente, l'incertitude Δa à considérer est nulle.

5.2.3 Niveaux d'eau

(1) Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain et des eaux souterraines (Note 1) doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

NOTE 1

Les eaux souterraines peuvent être libres ou captives (nappe en charge). Les eaux extérieures sont des eaux libres (fluviales ou autres). Les niveaux des eaux peuvent être différents de ceux repérés au cours de la reconnaissance du site. Ils peuvent aussi évoluer au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage (par exemple lorsque l'écran fait barrage à l'écoulement d'une nappe ou dans le cas d'une nappe captive).

(2) Pour une situation de calcul donnée (Article [7.1](#)), la valeur d'un niveau piézométrique doit être une estimation prudente (Note 1) du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré (Note 2), susceptible de se produire au cours de la situation de projet examinée.

NOTE 1

La valeur caractéristique est, selon le cas, une valeur par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés.

NOTE 2

C'est-à-dire en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent.

(3) Il convient que le niveau piézométrique des eaux extérieures au terrain et souterraines, dans les situations de projet durables et transitoires, soit fixé par priorité en se référant, au niveau EB (niveau quasi permanent), au niveau EF (fréquent) et au niveau EH (caractéristique) (Notes 1 et 2), lorsque les valeurs de ces niveaux sont facilement accessibles (Note 3) (Figure [5.2.3](#)).

NOTE 1

Les notations adoptées et les définitions qui suivent se réfèrent à l'annexe nationale de la norme NF EN 1990 et sont adaptées au cas des ouvrages fondés sur pieux. Le niveau EB peut être défini comme celui correspondant au niveau susceptible d'être dépassé pendant 50 % du temps de référence, le niveau EF pendant 1 % du temps de référence et le niveau EH présente en principe une période de retour de 50 ans.

NOTE 2

Le temps de référence correspond normalement à la durée de vie de l'ouvrage et, à défaut, il convient de le considérer égal à 50 ans.

NOTE 3

Les niveaux à considérer peuvent être différents des niveaux EH et EB tels que définis dans la présente clause, en particulier en phase travaux.

(4) Lorsqu'il y a lieu, il convient de fixer le niveau EE maximal susceptible d'être atteint pendant la durée de vie de l'ouvrage pour les situations accidentelles (Note 1 et Figure 5.2.3).

NOTE 1

Le niveau EE correspond à une cote dans la structure où un dispositif d'écrêtement limite la pression de l'eau.

(5) Sauf autre spécification, la valeur de calcul d'un niveau d'eau doit être prise égale à sa valeur caractéristique (Note 1).

NOTE 1

Un niveau d'eau est normalement traité comme une donnée géométrique et sa valeur de calcul déduite de sa valeur caractéristique ou nominale à partir de la relation 5.2.1. Dans la mesure où la valeur caractéristique de la position d'un niveau d'eau est fixée par le marché ou lorsqu'on a tenu compte des fluctuations d'une nappe pour définir son niveau caractéristique, l'incertitude Δa à considérer est nulle.

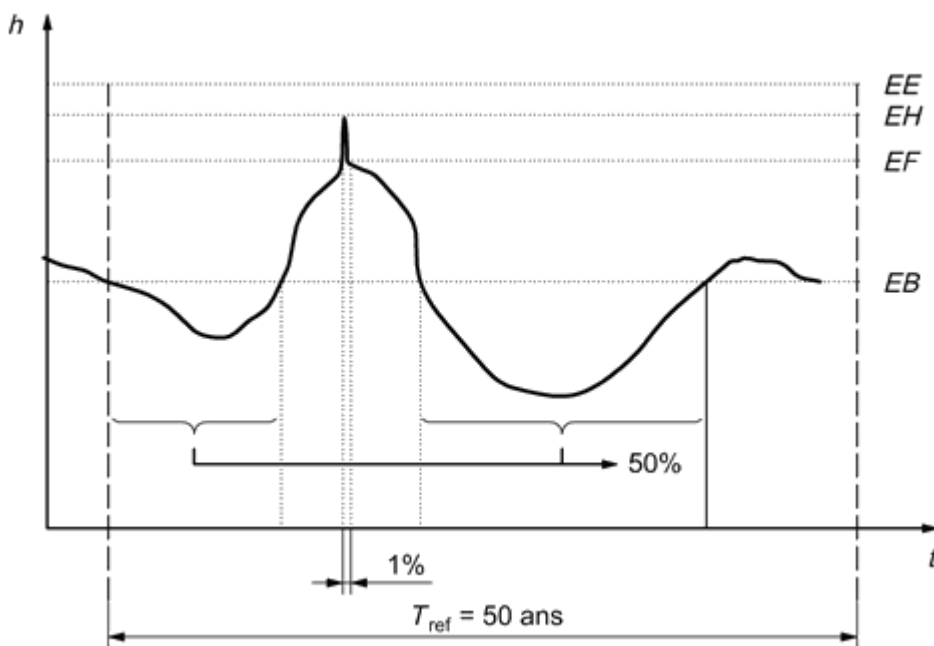


Figure 5.2.3 Représentation des niveaux d'eau EB, EF, EH et EE

6 Propriétés des terrains et des matériaux

6.1 Principes généraux

(1) Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées conformément aux normes NF EN 1997-1 (Articles [2.4.3](#) et [2.4.5.2](#)) et [NF EN 1997-2](#) en tenant compte des dispositions des articles [6.2](#) pour les terrains en place et [6.3](#) pour les matériaux rapportés.

(2) Les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux constitutifs des fondations profondes doivent être déterminées conformément aux normes de calcul pertinentes (Notes 1 et 2) et lorsqu'il y a lieu aux normes produits appropriées.

NOTE 1

Par exemple conformément aux spécifications de la norme [NF EN 1992-1-1](#) pour les pieux en béton et à celles de la norme [NF EN 1993-1-1](#) pour les pieux métalliques en acier de construction.

NOTE 2

Des règles complémentaires applicables aux produits classiques (béton armé, acier de construction) pour le calcul des fondations profondes sont toutefois indiquées dans l'article [6.4](#) du présent document.

6.2 Terrains en place

(1) Il est nécessaire de procéder à une reconnaissance géotechnique du site (Notes 1 à 3), jusqu'à une profondeur suffisante, pour identifier les terrains en place ainsi que les conditions hydrauliques et hydrogéologiques, établir le modèle géotechnique du site et définir les valeurs représentatives des propriétés des terrains nécessaires à la vérification des états limites et à l'exécution des travaux.

NOTE 1

Pour les fondations profondes, il n'est pas possible d'assurer que les exigences minimales seront satisfaites avec un risque négligeable sur la seule base de l'expérience et ou d'une reconnaissance géotechnique qualitative. Des sondages comprenant une caractérisation des propriétés mécaniques des terrains sont nécessaires.

NOTE 2

L'importance et le contenu des reconnaissances sont fonction du type d'ouvrage, des conditions du terrain et des modèles de comportement retenus et il convient d'ajuster la consistance et le volume des reconnaissances et d'études à la catégorie géotechnique de projet ([Annexe P](#)). Une étude géologique et hydrogéologique du site complétée par une reconnaissance avec des essais sur le sol en place ou des essais en laboratoire est le plus souvent nécessaire.

NOTE 3

Les exigences essentielles et les points importants concernant l'objectif des reconnaissances géotechniques et leur contenu sont indiquées dans les normes [NF EN 1997-1](#) et [NF EN 1997-2](#). On rappelle dans l'annexe M (Article [M.1](#)) les points importants à considérer.

(2) Un modèle géotechnique du terrain doit être établi (Note 1) au cours des études d'avant-projet et de projet au sens de la norme [NF P 94-500](#). Pour chacune des zones du projet à l'intérieur desquelles les épaisseurs des différentes couches de sol peuvent être considérées comme uniformes et leurs propriétés homogènes, il convient de définir :

- les valeurs moyennes ainsi que les valeurs représentatives ou caractéristiques des paramètres des différentes couches de terrain (Note 2) ;

- les conditions aux limites géométriques (couches de terrain, ...), mécaniques (surcharges, ...) et hydrauliques (conditions d'écoulement des eaux, ...).

NOTE 1

Un modèle géotechnique est indispensable pour concevoir, étudier et dimensionner une fondation sur pieux et aussi pour suivre et contrôler son exécution.

NOTE 2

Ces paramètres comprennent entre autres le poids volumique, les paramètres de cisaillement drainé et non drainé, les paramètres déduits d'essais pressiométriques ou pénétrométriques et d'autres paramètres pertinents.

(3) Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées, y compris pour les phases de construction, conformément aux articles [2.4.3](#) et [2.4.5.2](#) de la norme NF EN 1997 (Notes 1 et 2), complétés par les indications des articles [M.2.1](#) et [M.2.2](#).

NOTE 1

Il importe en particulier que les propriétés des terrains soient déduites, directement ou par des corrélations, d'essais en place ou d'essais en laboratoire normalisés, et que la valeur caractéristique des paramètres s'appuie sur ces données qui peuvent être le cas échéant complétées par les enseignements de l'expérience (Clause [6.2](#) (4)). Lorsqu'on utilise des corrélations pour obtenir les valeurs des propriétés des terrains, il convient que les corrélations utilisées soient appropriées aux conditions de terrain et au matériel d'essai utilisé et documentées (Clause [M.2](#) (3)).

NOTE 2

Il convient également que la valeur caractéristique retenue pour un paramètre géotechnique soit une estimation prudente de la valeur qui influence l'état limite considéré (Article [M.2.2](#)).

(4) La représentativité et la cohérence des différentes valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de justification doivent être contrôlées (Note 1).

NOTE 1

Les valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques sont par exemple à comparer aux informations antérieures obtenues localement. Ces comparaisons ont pour objet d'éliminer des valeurs manifestement non pertinentes ou non cohérentes.

6.3 Matériaux rapportés

(1) Il convient de spécifier la nature d'un matériau rapporté et les valeurs de ses propriétés avant le début des études de projet en distinguant le cas où la provenance du matériau n'est pas prescrite, de celui où elle est imposée (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Lorsque la provenance des terrains rapportés n'est pas prescrite, ces derniers ne font pas l'objet d'études géotechniques préalables et la procédure consiste :

- avant le début des études : à définir les propriétés du remblai (Note 2 et Clause [M.3](#) (3)) et à fixer des critères à respecter afin de les obtenir (par exemple : classe de terrain et condition de mise en place) ;
- avant le début des travaux : à rechercher les zones d'emprunt ou les sources d'approvisionnement possibles correspondant aux critères définis, en se basant sur une reconnaissance géotechnique ou sur des données existantes documentées ;
- pendant les travaux : à contrôler la convenance du matériau approvisionné et sa mise en oeuvre.

NOTE 2

On indique en [annexe M.3](#) les valeurs de poids volumique habituellement prises en compte dans les calculs pour les sols rapportés courants.

NOTE 3

Quand la provenance du matériau rapporté est imposée (matériau provenant du site ou d'un emprunt proche du site), la procédure consiste :

- avant le début des études : à effectuer une reconnaissance géotechnique permettant de fixer au moins son poids volumique et d'identifier les propriétés du sol rapporté ;
- pendant les travaux : à contrôler la convenance du matériau approvisionné et sa mise en oeuvre.

(2) Il convient de définir, durant les études de projet, les propriétés géotechniques suivantes :

- le poids volumique et lorsqu'il y a lieu, les paramètres de cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) et de déformation ainsi que d'autres paramètres pertinents ;
- les exigences concernant la distribution granulométrique (classe du matériau, coefficient d'uniformité) et, quand c'est approprié, celles concernant la mise en oeuvre du matériau (teneur en eau, masse volumique optimale, etc.).

6.4 Matériaux constitutifs des fondations profondes

6.4.1 Béton, coulis ou mortier

(1) Pour la vérification de la résistance structurelle d'une fondation profonde en béton, coulis ou mortier, les dispositions de la norme [NF EN 1992-1-1](#) avec son annexe nationale [NF EN 1992-1-1/NA](#) s'appliquent, complétées par les spécifications qui suivent.

(2) Conformément aux dispositions de la norme NF EN 1992-1-1, pour l'établissement des projets, un béton, coulis ou mortier doit être défini :

- par sa résistance caractéristique à la compression f_{ck}^* ;
- par sa résistance caractéristique à la traction $f_{ctk0,05}$;
- par son module d'élasticité E_{cm} .

(3) La valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton, coulis ou mortier d'une fondation profonde, doit être déterminée à partir de la formule suivante (Notes 1 à 3 et [Tableau 6.4.1.1](#)).

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

NOTE 1

C_{max} tient compte des sujétions de mise en oeuvre du béton, coulis ou mortier frais suivant la technologie utilisée.

NOTE 2

La vérification du béton, coulis ou mortier à l'ELS constitue une disposition suffisante qui dispense de prendre en compte l'abattement forfaitaire sur les dimensions nominales tel qu'envisagé à l'article [2.3.4.2](#) de la norme NF EN 1992-1.

NOTE 3

Les coefficients k_1 et k_2 , qui tiennent compte des conditions de mise en oeuvre, sont eux destinés à se substituer au coefficient k_f égal à 1,1 de l'article [2.4.2.5](#) de la norme NF EN 1992-1-1.

(4) La valeur de calcul de la résistance à la compression simple du béton, coulis ou mortier d'une fondation profonde, doit être déterminée à partir de la formule suivante et du [tableau 6.4.1.2](#) :

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

avec α_{cc} un coefficient dont la valeur est égale à 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé et 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé.

(5) Le coefficient k_1 présenté dans le [tableau 6.4.1.1](#) peut être diminué de 0,1, uniquement pour les pieux forés et les 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.

(6) La valeur du coefficient k_2 est égale à 1,0 hormis dans les cas décrits ci-dessous :

- $k_2 = 1,05$ pour les pieux forés et les barrettes dont le rapport de la plus petite dimension B à la longueur est inférieur à 1/20 ;
- $k_2 = 1,3 - B/2$ pour les pieux forés et les barrettes dont la plus petite dimension B est inférieure à 0,6 m ;
- $k_2 = 1,35 - B/2$ pour les pieux forés et les barrettes réunissant les deux conditions ci-dessus.

(7) Les valeurs du paramètre C_{\max} et du coefficient k_3 sont en général respectivement égaux à 35 MPa et 1,0. Des spécifications particulières relatives aux fondations supportant des ponts sont mentionnées dans [l'annexe Q](#).

(8) La valeur du coefficient k_3 peut être prise égale à 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût ([Tableau 6.4.1.2](#)).

(9) Les valeurs moyenne (σ_{cmoy}) et maximale (σ_{cmax}) (Note 1) des contraintes de compression du béton à l'état limite de service caractéristique ne doivent pas dépasser, quelle que soit la classe d'exposition, la valeur suivante :

$$0,3k_3 f_{c;k}^* \text{ et } \text{Min}(0,6k_3 f_{c;k}^*; 0,6 f_{c;k}) \quad (6.4.1.3)$$

NOTE 1

σ_{cmoy} et σ_{cmax} sont respectivement les contraintes moyenne et maximale calculées sur la surface comprimée de la section la plus sollicitée de l'élément.

(10) La contrainte limite d'adhérence f_{bd} des armatures à haute adhérence doit être déterminée conformément à la norme NF EN 1992-1-1 ([Article 8.4.2](#)) avec un coefficient η_1 égal à 1,0 (Note 1).

NOTE 1

Pour déterminer la contrainte limite d'adhérence f_{bd} des armatures à haute adhérence on se réfère à f_{ck} et non à f_{ck}^* qui n'est utilisée que pour la vérification des états-limites du béton en compression.

(11) Le module d'élasticité E_{cm} du béton constituant les fondations profondes doit être déterminé conformément à l'article 3.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1 ([Tableau 3.1](#)).

(12) Pour la vérification de la stabilité à long terme fondations profondes en béton, coulis ou mortier, il convient de prendre en compte un module différé E_{dif} égal à (Notes 1 et 2) :

$$E_{dif} = \frac{E_{cm}}{3} \quad (6.4.1.4)$$

NOTE 1

Lors de la vérification d'une fondation profonde, notamment pour des efforts de flexion composée, il est usuel d'apprécier ses déformations en assimilant sa section à celle d'un matériau homogène et résistant en flexion. Dans cet objectif, il convient d'adopter un module de déformation longitudinale moyen du béton égal à 20 000 MPa pour les phases de construction de l'ouvrage et égal à 10 000 MPa pour caractériser son comportement à long terme. Il convient aussi de déterminer l'inertie d'une fondation profonde sans déduction des éventuelles réservations métalliques pour auscultation ou carottage, c'est à dire celle correspondant à l'inertie brute non fissurée de l'élément structurel.

NOTE 2

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

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

Notes :

(1) Pour l'application de la norme NF EN 1536, un enregistrement continu des paramètres d'excavation et de bétonnage sous forme graphique doit être fourni pour chaque pieu et faire l'objet d'un rapport sous forme papier. Les valeurs de ces paramètres sont visualisables en temps réel dans la machine réalisant les pieux.

(2) Lorsque le bétonnage ne se fait pas par l'intermédiaire d'une trémie mais directement à la pompe à béton, il est conseillé de procéder à un enregistrement spécifique des paramètres d'exécution. Ces paramètres sont visualisables en temps réel par l'opérateur de la machine sous forme de graphique.

(3) Les pieux, pour lesquels le système d'enregistrement continu des paramètres d'excavation et de bétonnage n'aura pas fonctionné, seront testés par un essai d'intégrité. Un nombre identique d'essais d'intégrité est à réaliser sur des pieux pour lesquels l'enregistrement des paramètres aura été réalisé correctement pour servir d'étalonnage lors de l'interprétation des essais.

(4) Pour des valeurs de f_{ck} supérieures ou égales à 25 MPa, la valeur de f_{ck}^* est prise égale à 18,33 MPa lorsque la relation 6.4.1.1 conduit à une valeur moindre.

Tableau 6.4.1.1 Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton, coulis ou mortier des pieux

	Méthodes d'auscultation (Notes 1 à 4)		
	A	B	C
Nombre de pieux concernés	1/6 par transparence (Note 2)	1/8 par transparence (Note 2) + 1/6 par impédance (Note 3)	1/4 par impédance (Note 3)

Notes :

(1) Les procédures A, B ou C sont indifféremment autorisées mais les procédures A et B ne sont possibles que si les pieux sont armés sur toute leur hauteur.

(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.

(3) Selon la norme NF P 94-160-4 ou NF P 94-160-2 (méthode vibratoire par impédance ou par réflexion). Lorsque cette méthode n'est pas applicable ou lorsque la géométrie et le contexte géotechnique sont susceptibles d'en compromettre la pertinence, il convient de recourir à la méthode B. Lorsque le défaut de représentativité de la méthode par impédance est constaté a posteriori, il convient d'effectuer des auscultations au moyen de la méthode sismique parallèle selon la norme NF P 94-160-3.

(4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.

Tableau 6.4.1.2 Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

6.4.2 Acier

(1) Le comportement des aciers doit être défini selon la norme appropriée à leur vérification du présent document s'applique :

- aux aciers de construction tels que définis dans la norme [NF EN 1993-1-1](#) (Note 1) ;
- aux aciers de béton armé, tels que définis dans la norme [NF EN 1992-1-1](#) (Note 2) ;
- aux aciers de précontrainte, tels que définis dans la norme [NF EN 1992-1-1](#) (Note 3) ;
- aux aciers pour les « éléments porteurs » tels que définis dans la norme [NF EN 14199](#).

NOTE 1

La norme [NF EN 1993-1-5](#) s'applique aux pieux métalliques en acier de construction dont la limite d'élasticité f_y (R_{eh} dans la norme produit) est normalement comprise entre 235 et 460 MPa. Les autres propriétés (ductilité, allongement à la rupture, etc.) sont indiquées dans la section [3.2](#) de la norme NF EN 1993-1-1.

NOTE 2

La norme NF EN 1992-1-1 s'applique aux armatures à haute adhérence et soudables pour une gamme de limite élastique f_{yk} comprise entre 400 et 600 MPa. Les autres propriétés (ductilité, allongement à la rupture, etc.) sont indiquées dans la section [3.2](#) de la norme NF EN 1992-1-1.

NOTE 3

La norme NF EN 1992-1-1 s'applique aux fils, barres et torons utilisés comme armatures de précontrainte dans les structures en béton et possédant un niveau suffisamment faible de susceptibilité à la corrosion sous tension, conformément aux critères spécifiés dans la norme PR NF EN 10138 ou donnés dans un Agrément Technique Européen.

(2) Pour la vérification de la résistance des structures métalliques en acier de construction (par exemple les pieux tubulaires métalliques ou les pieux caissons), les calculs doivent être conduits selon la norme [NF EN 1993-1](#) et [NF EN 1993-5](#) avec leur annexe nationale, complétées lorsqu'il y a lieu, par les dispositions indiquées dans le présent document.

(3) Il convient de vérifier que l'espacement des armatures est inférieur à **5** fois $(c+\Theta/2)$ (avec c l'épaisseur d'enrobage et Θ le diamètre des armatures) et que la contrainte à l'ELS quasi permanent dans les aciers passifs ne dépasse pas les valeurs suivantes sous la combinaison d'action considérée :

- $\sigma_s < 1000 w_{max}$ pour des éléments ou parties d'éléments fléchies (c'est-à-dire ayant une face tendue et une face comprimée) ;
- $\sigma_s < 600 w_{max}$ pour des éléments ou parties d'éléments entièrement tendus.

avec σ_s (MPa) la valeur absolue de la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure et w_{max} (mm) l'ouverture calculée des fissures.

7 Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions

7.1 Situations de calcul

7.1.1 Règles générales

(1) Les situations de projet à considérer pour définir les situations de calcul doivent être sélectionnées et classées conformément aux principes définis dans l'article [3.2](#) de la norme NF EN 1990 en distinguant :

- les situations de projet durables ;
- les situations de projet transitoires ;
- les situations de projet accidentelles ;
- les situations de projet sismiques.

(2) Le choix des situations de calcul doit être fait avant le début des études de projet, en tenant compte des dispositions de l'article [2.2](#) de la norme NF EN 1997-1.

(3) Les critères de déplacement (Note 1) d'une fondation sur pieux doivent être fixés avant la justification de sa stabilité et de son dimensionnement.

NOTE 1

Les critères de déplacement peuvent conditionner certaines options constructives et être importants pour le choix des modèles de calcul.

(4) Dans le cas d'ouvrages soumis à l'action de l'eau d'une nappe, les situations à envisager doivent être analysées spécifiquement, en particulier lorsque le niveau de cette nappe est lié à celui d'un plan d'eau soumis à des variations de hauteur rapides (crues, décrues, marées, etc.).

(5) Les différents cas de charge d'exploitation doivent être considérés pour définir la situation transitoire la plus défavorable vis-à-vis de chaque état-limite ultime.

(6) Les situations de projet accidentelles qui peuvent être liées aux conditions de site ou à l'exécution des travaux doivent être considérées.

7.1.2 Situations en cours de construction

(1) On doit vérifier les situations fixées par les règlements en vigueur, par le marché, et la situation la plus défavorable pour chaque état-limite pertinent.

(2) Pour les ouvrages établis en site aquatique, on doit considérer systématiquement la situation définie par le niveau maximal de l'eau pour la période de réalisation de l'ouvrage (Notes 1 et 2).

NOTE 1

L'attention est attirée sur le fait que la définition d'un niveau maximal doit être compatible avec certaines dispositions d'exécution, notamment celles relatives aux ouvrages provisoires.

NOTE 2

Ce niveau est fixé par le marché ou à défaut est défini avant le début des études de projet. Des indications sont données dans les articles [5.1.5](#) et [5.2](#) du présent document pour la détermination des différents niveaux d'eau.

(3) Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement (Note 1).

NOTE 1

Ce niveau est fixé par le marché ou à défaut est défini durant les études de projet.

7.1.3 Situations en cours d'exploitation

(1) On doit vérifier les situations de projet fixées par les règlements en vigueur, par le marché, et la situation de projet la plus défavorable pour chaque état-limite ultime et chaque état-limite de service pertinent.

(2) Pour un ouvrage établi en site aquatique, on doit considérer systématiquement deux ou trois situations de projet pour définir la situation la plus défavorable en cours d'exploitation vis-à-vis d'un état-limite ultime donné (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Ces situations sont normalement fixées par le marché ou à défaut sont définies avant le début des études de projet.

NOTE 2

En général, la considération d'un niveau minimal et non d'un niveau moyen permet d'évaluer l'intensité maximale des charges verticales.

(3) Lorsque l'ouvrage est situé sur une voie d'eau navigable et est susceptible d'être soumis à un choc de bateau, une situation transitoire définie suivant les considérations de l'article [5.2.3](#) est à considérer.

(4) Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement déterminé à partir d'un niveau du fond de lit tenant compte de son évolution prévisible (travaux d'aménagement ou exploitation) (Note 1).

NOTE 1

Ces niveaux d'affouillement sont fixés par le marché ou à défaut est défini durant les études de projet.

7.2 Combinaison d'actions

(1) Les effets des actions doivent être déterminés en combinant les actions conformément aux dispositions de l'article [6.4.3](#) de la norme NF EN 1990 (Note 1).

NOTE 1

Les différentes combinaisons d'actions à considérer sont rappelées dans cette section. Les dispositions complémentaires applicables au calcul des fondations profondes sont indiquées dans l'article [7.3](#).

7.2.1 Principe général

(1) Pour chaque situation de projet, en cours de construction ou en cours d'exploitation, il y a lieu de considérer le cas de charge et la combinaison d'actions les plus défavorables vis-à-vis de l'état limite visé.

(2) Dans une combinaison donnée, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre deux termes d'une même combinaison (principe de cohérence) (Note 1).

NOTE 1

Par exemple, on ne peut pas dissocier la composante verticale de la poussée des terres (action stabilisante) de sa composante horizontale (action déstabilisante).

(3) Les actions géotechniques de même origine doivent être calculées, dans une combinaison donnée, à partir des mêmes valeurs représentatives des propriétés de base (Note 1).

NOTE 1

Ceci exclut donc d'affecter à un terrain deux masses volumiques différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action de butée de ce terrain.

7.2.2 Expressions générales des combinaisons d'actions vis-à-vis des états limites ultimes

- (1) Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états-limites ultimes sont les suivantes :
- les combinaisons d'actions pour les situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales) ;
 - les combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles (combinaisons accidentelles) ;
 - les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques (combinaisons sismiques).

(2) Pour des situations de projet durables ou transitoires, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante (combinaison fondamentale pour des états-limites ultimes STR et GEO) appliquée conformément aux dispositions de l'article 7.3.1 (Notes 1 et 2) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.2.1)$$

NOTE 1

Les valeurs des facteurs partiels γ sont fonction de l'approche de calcul retenue et du caractère favorable ou défavorable de l'action vis-à-vis de l'état limite étudié. Elles peuvent être trouvées dans l'[annexe nationale](#) à la norme NF EN 1990.

NOTE 2

Les valeurs des coefficients Ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990 (Clause 5.1.1 (2) Note 2 du présent document).

(3) Pour des situations de projet accidentelles, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante (combinaison accidentelle pour des états-limites ultimes STR et GEO) (Note 1) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.2.2)$$

NOTE 1

Les valeurs des coefficients Ψ_1 et Ψ_2 sont inférieures à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990 (5.1.1 (2) Note 2 du présent document).

(4) Pour des situations de projet sismiques, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions sur les fondations profondes de la structure étudiée à partir de la relation (3.17) présentée dans l'article 3.2.4 de la norme NF EN 1998-1.

7.2.3 Expressions générales des combinaisons d'actions vis-à-vis des états limites de service

(1) Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états-limites de service sont les suivantes (Note 1) :

- les combinaisons caractéristiques ;
- les combinaisons fréquentes ;
- les combinaisons quasi permanentes.

NOTE 1

Normalement, les combinaisons caractéristiques sont utilisées pour des états limites irréversibles, les combinaisons fréquentes pour des états limites réversibles et les combinaisons quasi permanentes pour des effets à long terme et l'aspect de la structure.

(2) Pour les combinaisons caractéristiques, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions E_d à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.1)$$

(3) Pour les combinaisons fréquentes, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.2)$$

(4) Pour les combinaisons quasi permanentes, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.3)$$

7.3 Dispositions applicables au calcul des fondations profondes

7.3.1 Détermination de l'effet des actions aux ELU

(1) Pour la vérification des états-limites ultimes GEO ou STR dans des situations de projet durables ou transitoires, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante (Notes 1 à 4) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, inf} G_{kj, inf} + [\gamma_{sn} G_{sn}] + \gamma_{sp} G_{sp} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.1.1)$$

NOTE 1

Cette expression correspond à la combinaison des actions de l'expression [7.2.2.1](#), en isolant les actions de frottement négatif G_{sn} (car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables) et les actions de poussée transversales G_{sp} du terrain compte tenu de leur caractère particulier (Clause [5.1.3.3](#)(3)). Les règles de cumul du frottement négatif et des actions variables sont précisées dans l'article [7.3.3](#).

NOTE 2

Les valeurs des facteurs partiels à appliquer sont indiquées dans la norme [NF EN 1990](#). Pour l'approche de calcul 2 et les actions autres que les actions dues à un déplacement d'ensemble du terrain, il est recommandé d'appliquer les valeurs indiquées dans l'annexe C ([Tableau C.2.1](#)) du présent document (1,35 et 1,0 respectivement aux actions permanentes défavorables et favorables, 1,5 et 0 respectivement aux actions variables défavorables et favorables). Pour les actions éventuelles de frottement négatif et de poussées transversales, les valeurs des facteurs partiels à appliquer sont indiquées à la clause [7.3.1](#)(2).

NOTE 3

Il est rappelé que, dans une combinaison donnée, $G_{kj, sup}$ et $G_{kj, inf}$ désignent des actions d'origine et de natures différentes, ce qui exclut de partager une même action entre les deux parties. Par exemple, on ne peut pas affecter à un même sol deux masses différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action pondérale.

NOTE 4

Il est rappelé que les niveaux de l'eau, choisis dans le cadre des situations définies à l'article [7.1](#) doivent correspondre à une probabilité d'occurrence faible, et que les actions de l'eau ([5.1.5](#)) relèvent des actions permanentes.

(2) Pour la vérification des états-limites ultimes GEO ou STR dans des situations de projet durables ou transitoires, lorsqu'il y a lieu de prendre en compte des actions de frottement négatif ou de poussées transversales, il convient d'adopter les valeurs de facteurs partiels suivantes :

- γ_{sn} vaut 1,35 ou 1,125, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable (Sections [7.3.3](#) et [8.8](#)) ;
- γ_{sp} vaut 1,35 ou 0,675, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable (Sections [7.3.3](#) et [8.8](#)).

(3) Pour la vérification des états-limites ultimes UPL dans des situations de projet durables ou transitoires, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante (Notes 1 à 4) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, dst} G_{kj, dst} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, stb} G_{kj, stb} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.1.2)$$

NOTE 1

Cette expression correspond à la combinaison des actions de l'expression [7.2.2.1](#), en tenant compte du caractère particulier de ce mode de rupture par soulèvement hydraulique global.

NOTE 2

Les valeurs des facteurs partiels à appliquer sont indiquées dans l'annexe C ([Tableau C.3.1](#)) du présent document (1,0 et 0,9 respectivement aux actions permanentes défavorables et favorables, 1,5 et 0, respectivement aux actions variables défavorable et favorable).

NOTE 3

Les valeurs des coefficients Ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990 ([5.1.1](#) (2) Note 2 du présent document).

NOTE 4

Sauf spécification contraire, il est loisible d'affecter globalement, à l'ensemble des actions variables défavorables transmises par le terrain, un produit $\gamma_{Q,1} \Psi_{0,1}$ égal à 1,35.

(4) Pour la vérification des états-limites ultimes GEO ou STR dans des situations de projet accidentelles, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante (Notes 1 à 3) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{Gj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{Gj, \text{inf}} + A_d + [G_{sn}] + G_{sp} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.1.3)$$

NOTE 1

Cette expression correspond à la combinaison des actions de l'expression [7.2.2.2](#), en isolant les actions de frottement négatif G_{sn} (car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables) et les actions de poussée transversales G_{sp} du terrain compte tenu de son caractère particulier (Clause [5.1.3.3](#) (3)). Les règles de cumul du frottement négatif et des actions variables sont précisées dans l'article [7.3.3](#).

NOTE 2

Dans la plupart des cas, il n'y a pas lieu de considérer d'actions variables concomitantes avec l'action accidentelle, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine accidentelle des sollicitations.

NOTE 3

Les valeurs des coefficients Ψ_1 et Ψ_2 sont inférieures à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990 ([5.1.1](#) (2) Note 2).

(5) Pour la vérification des états-limites ultimes de stabilité générale du site, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante (Notes 1 et 2) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj, \text{inf}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.1.4)$$

NOTE 1

L'effet des actions de frottement négatif G_{sn} et de poussée transversales G_{sp} dues à un déplacement d'ensemble du terrain ne sont pas à considérer.

NOTE 2

La section [13](#) traite spécifiquement de l'étude de la stabilité générale d'un site.

(6) Pour des situations de projet sismiques, il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions sur les fondations profondes de la structure étudiée à partir de la relation (3.17) présentée dans l'article [3.2.4](#) de la norme NF EN 1998-1.

7.3.2 Détermination de l'effet des actions aux ELS

(1) Pour la vérification des états-limites de service, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir des expressions suivantes (Notes 1, 2 et 4) :

- Combinaisons caractéristiques (Note 3)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [G_{sn}] + G_{sp} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.2.1)$$

- Combinaisons fréquentes (Note 3)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [G_{sn}] + G_{sp} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.2.2)$$

- Combinaisons quasi permanentes

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [G_{sn}] + G_{sp} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.2.3)$$

NOTE 1

Ces expressions correspondent aux combinaisons des actions des expressions [7.2.3.1](#) à [7.2.3.3](#), en isolant les actions de frottement négatif G_{sn} (car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables) et les actions de poussée transversales G_{sp} du terrain compte tenu de son caractère particulier (Clause [5.1.3.3](#) (3)). Les règles de cumul du frottement négatif et des actions variables sont précisées en [7.3.3](#).

NOTE 2

Il est rappelé que, dans une combinaison donnée, $G_{kj, \text{sup}}$ et $G_{kj, \text{inf}}$ désignent des actions d'origine et de natures différentes, ce qui exclut de partager une même action entre les deux parties. Par exemple, on ne peut affecter à un même sol deux masses différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action pondérale.

NOTE 3

Les valeurs des coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux sections appropriées de la norme NF EN 1990 (Clause [5.1.1](#) (2) Note 2).

NOTE 4

Les combinaisons intégrant la prise en compte du frottement négatif G_{sn} sont spécifiquement décrites dans l'article [7.3.3](#).

7.3.3 Cumul des frottements négatifs et des charges dues aux actions variables

(1) À défaut de modèle plus représentatif, pour les justifications dans lesquelles l'effort normal présente un caractère défavorable vis-à-vis de la compression, on retient la valeur suivante de F_d (Notes 1 à 4) :

$$F_d = \max \{ G_{sn,d}; Q'_d \} + G'_d \quad (7.3.3.1)$$

- F_d est la valeur de calcul de la force à considérer ;
- $G_{sn,d}$ est la valeur de calcul du frottement négatif ;
- G'_d est la valeur de calcul de l'effort normal dû aux actions permanentes (hormis le frottement négatif) à laquelle il peut être ajouté les valeurs des parts quasi permanentes des actions variables ;
- Q'_d est la valeur de calcul de l'effort normal dû à la part variable des actions variables sur ce même élément (la part quasi permanente des actions variables est incluse dans la valeur de G'_d).

NOTE 1

Dans le cas où Ψ_2 est différent de zéro, la valeur de calcul des effets des actions E_d doit être définie selon les combinaisons spécifiques suivantes :

- Pour les combinaisons quasi permanentes (Note 3), il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + [G_{sn}] + G_{sp} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.3.2)$$

où Q sont les charges d'exploitation (sans cumul avec les autres charges variables) ([7.3.3.2](#))

- Pour la vérification des états-limites ultimes, il convient de déterminer les sollicitations de calcul à partir de l'expression suivante (Note 1) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj, \text{inf}} + \gamma_{sp} G_{sp} + (\gamma_{sn} \text{ ou } \gamma_{Q,1}) \max(G_{sn}; Q_{k,1}) + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.3.3)$$

où Q sont les charges d'exploitation (sans cumul avec les autres charges variables) (7.3.3.3) et où $\Psi_{0,i}$ est donné dans l'annexe nationale à l'annexe correspondante (bâtiment, pont, etc.), de la norme [NF EN 1990](#), ou, à défaut, dans les pièces du marché.

NOTE 2

La nécessité de telles règles provient du fait que la répartition de l'effort normal le long du fût des éléments est différente dans le cas du frottement négatif et dans le cas des charges variables. Il n'y a donc pas cumul des maxima. Le schéma de la [figure 7.3.3](#) illustre ce comportement pour un élément isolé.

NOTE 3

Les éventuels frottements négatifs s'exerçant sur la semelle de liaison et les terrains ou parties de structure la surmontant sont considérés comme intégralement reportés en tête des éléments. Leur valeur de calcul s'ajoute donc directement à Gd. Cette disposition se justifie par le fait que les déplacements nécessaires pour inverser le sens du frottement négatif sont plus importants dans le cas d'une culée que dans le cas d'une fondation profonde.

NOTE 4

Les frottements négatifs devraient être pris en compte dans les justifications de type GEO uniquement dans des combinaisons relatives aux ELS. En effet, en théorie, l'augmentation du frottement négatif sur une fondation profonde induit un enfoncement de ce dernier qui lui permet alors de mobiliser plus de frottement positif axial qu'avant l'augmentation de ce même frottement négatif. Pour les justifications de type STR, les frottements négatifs interviennent toujours dans des combinaisons relatives aux ELU.

(2) À défaut de modèle plus représentatif, pour les justifications vis-à-vis desquelles l'effort normal présente un caractère favorable, on admet que l'effort normal engendré par le frottement négatif sur les éléments de fondation est nul.

7.3.4 Prise en compte des actions variables pour le calcul des déplacements

(1) Pour la vérification des états-limites de déplacement, sauf dispositions contraires du marché, il convient de ne cumuler que les actions quasi permanentes avec les actions permanentes dans les combinaisons d'actions (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Les états-limites de déplacement ne concernent pour l'essentiel que la vérification des états-limites de service pour les fondations profondes ([Section 8.3](#)).

NOTE 2

Lorsqu'il y a lieu de déterminer le déplacement d'une fondation profonde (Clause [8.3 \(5\)](#)), les valeurs sont le plus souvent tirées de règles empiriques, qu'il convient si besoin d'associer à des contrôles en cours de travaux, compte tenu du caractère approximatif des estimations prévisionnelles.

NOTE 3

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

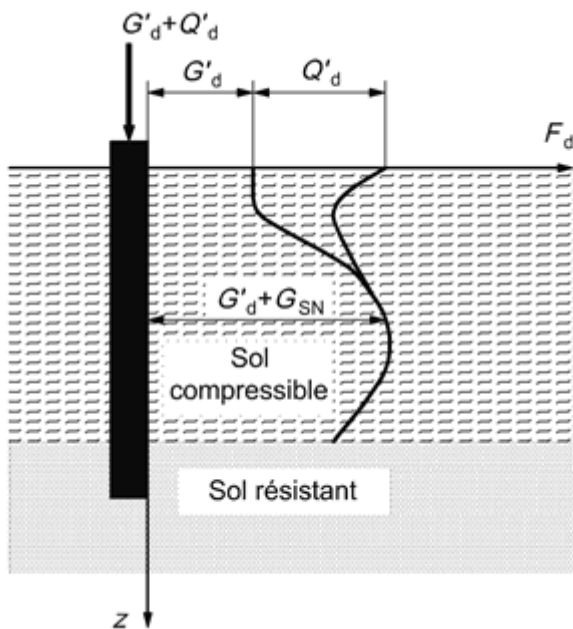


Figure 7.3.3 Cumul des frottements négatifs et des charges dues aux actions variables

8 Règles générales de justification des fondations profondes

8.1 Généralités

(1) Les règles énoncées dans cette section ne s'appliquent pleinement qu'aux ouvrages courants relevant de la catégorie géotechnique 2 (Note 1).

NOTE 1

Pour les projets relevant de la catégorie géotechnique 3 (par exemple pour des ouvrages à structure complexe ou des ouvrages situés sur des zones nécessitant des justifications en conditions sismiques ou des fondations profondes utilisés pour stabiliser des versants instables) ou lorsque les conditions de terrain sont inhabituelles, des analyses spécifiques peuvent être nécessaires.

(2) Les calculs justificatifs d'une fondation profonde doivent être conduits (Notes 1 et 2) :

- en sélectionnant pour chaque état-limite pertinent la (ou les) situation(s) la (ou les) plus défavorable(s) en cours de construction et en cours d'exploitation (Figure 8.1) conformément aux dispositions de [l'article 7.1](#) ;
- en déterminant les sollicitations et les résistances en tenant compte des dispositions de la [section 5](#) pour l'évaluation des actions et des données géométriques et de la [section 6](#) pour l'évaluation des propriétés des matériaux ;
- en sélectionnant les combinaisons d'actions conformément aux dispositions de [l'article 7.2](#) .

NOTE 1

Tous les comportements et les mécanismes décrits dans la [section 4](#) , qui peuvent entraîner la ruine d'un ouvrage sont à prendre en considération lors de la sélection des états-limites pertinents et le choix de la (ou des) situation(s) la (les) plus défavorable(s).

NOTE 2

En particulier, les situations de projet accidentelles qui peuvent se produire en liaison avec les conditions de site (chocs de bateau par exemple), ou liées à l'exécution des travaux sont à considérer.

(3) Pour chaque ouvrage fondé sur fondations profondes, on doit justifier, lorsqu'il y a lieu (Note 1), vis-à-vis des états limites ultimes :

- la stabilité de chaque pieu et de la fondation complète vis-à-vis d'une rupture locale du terrain (Note 2) ;
- la résistance à la rupture des fondations profondes (Note 3) ;
- la stabilité de l'ouvrage porté vis-à-vis des déplacements de la fondation sur pieux (Note 1) ;
- la stabilité d'ensemble de la fondation complète vis-à-vis d'une rupture générale du site (Note 4).

NOTE 1

Les vérifications à faire dépendent des conditions de projet ([Tableau 8.1](#)) et la justification d'un état-limite ultime n'est pas nécessairement à faire par calcul (par exemple, celui de la stabilité générale du site ou celui de la ruine ou de dommages sévères de l'ouvrage porté à cause d'un déplacement de la fondation).

NOTE 2

Les états limites visés sont ceux concernant la portance du terrain ou la résistance de traction d'une fondation profonde sous l'effet d'un déplacement axial des éléments de fondations (pieu isolé ou groupe de pieux en compression ou en traction). La vérification du matériau constitutif d'une fondation profonde est aussi à effectuer. Sous l'effet d'un déplacement transversal des fondations profondes, des limitations sont imposées en termes de contraintes dans le terrain. Pour ce type de déplacement, la sécurité porte sur le respect des états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation et de la structure portée. Il est toutefois admis pour certains projets (par exemple pour des ducs d'albe) de fixer un niveau de sollicitation à ne pas dépasser sous sollicitation transversale.

NOTE 3

Les vérifications de la résistance structurale d'une fondation profonde sont à faire selon la norme de calcul appropriée au matériau constitutif de celle-ci, complétée par les recommandations du présent document. Les effets des actions à considérer sont à déterminer en tenant compte des spécifications du présent document.

NOTE 4

La vérification de la stabilité générale du site est citée pour mémoire et n'est pas détaillée dans ce document. On suppose ici le site stable une fois la plate-forme de travail réalisée et on fait l'hypothèse que la réalisation des travaux n'a pas un effet déstabilisant sur le site. S'il y a lieu, on doit toutefois vérifier, dans les mêmes conditions que pour les études de la stabilité générale initiale du site, que pour la situation finale la plus défavorable, chaque surface de rupture potentielle qui englobe la fondation profonde a un niveau de sécurité suffisant. La section [13](#) toutefois fournit quelques éléments relatifs à l'analyse de la stabilité générale d'un site.

(4) Pour chaque fondation profonde, il convient de justifier, lorsqu'il y a lieu, vis-à-vis des états limites de service :

- que la fonction de l'ouvrage porté est assurée pendant sa durée de vie prévue vis-à-vis des déplacements de la fondation sur pieux (c'est à dire que les déplacements axiaux et transversaux de la fondation sur pieux sont compatibles avec les exigences de la structure portée en condition de service),
- que la charge axiale de calcul transmise à la fondation profonde est inférieure à une certaine proportion de la charge de fluage (Note 1 et [Section 14](#)),
- que les sollicitations axiales et transversales de la fondation profonde sont compatibles avec les exigences de la norme appropriée à la justification de sa structure en condition de service.

NOTE 1

La charge de fluage d'une fondation profonde se déduit d'un essai de chargement statique ou à défaut directement de sa portance limite ([Section 14](#)).

(5) Vis-à-vis des états limites de service de portance ou de traction, il convient donc de réaliser, soit un calcul en limitant la charge transmise aux fondations profondes à une certaine proportion de la charge de fluage (de portance ou de traction), soit un calcul de justification des déplacements. Dans le cas où l'ouvrage l'exige, un calcul de justification des déplacements doit toutefois systématiquement être réalisé.

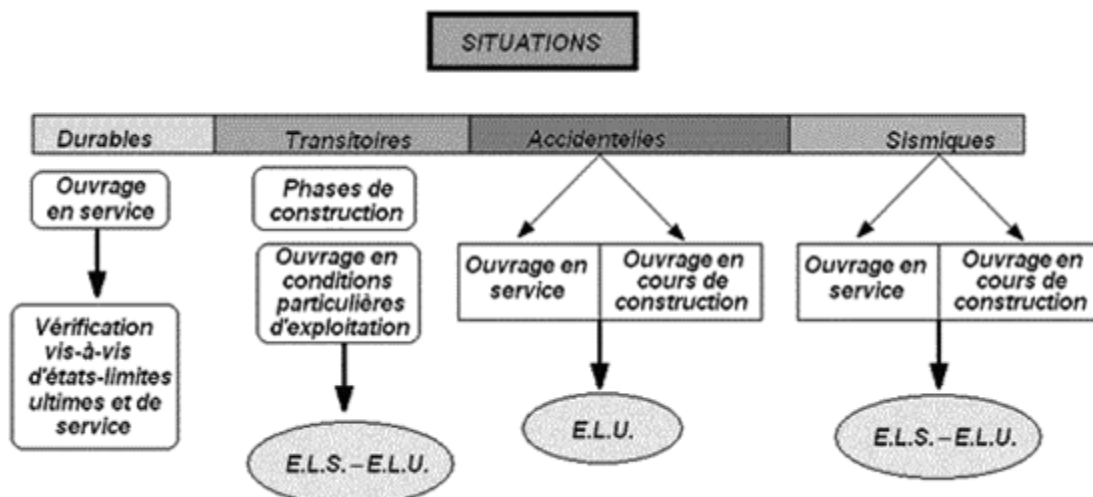


Figure 8.1 La codification des vérifications dans les Eurocodes

		ELU type	Approche de calcul
Fondations profondes sous charge axiale			
	Portance (Note 1)	GEO	2
	Résistance de traction (Notes 1 et 2)	GEO/UPL	2
	Résistance structurale (Note 3)	STR	2
Fondations profondes sous charge transversale			
	Résistance structurale (Note 4)	STR	2
	Déplacement en tête (Note 5)	GEO	2
Site des travaux			
	Stabilité générale (Note 6)	GEO	2 (ou 3)
Notes :			
(1) La vérification peut porter sur plusieurs mécanismes de rupture (fondation profonde isolée et groupe de fondations profondes).			
(2) La vérification du groupe de fondations profondes considéré comme un bloc se fait selon un ELU de type GEO/STR et UPL.			
(3) Selon la norme de calcul appropriée au matériau constitutif de la fondation profonde.			
(4) La vérification porte uniquement sur le respect des états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation.			
(5) La vérification porte uniquement sur le respect des états-limites concernant la structure portée			
(6) Voir clause (3) Note 4 de l'article 8.1.			

Tableau 8.1 Vérifications à faire aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation

8.2 Etats-limites ultimes

(1) On doit au moins vérifier pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en cours de construction ou en cours d'exploitation, que les états-limites ultimes indiqués dans le [tableau 8.1](#) ne sont pas atteints (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Les états-limites ultimes à considérer relèvent des états limites de rupture ou de déformation excessive d'un élément de structure ou du terrain (STR et GEO) et des états limites par soulèvement global de la structure ou du terrain (UPL) provoqué par la pression d'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales.

NOTE 2

Les états-limites ultimes d'équilibre (EQU) ne s'appliquent pas à la justification des fondations profondes.

(2) Dans certaines conditions de projet (ouvrage établi en site aquatique, terrain soumis à des forces d'écoulement des eaux souterraines ou à une nappe en charge) il importe toutefois d'adopter des dispositions constructives appropriées, indépendamment des vérifications STR et GEO (Note 1).

NOTE 1

D'une façon générale, la conception d'un ouvrage géotechnique a pour objet d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile, par exemple les possibilités de redistribution des efforts peuvent être considérées pour pallier à la défaillance accidentelle d'un appui.

(3) Lorsqu'il y a lieu, les situations de calcul accidentelles et sismiques les plus défavorables doivent être considérées.

(4) Pour chaque état-limite ultime GEO ou STR, on doit vérifier selon l'approche de calcul indiquée dans le [tableau 8.1](#) et conformément aux spécifications du présent document, que $E_d \leq R_d$ où E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions et R_d est la valeur de calcul de la résistance aux actions correspondantes.

(5) Les effets des actions (Note 1) doivent être déterminés en considérant la combinaison d'actions appropriée à la situation de calcul (durable ou transitoire, accidentelle, sismique).

NOTE 1

Les différentes combinaisons à considérer vis-à-vis des états-limites ultimes sont indiquées dans la [section 7.2](#) de ce document. Pour plus de détails, on se référera à la norme [NF EN 1990](#).

8.3 Etats limites de service

(1) Tous les phénomènes qui peuvent être préjudiciables à la fonction de l'ouvrage porté et de la fondation sur pieux doivent être considérés (Notes 1 et 2).

NOTE 1

La justification vis-à-vis des états limites de service consiste essentiellement à s'assurer que les déplacements de la fondation sur pieux et les efforts qu'elle supporte restent suffisamment faibles pour permettre à l'ouvrage porté et à la fondation profonde elle-même, de remplir leurs fonctions prévues.

NOTE 2

Habituellement, la justification des fondations profondes vis-à-vis des états limites de service consiste à vérifier :

- que les charges transmises à la fondation profonde restent admissibles pour la structure de celle-ci (pour éviter par exemple une fissuration inacceptable ou des problèmes de corrosion) ;
- que la mobilisation du terrain est suffisamment faible sous charge axiale pour éviter des déplacements inacceptables pour la structure portée.

(2) On doit vérifier pour toutes les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction ou en cours d'exploitation ([Figure 8.1](#)) que les états-limites de service pertinents ne sont pas atteints (Note 1).

NOTE 1

On doit vérifier que $E_d \leq C_d$ où E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions, C_d est la valeur limite correspondante.

(3) On doit vérifier pour les phases de construction que les états-limites de service ne sont pas atteints vis-à-vis des combinaisons caractéristiques et pour les phases d'exploitation qu'ils ne sont pas atteints vis-à-vis des combinaisons caractéristiques et quasi permanentes ([Article 7.3.2](#)).

(4) Les valeurs limites des déplacements admissibles de la fondation complète doivent être établies avant le début de l'étude de projet (Note 1).

NOTE 1

Les valeurs limites des déplacements sont fonction des conditions du projet (sensibilité de la structure portée). S'il y a lieu, elles sont à établir par des experts en structure.

(5) Lorsqu'il y a lieu de procéder à des calculs justificatifs pour l'étude des déplacements (Notes 1 et 2), ceux-ci doivent être menés à partir d'un modèle de calcul approprié à la complexité de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de terrain. Dans tous les cas, on doit considérer que les résultats de calcul de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle (Note 3).

NOTE 1

Pour les projets courants, il est admis de déterminer les déplacements d'une fondation profonde à partir de règles empiriques ou d'une expérience comparable ou en vérifiant que la charge axiale transmise est inférieure à une certaine proportion de la charge de fluage de la fondation profonde ([Article 14.3](#)).

NOTE 2

Lorsque cela est approprié (solicitations transversales, géométrie complexe, fondations mixtes) il convient d'utiliser des méthodes numériques d'interaction sol - structure ([Article 8.6](#)).

NOTE 3

Lorsque cela est possible, les résultats des calculs de déplacement sont à confronter aux valeurs observées lors d'une expérience comparable.

(6) Lorsque cela s'avère approprié, il convient de prévoir des contrôles de déplacement des fondations profondes en cours d'exécution et, le cas échéant, d'adopter la méthode observationnelle (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Lorsqu'un critère de déplacement inférieur à la précision des calculs est imposé, la méthode observationnelle est celle qu'il convient d'adopter pour s'assurer que les états limites de déplacement ne sont pas atteints.

NOTE 2

Cet article vise les cas où le déplacement admissible d'une fondation sur pieux est faible et/ou les classes de conséquence sont moyennes ou élevées ([Annexe P](#)) et/ou on ne dispose pas d'une expérience comparable.

8.4 Modèles de calcul

8.4.1 Principes généraux

(1) Le choix des modèles de calcul doit être adapté à l'état limite visé (Note 1) et à la complexité des problèmes posés tant du point de vue du fonctionnement de la structure que du point de vue géotechnique (Notes 2 et 3).

NOTE 1

Il convient en général d'utiliser un modèle d'équilibre limite pour étudier le risque de ruine par défaut de portance d'une fondation profonde ou pour étudier la stabilité d'une fondation profonde « rigide » soumise à une sollicitation horizontale en tête. Un modèle d'interaction sol-structure (MISS) est le plus souvent approprié pour étudier une fondation profonde élancée soumise à des sollicitations transversales (calcul des efforts dans la fondation profonde et de son déplacement). Les principes généraux à respecter sont indiqués dans l'[article 8.4.2](#) ci-dessous, complétés par des indications dans les différentes sections dédiées aux différents états limites.

NOTE 2

On veillera à utiliser des lois de comportement des matériaux suffisamment simples pour ne pas nuire à la clarté des justifications et qui soient fondées sur des propriétés de terrain « mesurables ».

NOTE 3

De même, à défaut d'un modèle de calcul plus élaboré, il convient de vérifier la stabilité d'une fondation profonde à partir de modèles simplifiés permettant de relier les déplacements de la tête de chaque élément constituant la fondation aux efforts s'exerçant sur celle-ci.

(2) Dans un modèle de calcul d'interaction sol-structure, le pied et la tête d'une fondation profonde doivent être considérés comme libres par défaut (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Un encastrement partiel en pied peut être pris en compte moyennant justification dans certains cas (ancrage dans un terrain rocheux).

NOTE 2

D'autres conditions de liaison en tête avec la superstructure peuvent être prises en compte, moyennant justifications.

(3) Dans l'hypothèse où une continuité des sollicitations est prise en compte entre la fondation profonde et la superstructure, il convient de tenir compte dans la modélisation de l'interaction entre la fondation profonde et la superstructure, de la raideur induite par la présence de la superstructure et des efforts (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) qu'elle apporte.

8.4.2 Modèles de calcul et états limites

(1) L'étude des états limites ultimes de portance et de traction d'une fondation profonde soumise à une sollicitation purement axiale doit être menée à partir de modèles de calcul d'équilibre limite selon les dispositions des sections [9](#) et [10](#) (Note 1).

NOTE 1

La justification à partir des résultats de modèles physiques, d'expérimentation en vraie grandeur, d'observations en cours d'exécution est permise par la norme [NF EN 1997-1](#). Ces procédures sortent du cadre du présent document.

(2) L'étude d'une fondation profonde soumise à une sollicitation transversale (effort dans la fondation profonde et déformation de celui-ci) doit être menée à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure selon les dispositions des sections [11](#) (état-limite ultime de résistance aux charges transversales), [12](#) (résistance structurale) et [14](#) (état-limite de service) (Notes 1 à 4).

NOTE 1

Des indications pour déterminer les paramètres de calcul qu'il convient d'utiliser pour un modèle au coefficient de réaction sont données en [annexe I](#) et en [annexe K](#).

NOTE 2

Ces méthodes ne donnent en général qu'une indication approchée de la valeur réelle des déplacements des fondations profondes, sauf dans le cas d'une expérience comparable.

NOTE 3

Le recours à des modèles aux éléments finis ou aux différences finies peut se révéler utile pour estimer les déplacements aux états-limites de service de certains ouvrages dans le cas de géométrie complexe, d'interaction entre ouvrages ou pour analyser le comportement de certains ouvrages de catégorie géotechnique 3. Il est toutefois nécessaire de vérifier que les contraintes mobilisables dans le modèle numérique utilisé n'excèdent pas les limites physiques considérées usuellement (par exemple, en comparant les résultats numériques en termes de contraintes aux valeurs de frottement axial et de résistance de pointe déduites des méthodes pressiométriques ou pénétrométriques).

NOTE 4

Pour l'utilisation des méthodes aux éléments finis ou aux différences finies, le recours à une étude paramétrique est habituellement la règle pour apprécier la sensibilité des déplacements de la fondation profonde et du massif de sol, ainsi que des sollicitations associées.

8.5 Fondation profonde isolée soumise à un effort axial

8.5.1 Modèle de comportement

(1) Pour caractériser le comportement d'une fondation profonde isolée sous charge axiale de compression, il convient de définir deux paramètres de résistance ou de charge (Note 1 et [Figure 8.5.1](#)) :

- une résistance limite de compression ou une portance limite R_c ;
- une charge de fluage de compression $R_{c;cr}$.

NOTE 1

Les valeurs de R_c et de $R_{c;cr}$ sont déterminées respectivement selon les dispositions de la [section 9](#) et de [l'article 14.2](#) .

(2) Pour caractériser le comportement d'une fondation profonde isolée sous charge axiale de traction, il convient de définir deux paramètres de résistance ou de charge (Note 1 et [Figure 8.5.1](#)) :

- une résistance limite de traction R_t ,
- une charge de fluage de traction $R_{t;cr}$

NOTE 1

Les valeurs de R_t et de $R_{t;cr}$ sont déterminées respectivement selon les dispositions de la [Section 10](#) et de [l'article 14.2](#) .

(3) Les fondations profondes peuvent être sollicitées en compression et en traction vis-à-vis de l'ensemble des combinaisons de charge (ELU et ELS). Toutefois, un certain nombre d'essais sont à réaliser durant les phases d'études et d'exécution en fonction du type de sollicitations appliquées aux fondations profondes (compression ou traction) et de la classe de conséquence ainsi que de la catégorie géotechnique de l'ouvrage supporté ([Article 8.9](#)) .

(4) Vis-à-vis d'un effort normal, il convient d'admettre, pour le calcul des sollicitations, que la fondation profonde se comporte de façon élastique et linéaire et qu'à défaut d'un modèle plus élaboré (Note 1), la rigidité axiale de l'élément peut être calculée en supposant l'élément libre sur sa surface latérale et simplement appuyé au niveau de sa pointe.

NOTE 1

L'[Annexe L](#) présente deux modèles qu'il est également loisible d'utiliser.

(5) Il doit être tenu compte de la durée d'application des charges (Note 1) lorsque l'on détermine la rigidité axiale d'une fondation profonde pour le calcul des sollicitations vis-à-vis de l'effort normal.

NOTE 1

Il convient d'identifier vis-à-vis de la durée d'application d'une charge le comportement du matériau constitutif de la fondation profonde (module à court ou long terme) et celui du sol en fonction de ses conditions de drainage et son éventuel aptitude au fluage.

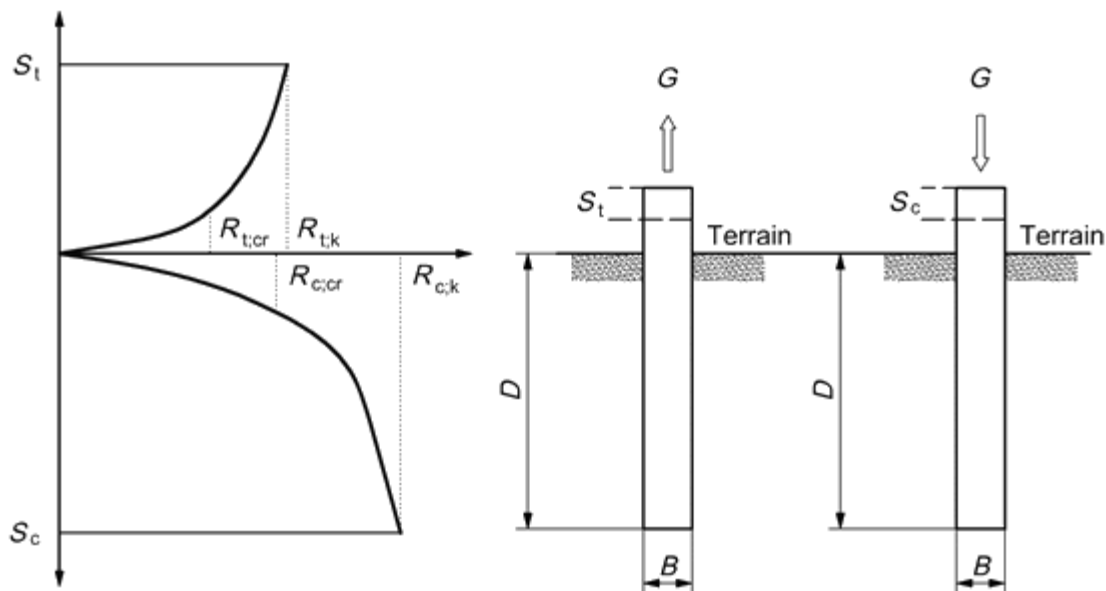


Figure 8.5.1 Modèles de comportement à considérer pour une fondation profonde sous une charge axiale de compression et sous une charge axiale de traction

8.5.2 Méthodes de calcul

(1) La valeur caractéristique de la portance $R_{c,k}$ et/ou de la résistance de traction $R_{t,k}$ doit être déterminée à partir de l'une des méthodes suivantes (Note 1) :

- des résultats d'essais de chargement statique réalisés et interprétés conformément à la norme NF EN 1997-1, [Article 7.5.2](#) (Note 2 et [Annexe S](#)) ;
- des résultats de profils d'essais de sols réalisés et interprétés selon les normes appropriées avec des modèles de calculs dont la validité a été démontrée (Note 3 et Annexes [F](#) et [G](#)) et en utilisant la procédure dite du « pieu modèle », soit sous la forme décrite dans les clauses [7.6.2.3](#) (5) et (6) de la norme NF EN 1997-1, soit en application de [l'annexe D](#) de la norme NF EN 1990 (Note 4) ;
- des résultats de profils d'essais de sols réalisés et interprétés selon les normes appropriées avec des modèles de calculs dont la validité a été démontrée (Note 3 et Annexes [F](#) et [G](#)) et en utilisant la procédure dite « alternative » qui est présentée à la clause [7.6.2.3](#) (8) de la norme NF EN 1997-1. Cette méthode est appelée par la suite procédure du « modèle de terrain » (Notes [5](#) et [6](#)) ;
- des résultats d'essais d'impact dynamique (Articles [7.5.3](#) et [7.6.2.4](#) de la norme NF EN 1997-1) réalisés sur des fondations profondes conformément à une procédure agréée et avec une procédure de calcul dont la validité a été démontrée (Note 7).

NOTE 1

Les autres approches possibles (par exemple à partir du comportement observé d'une fondation sur pieux comparable, application de formules de battage ou portance déduite des essais de propagation d'ondes) sortent du cadre du domaine d'application de cette norme.

NOTE 2

En attendant la parution de la norme NF EN ISO 22477-1, les dispositions de la norme NF P 94-150-1 s'appliquent. On rappelle que des essais de chargement de pieux sont obligatoires dans les conditions spécifiées à la clause [7.5.1](#) (1) de la norme NF EN 1997-1. Des essais de chargement de fondations profondes doivent être réalisés dans les situations suivantes :

- lorsque l'on utilise un type de fondation profonde ou une méthode d'installation pour lesquels il n'existe pas d'expériences comparables ;
- lorsque les fondations profondes n'ont pas été testées dans des conditions comparables de sol et de chargement ;

- lorsque les fondations profondes seront soumises à un chargement pour lequel la théorie et l'expérience ne donnent pas une confiance suffisante dans le dimensionnement effectué. Au cours de l'essai de chargement, il convient alors d'appliquer à la fondation profonde un chargement semblable au chargement prévu ;
- lorsque les observations effectuées en cours d'installation indiquent un comportement de la fondation profonde qui dévie fortement et de façon défavorable du comportement prévu sur la base des reconnaissances du site ou de l'expérience et lorsque les reconnaissances supplémentaires n'expliquent pas les raisons de cet écart.

NOTE 3

Les méthodes d'évaluation de la portance à partir des résultats d'essais exécutés sur les sols doivent être établies à partir d'essais de chargement de fondations profondes et d'expériences comparables. Les méthodes empiriques décrites en annexes [F](#) et [G](#) respectivement basées sur les essais pressiométriques Ménard et les essais de pénétration statique sont des exemples de méthodes de calcul que l'on peut considérer comme validées.

NOTE 4

La procédure, dite du « pieu modèle », consiste à calculer dans une zone homogène la portance ou la résistance de traction d'une fondation profonde, de type et de géométrie (diamètre, longueur) fixés, au droit de chaque sondage de reconnaissance jugé représentatif du site puis de mettre en oeuvre au choix deux méthodes :

- soit d'appliquer au moyen des facteurs de corrélation ξ_3 et ξ_4 la formule générale de [\(9.2.3.1\)](#) pour déterminer la portance caractéristique de la fondation profonde ou la formule générale [\(10.2.3.1\)](#) pour déterminer la résistance caractéristique de traction de la fondation profonde ;
- soit d'appliquer aux N valeurs de la portance R_c correspondant aux N sondages de la zone d'étude la procédure décrite dans l'Article [D.7.2](#) de la norme NF EN 1990. Il est alors recommandé de supposer que la distribution des valeurs R_c est log-normale.

On attire l'attention sur la nécessité pour les deux méthodes de travailler sur une zone homogène du point de vue statistique. Il est alors nécessaire d'avoir identifié les sondages ou groupes de sondages particuliers, soit par valeurs faibles, soit par valeurs élevées, et d'avoir procédé à un zonage géotechnique approprié, permettant de travailler séparément sur les zones homogènes ainsi déterminées. Dans le cas où une zone comporte un nombre de sondages insuffisant (1 ou 2) ne permettant pas l'application de la méthode décrite dans l'[annexe D](#) de la norme NF EN 1990, on pourra appliquer dans cette zone la procédure des facteurs de corrélation ξ_3 et ξ_4 .

NOTE 5

La procédure dite du « modèle de terrain » consiste à déduire d'un modèle géotechnique du site, éventuellement découpé en zones homogènes, des valeurs caractéristiques $q_{b,k}$ et $q_{s,k}$ de la résistance de pointe et du frottement axial unitaire dans les différentes couches, puis à appliquer les formules générales [\(9.2.4.1\)](#) et [\(9.2.4.2\)](#) pour déterminer la portance caractéristique de la fondation profonde ou la formule générale [\(10.2.4\)](#) pour déterminer la résistance caractéristique de traction de la fondation profonde.

NOTE 6

Pour la procédure dite du « modèle de terrain », quand l'application d'une analyse statistique est possible, elle reste néanmoins délicate. Les difficultés sont liées à la détermination de la dispersion en plan et de la dispersion suivant la verticale du paramètre de résistance géotechnique. L'analyse statistique, si elle est menée, doit toutefois au moins être basée sur les principes décrits dans l'[annexe D](#) de la norme NF EN 1990.

NOTE 7

En attendant la parution d'une norme sur ce type d'essai, les dispositions de la norme NF P 94-151 s'appliquent. Rappelons que pour pouvoir utiliser un essai de pieu par impact dynamique, conformément à la clause [7.6.2.4](#) (1) de la norme NF EN 1997-1, il faut démontrer au préalable la validité du modèle de calcul par des essais de chargement statique réalisés dans les mêmes conditions de terrain sur des pieux comparables.

(2) Les méthodes basées sur des essais de sol privilégient l'emploi de données obtenues à partir de sondages pressiométriques et pénétrométriques (Annexes [F](#) et [G](#)). Il est néanmoins possible d'utiliser d'autres types de données (nombre de coups au SPT, angle de frottement et cohésion). Dans ce cas, la méthode de calcul et le coefficient de modèle associé, susceptibles d'être utilisés, doivent être validés par un ensemble d'essais de chargement statique de fondations profondes réalisés dans des situations traduisant une expérience comparable en termes de terrain et de type de fondation profonde. La méthode de calcul doit être de type « direct », c'est-à-dire qu'elle corrèle directement les résultats des essais de sol aux paramètres de la capacité portante. De plus, le coefficient de modèle devra couvrir la dispersion des résultats expérimentaux par rapport aux valeurs calculées.

(3) D'une part, il est recommandé que le choix entre la procédure du « pieu modèle » et la procédure du « modèle de terrain » pour déterminer la portance $R_{c;k}$ et la résistance de traction $R_{t;k}$ à partir des résultats d'essais de sol soit fait dès l'avant-projet. D'autre part, il est impératif que ce choix soit fait au plus tard durant la phase projet. Les phases d'avant-projet et de projet sont définies dans la norme [NF P 94-500](#). Ce choix peut être remis en cause dans les phases ultérieures si des informations géotechniques nouvelles l'imposent (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Ce choix est guidé par des considérations relatives à la connaissance du site ainsi qu'à la dispersion et aux variations de ses caractéristiques (Normes [NF EN 1990](#) et [NF EN 1997](#)). Il ne doit pas être guidé par le degré plus ou moins conservatif de chacune des deux méthodes.

NOTE 2

Lorsqu'un sondage a été réalisé au droit d'un appui, en respectant la pratique usuelle, notamment en ce qui concerne l'espacement vertical des essais, on peut appliquer la procédure du « modèle de terrain » en prenant comme valeurs caractéristiques les valeurs issues directement du sondage, à condition que la stratigraphie du site soit régulière, que les sols soient relativement homogènes et que la surface d'appui soit limitée. D'une manière générale, on peut considérer que les valeurs du sondage s'appliquent telles quelles dans un rayon de moins de [5](#) m.

8.6 Fondation profonde isolée sous un effort transversal

8.6.1 Interaction sol-pieu en partie courante du fût

(1) Il convient de caractériser le comportement transversal d'une fondation profonde isolée par les relations liant le déplacement et la rotation de la tête de l'élément aux efforts tranchants et aux moments fléchissants qui y sont appliqués.

(2) Il convient de définir deux types de lois de réaction, l'une vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application de l'effort, l'autre vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application (Notes 1 et 2).

NOTE 1

À une profondeur donnée, ces lois donnent, localement, la relation définie par la fonction Φ entre le déplacement transversal δ et la densité linéique de forces r résultant de ce déplacement. Elles sont notées :

- $r_v = \Phi_v(\delta_v)$ pour les sollicitations de longue durée d'application ;
- $r_i = \Phi_i(\delta_i)$ pour les sollicitations de courte durée d'application.

NOTE 2

La procédure recommandée de construction de ces lois à partir des données pressiométriques ou pénétrométriques est donnée en [annexe I](#). Les lois proposées ne permettent pas a priori de traiter le cas des chargements cycliques.

8.6.2 Loi effort-déplacement pour un type de sollicitation donné

8.6.2.1 Principes

(1) Dans les cas usuels (Note 1), il est admis de considérer uniquement la première partie linéaire (« pseudo élastique ») des lois, à condition (Note 2) de vérifier, pour les combinaisons d'actions considérées, que le domaine de validité de la loi n'est pas dépassé dans les couches qui ont été prises en compte (Note 3).

NOTE 1

En général, l'effet des chocs de véhicules ou de bateaux sur un appui ne peut pas être analysé à partir d'une loi simplifiée et nécessite de considérer une loi non linéaire effort - déplacement transversal.

NOTE 2

Ces simplifications supposent que l'attribution de caractéristiques minimales aux lois de comportement du sol aboutit aux sollicitations les plus défavorables en tout point de la structure. Il convient donc d'apprécier dans quels cas ces simplifications sont admissibles.

NOTE 3

Une loi linéaire sécante peut être substituée à une loi non linéaire, à condition de s'assurer que le palier plastique n'est jamais dépassé.

8.6.2.2 Rigidité de flexion

(1) Lors du calcul des sollicitations, la rigidité de flexion de la fondation profonde est déterminée avec les simplifications admises par les règles de justification du béton armé aux états-limites en tenant compte pour les fondations profondes en béton munies d'une gaine épaisse, de cette dernière en lui attribuant une épaisseur qui doit être initialement au moins égale à 2 mm et diminuée de l'épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion (Notes 1 à 3 et Articles [12.2.6](#) et [12.3.2](#)).

NOTE 1

Ces simplifications reviennent à considérer ce que l'on appelle communément les sections « brutes ».

NOTE 2

On rappelle que cette approximation n'est admissible que dans la mesure où les rapports de déformabilité des différentes pièces ne sont pas fondamentalement modifiés.

NOTE 3

Dans les cas visés par l'article [8.8.4](#) du présent document, pour lesquels on évalue les effets de déplacements latéraux du sol environnant sur une fondation profonde, on peut prendre en compte les adaptations qui résultent d'un comportement élasto-plastique de la fondation profonde si :

- elle n'est pas fragile ;
- les adaptations sont compatibles avec la résistance aux autres sollicitations.

8.6.2.3 Modélisation de l'interaction sol-base

(1) En règle générale, on admet que les déplacements transversaux et les rotations de la base d'une fondation profonde ne mobilisent aucune réaction de la part du terrain, c'est-à-dire que l'effort tranchant et le moment fléchissant sont nuls au niveau de celle-ci (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Cette modélisation dite « pointe libre » revient à négliger les frottements qui peuvent se développer entre le sol et la base de la fondation profonde, ainsi que l'excentricité de l'effort normal.

NOTE 2

Dans le cas d'une fondation profonde ancrée dans un substratum calculée avec des conditions dites de « pointe articulée » ou « encastrée », suivant la longueur d'ancrage, on conserve l'hypothèse de la « pointe libre » en schématisant le substratum par un sol de rigidité élevée.

NOTE 3

Lorsque l'interaction entre le terrain et la base intervient de façon notable (barrettes, puits de grandes dimensions transversales, pieux courts), il est loisible de retenir des lois de comportement plus élaborées.

8.7 Comportement d'un groupe de fondations profondes

8.7.1 Domaine d'application

(1) Les prescriptions de l'article 8.7 ne s'appliquent qu'aux cas de fondations profondes composées d'un ou plusieurs éléments verticaux de même section (Note 1).

NOTE 1

Dans le cas contraire, des adaptations sont nécessaires pour représenter au mieux le comportement de la fondation.

8.7.2 Comportement axial

(1) Le comportement axial d'un groupe de fondations profondes diffère nettement d'une fondation profonde unique à la fois en ce qui concerne d'une part sa portance ou sa résistance de traction et d'autre part sa rigidité axiale.

(2) L'analyse du comportement d'un groupe de fondations profondes nécessite de prendre en compte deux phénomènes :

- le premier est lié aux effets de la mise en oeuvre des fondations profondes sur le terrain compte tenu de leur faible espacement ;
- le second est lié lors du chargement à l'interaction entre les différentes fondations profondes de par la géométrie du groupe considéré.

(3) La valeur de portance ou de résistance de traction d'un groupe de n fondations profondes diffère de n fois la portance ou la résistance de traction d'un élément isolé. Les méthodes permettant de déterminer la valeur de portance ou de résistance de traction d'un groupe de fondations profondes sont présentées dans les articles [9.3](#) et [10.3](#) ainsi que dans [l'annexe J](#).

(4) L'analyse du comportement d'un groupe de fondations profondes, en termes de déplacement, repose sur des méthodes complexes (Article [14.3](#) et [Annexe L](#)) basées sur l'adéquation entre les déplacements des différents pieux constituant le groupe de fondations profondes et le sol environnant.

(5) Les pieux d'un groupe de fondations profondes présentent en général des rigidités différentes selon leur emplacement au sein du groupe. Les efforts qu'ils subissent peuvent alors être notablement majorés ou minorés par rapport à une valeur correspondant au cas où ils présenteraient tous la même rigidité.

8.7.3 Comportement transversal

(1) On peut considérer que les lois de comportement transversal de n éléments de fondation placés dans le sens du déplacement n'interfèrent pas si la distance a de nu à nu entre ces éléments satisfait la condition suivante (Figures 8.7.3.1 et [8.7.3.2](#)) :

$$a \geq 2 \max\{B; L\} \quad (8.7.3.1)$$

- B est la plus grande largeur des éléments mesurée perpendiculairement au sens du déplacement ;
- L est la longueur des éléments mesurée dans le sens du déplacement.

(2) On peut considérer que les lois de comportement transversal de n éléments de fondation situés perpendiculairement au sens du déplacement n'interfèrent pas si la distance b de nu à nu entre ces éléments satisfait la condition suivante (Figure 8.7.3.2) :

$$b \geq 2 \max\{B; L\} \quad (8.7.3.2)$$

- B est la plus grande largeur des éléments mesurée perpendiculairement au sens du déplacement ;
- L est la longueur des éléments mesurée dans le sens du déplacement.

(3) Lorsque la distance de nu à nu des éléments de fondation ne respecte pas l'une des inégalités (8.7.3.1) ou (8.7.3.2), il convient de définir les lois effort-déformation en tenant compte de leur interaction réciproque.

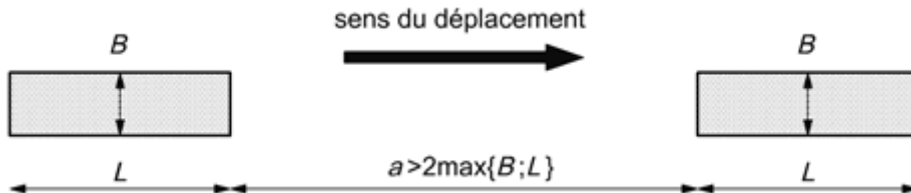


Figure 8.7.3.1 Condition de non-interférence des lois de comportement transversal des éléments de fondation placés dans le sens du déplacement

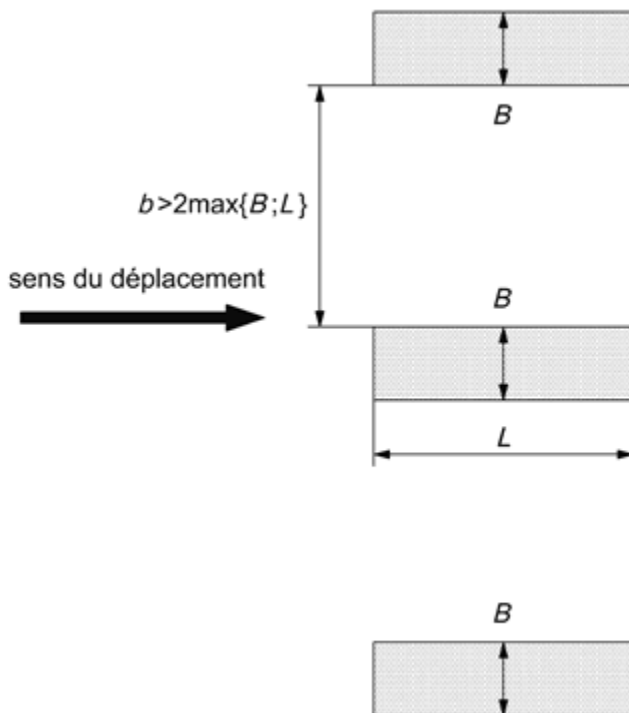


Figure 8.7.3.2 Condition de non-interférence des lois de comportement transversal des éléments de fondation situés perpendiculairement au sens du déplacement

8.7.4 Comportement de la semelle de liaison

(1) Pour le calcul des sollicitations, il est admis de considérer la semelle de liaison comme un corps infiniment rigide si elle respecte la condition suivante :

$$h \geq \frac{d}{2,5} \quad (8.7.4)$$

- h est la hauteur de la semelle ;
- d est le plus grand entraxe entre deux éléments de fondation du groupe.
-

8.8 Prise en compte des déplacements d'ensemble du terrain

8.8.1 Principes

(1) Le déplacement d'ensemble du terrain enserrant une fondation profonde engendre sur celle-ci des sollicitations dont il doit être tenu compte dans les justifications (Note 1).

NOTE 1

Compte tenu de la difficulté à bien appréhender l'intensité de ces sollicitations, il convient dans la mesure du possible de les réduire par un choix approprié de la conception de la fondation et du phasage des travaux.

(2) Les modèles de comportement définis ci-après doivent être pris en compte lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- la fondation est uniquement composée d'éléments verticaux identiques reliés en tête par une semelle rigide,
- les déplacements du sol sont provoqués par le chargement des terrains en place.

(3) Dans les autres cas, la fondation doit être justifiée à partir des modèles plus appropriés, éventuellement obtenus en adaptant les principes énoncés dans les articles [8.8.2](#) et [8.8.3](#).

8.8.2 Frottement négatif sur une fondation profonde isolée

(1) Un tassement relatif du sol par rapport à une fondation profonde engendre sur le périmètre de celle-ci des efforts de frottement dirigés vers le bas (note 1) dont il doit être tenu compte dans les justifications.

NOTE 1

L'intensité de ces contraintes appelées frottements négatifs augmente avec le temps, pour atteindre une valeur maximale en fin de consolidation du sol. Dans certains cas, il est nécessaire de considérer en plus les phénomènes de fluage.

(2) A défaut d'autres modèles (Note 1), l'intensité de la contrainte de frottement négatif doit être évaluée suivant les indications données à l'[annexe H](#).

NOTE 1

Des modèles plus simples mais plus pessimistes que ceux indiqués en [annexe H](#) peuvent s'avérer suffisants dans certains cas.

(3) La somme des contraintes de frottement négatif sur l'ensemble de la surface latérale de la fondation profonde située au-dessus du point neutre (Note 1) constitue le frottement négatif total sur l'élément isolé.

NOTE 1

Le point neutre est le point de l'axe de la fondation profonde au-dessus duquel les faces latérales de celle-ci sont soumises au frottement négatif. C'est théoriquement le point de la fondation profonde où le tassement de celle-ci est égal au tassement du sol.

8.8.3 Frottements négatifs sur un ensemble d'éléments de fondation profonde

(1) À défaut d'autres modèles prescrits, le frottement négatif G_{sn} subi par l'élément de la fondation doit être évalué suivant les indications données à l'[Annexe H](#).

(2) En règle générale, la résistance limite $R_{c;k}$ est estimée en supposant que le frottement axial est nul sur toute la hauteur de sol compressible, y compris celle située au-dessous du point neutre déterminé pour un élément supposé isolé (Note 1).

NOTE 1

Lorsque le frottement négatif est faible, il est possible de considérer la valeur du frottement négatif sur un groupe de n fondations profondes comme la somme des n valeurs de frottement négatif calculées sur chaque fondation profonde du groupe.

8.8.4 Cumul des frottements négatifs et des charges dues aux actions variables

(1) À défaut de modèle plus représentatif, on doit adopter les règles de cumul des frottements négatifs et des charges dues aux actions variables indiquées dans l'article [7.3.3](#).

8.8.5 Comportement d'un élément isolé vis-à-vis de déplacements horizontaux du terrain

(1) Pour la justification des fondations, un déplacement horizontal éventuel du terrain doit être caractérisé par une fonction notée $g(z)$ donnant l'amplitude de ce déplacement en fonction de la profondeur (Note 1).

NOTE 1

À défaut de mesures représentatives, le choix de la fonction $g(z)$ peut être effectué suivant les indications données à l'[annexe K](#).

(2) Le comportement de l'élément doit par ailleurs être modélisé suivant les principes énoncés à l'article [8.6.2](#) relatif au comportement transversal d'un élément isolé en considérant, pour l'étude des actions de longue durée d'application, les déplacements relatifs entre la fondation profonde et le sol, ce qui revient à prendre comme expression de r_v :

$$r_v = \Phi_v(\delta_v - g) \quad (8.8.5)$$

(3) Lorsqu'une fondation doit être justifiée vis-à-vis d'un déplacement horizontal du sol, l'amplitude de ce déplacement est en général suffisamment importante pour nécessiter une analyse non linéaire du comportement.

(4) L'effet des actions induit par un déplacement horizontal $g(z)$ doit être estimé à partir d'une méthode MISS ([11.2](#)). Le facteur partiel γ_{sp} s'applique pour ce type de calcul aux effets des actions (Notes 1 à 3).

NOTE 1

On rappelle également qu'en présence de déplacements du sol, ce sont en général les lois d'interaction sol-structure possédant les caractéristiques maximales qui engendrent les sollicitations les plus défavorables. Il convient donc de choisir en conséquence Φ_i et Φ_v définies à la clause [8.6.1](#) (2).

NOTE 2

À défaut de modèle plus représentatif, les caractéristiques maximales de ces lois d'interaction sont évaluées suivant les indications données à l'[Annexe K](#).

NOTE 3

La modélisation d'une fondation profonde peut prendre en compte le comportement élasto-plastique du matériau la constituant (Clauses [8.6.2.1](#) (1) Note 3 et 12.1 (2) Note 1).

(5) Sous réserve que les éléments de fondation soient suffisamment distants les uns des autres pour que l'on puisse considérer que leurs lois de comportement transversal n'interfèrent pas, le comportement d'ensemble de la fondation doit être déduit des principes énoncés dans les annexes [L](#) et [K](#) (Notes 1 et 2).

NOTE 1 : En l'état actuel des connaissances, il est impossible de donner des indications de portée générale lorsque cette condition n'est pas remplie.

NOTE 2

Il est fortement déconseillé de prévoir des éléments rapprochés perpendiculairement au sens de déplacement du sol.

(6) Sauf prescription contraire, on doit adopter la même fonction $g(z)$ pour tous les éléments d'une même fondation.

8.9 Essais de pieux à réaliser

(1) Selon d'une part le mode de sollicitation des fondations profondes (compression ou traction) et d'autre part la classe de conséquence de l'ouvrage et sa catégorie géotechnique, des essais de pieux sont à réaliser afin de confirmer les paramètres de dimensionnement considérés (Sections [9](#) et [10](#)).

(2) Les différents types d'essais de pieux ou de micropieux sont définis ci-dessous (Note 1) :

- essai préalable : cet essai mené en règle générale jusqu'à la rupture de la fondation profonde doit être réalisé lors de la phase d'étude du projet de manière à confirmer la faisabilité de l'ouvrage projeté ;
- essai de conformité : cet essai mené en règle générale jusqu'à la rupture de la fondation profonde doit être réalisé au début du chantier avant la réalisation des pieux de manière à contrôler les paramètres de dimensionnement retenus ;
- essai de contrôle : cet essai doit être réalisé sur des fondations profondes de l'ouvrage après leur réalisation jusqu'à une charge n'excédant pas 1,4 fois la résistance à l'ELS quasi permanent de la fondation profonde.

NOTE 1

Il convient de se référer aux normes d'essais de chargement appropriées pour définir notamment les différents paliers de chargement ainsi que leur durée.

(3) Les tableaux 8.9.1 et [8.9.2](#) présentent les essais à réaliser en fonction des sollicitations s'appliquant sur les fondations profondes. Leur utilisation dépend des différents cas décrits ci-dessous :

- pour le tableau 8.9.1 :
 - quels que soient les cas de charge, les fondations profondes sont sollicitées uniquement en compression ;
 - les fondations profondes sont sollicitées en traction et la valeur de calcul de la charge correspondant à la combinaison à l'ELS quasi permanent reste inférieure à 15 % de la résistance limite de traction des fondations profondes ($F_{t;d} < 0,15R_s$) ;
- pour le [tableau 8.9.2](#) :
 - les fondations profondes sont sollicitées en traction et la valeur de calcul de la charge correspondant à la combinaison à l'ELS quasi permanent est supérieure à 15 % de la résistance limite de traction des fondations profondes ($F_{t;d} \geq 0,15R_s$).

(4) Lors de la réalisation d'essais de conformité ou d'essais de contrôle, il conviendra en général d'effectuer un essai pour 200 fondations profondes réalisées dans le cas où celles-ci sont sollicitées en compression et un essai pour 50 fondations profondes réalisées dans le cas où celles-ci sont sollicitées en traction (Note 1).

NOTE 1

Le nombre d'essais est à adapter en fonction des reconnaissances de sol réalisées.

(5) Pour les micropieux, il convient d'admettre l'équivalence entre les résultats d'un essai de compression et d'un essai de traction.

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Pieux de classe 1 à 7 hormis les pieux de catégorie 10 et 15 (Annexe A)	Micropieux ou pieux de classe 8 et pieux de catégorie 10 et 15 (Annexe A)
1	1	—	Essai de contrôle
	2	—	Essai de conformité
2	2		ou Essai de contrôle
	3	—	Essai préalable dans les sols argileux ($l_p > 20$) Essai de conformité
3	et Essai de contrôle		

Tableau 8.9.1 Essais à réaliser pour des fondations profondes sollicitées en compression et en traction ($F_{t,d} < 0,15R_s$)

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Pieux de classe 1 à 7 hormis les pieux de catégorie 10 et 15 (Annexe A)	Micropieux ou pieux de classe 8 et pieux de catégorie 10 et 15 (Annexe A)
1	1	—	Essai de contrôle
	2	Essai de conformité	Essai de conformité
2	2	ou Essai de contrôle	ou Essai de contrôle
	3	Essai préalable dans les sols argileux ($l_p > 20$) Essai de conformité	Essai préalable dans les sols argileux ($l_p > 20$) Essai de conformité
3	et Essai de contrôle		

Tableau 8.9.2 Essais à réaliser pour des fondations profondes sollicitées en traction ($F_{t,d} \leq 0,15R_s$)

9 Etat-limite de portance

9.1 Principe généraux

(1) La portance (Note 1) d'une fondation profonde sous charge axiale doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

NOTE 1

On ne vise ici que la résistance du terrain vis-à-vis d'une sollicitation de compression. La résistance en compression de la structure d'une fondation profonde est également à vérifier conformément à la norme appropriée au matériau qui la constitue (Sections [6.4](#) et [12](#)). Elle peut, dans certaines conditions de projets (par exemple des fondations profondes encastrées dans du rocher), être plus faible que la portance géotechnique.

(2) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions :

- de la norme NF EN 1997-1, et en particulier de [l'article 7.6](#) (Fondations profondes sous charge axiale),
- du présent document et en particulier des articles [8.2](#), [8.5](#), [9.2](#) et [9.3](#) et selon le modèle de calcul retenu (Annexes [F](#) et [G](#)).

NOTE 1

La vérification est à effectuer suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'annexe C de ce document, articles [C.2.1](#) et [C.2.2](#) respectivement pour les actions et les propriétés des terrains et articles [C.2.3](#) et [C.2.4](#) pour les résistances de portance.

9.2 Portance d'une fondation profonde isolée

9.2.1 Principes

(1) Pour démontrer qu'une fondation profonde isolée supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, l'inégalité suivante doit être satisfaite (Notes 1 à 3) pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge à l'état limite ultime :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (9.2.1.1)$$

- $F_{c;d}$ est la valeur de calcul de la charge de compression axiale sur la fondation profonde ;
- $R_{c;d}$ est la valeur de calcul de la portance de la fondation profonde.

NOTE 1

En principe, il convient d'inclure dans $F_{c;d}$ le poids propre de la fondation profonde et dans $R_{c;d}$ la pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation profonde. Toutefois, ces deux termes peuvent être omis s'ils se neutralisent approximativement. Ils ne peuvent pas être omis lorsque :

- le frottement négatif est important ;
- le sol est très léger ;
- la fondation profonde dépasse au-dessus de la surface du terrain.

NOTE 2

Pour le calcul des sollicitations, on peut considérer que les lois de comportement axial des éléments de fondations ne sont pas influencées par la présence des éléments voisins. Cette hypothèse n'exclut pas que la résistance limite d'une fondation composée de n éléments puisse être inférieure à n fois la charge limite d'un élément isolé (effet de groupe) et que la portance du groupe de fondations profondes est aussi à vérifier ([Article 9.3](#)). La vérification porte, dans ce cas sur deux mécanismes de rupture :

- le défaut de portance des fondations profondes prises individuellement ;
- le défaut de portance des fondations profondes et du sol contenu entre eux, le tout agissant comme un bloc.

La plus faible des valeurs correspondant à ces deux mécanismes de rupture sera choisie comme portance de calcul.

NOTE 3

Lorsque du frottement négatif est pris en compte, les combinaisons d'actions à considérer pour déterminer $F_{c;d}$ sont précisées dans les articles [7.3.1](#), [7.3.2](#) et [7.3.3](#). Il convient de rappeler que les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables.

(2) La valeur de calcul de la portance $R_{c;d}$ doit être déterminée au moyen de l'une des formules suivantes (Note 1) :

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t \quad (9.2.1.2)$$

ou

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (9.2.1.3)$$

- $R_{c;d}$ est la valeur de calcul de la portance du terrain sous une fondation profonde ;
- $R_{c;k}$ est la valeur caractéristique de la portance du terrain sous une fondation profonde ;
- $R_{b;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de pointe d'une fondation profonde ;
- $R_{s;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde ;
- γ_t ; γ_b ; γ_s sont les facteurs partiels respectivement pour les résistances $R_{c;k}$, $R_{b;k}$ et $R_{s;k}$.

NOTE 1

Les valeurs des facteurs partiels pour les situations permanentes et transitoires et les situations accidentelles sont présentées à l'article [C.2.3](#).

(3) Pour les combinaisons à l'ELU sismique, la valeur du coefficient γ_t est précisée à la clause 11 de la [Section 1](#) du présent document.

9.2.2 Méthode de calcul à partir d'essais de pieux

(1) Dans le cas de la méthode basée sur des essais de chargement statique ou de la méthode basée sur des essais d'impacts dynamiques, la valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ doit être déterminée au moyen de la formule générale suivante :

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_b + R_s}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moyen}}}, \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_{\text{min}}} \right\} \quad (9.2.2)$$

où ξ_{moy} et ξ_{min} sont des facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation, du nombre de fondations profondes testées représentatif utilisé ainsi que des conditions de projet et sont appliqués respectivement (Notes 1 et 2) :

- aux valeurs moyennes $(R_c)_{\text{moyen}} = (R_b + R_s)_{\text{moyen}} = (R_b)_{\text{moyen}} + (R_s)_{\text{moyen}}$
- et aux valeurs minimales $(R_c)_{\text{min}} = (R_b + R_s)_{\text{min}}$

NOTE 1

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ sont déterminées à partir de la surface d'investigation et des facteurs de corrélation ξ' qui sont donnés dans les tableaux [C.2.4.1](#) et [C.2.4.3](#), respectivement en rapport avec les essais de chargement statique de pieux (ξ_1 et ξ_2) et les essais d'impact dynamique (ξ_5 et ξ_6). [L'annexe E](#) explicite le calcul des valeurs des facteurs de corrélation ξ .

NOTE 2

Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des fondations profondes « faibles » aux fondations profondes « résistantes », les valeurs de ξ_{moy} et ξ_{min} peuvent être divisées par 1,1 (à condition que ξ_{moy} ne soit jamais inférieur à 1,0), lorsqu'on dérive les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux ou à partir d'essais sur les sols ([Norme NF EN 1997-1](#)).

9.2.3 Procédure du « pieu modèle »

(1) Pour calculer la valeur caractéristique $R_{c;k}$ de la portance d'une fondation profonde à partir des N valeurs de portance R_c obtenues sur les N sondages d'une zone homogène, il est possible de mener deux types d'analyse : l'une basée sur l'application des facteurs de corrélation ξ , l'autre basée sur l'application de l'[Annexe D](#) de la norme NF EN 1990.

(2) La mise en oeuvre de la méthode basée sur l'application des facteurs de corrélation ξ conduit à déterminer la valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ au moyen de la formule générale suivante :

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1} \xi} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_c)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moyen}}}; \frac{(R_c)_{\text{min}}}{\xi_{\text{min}}} \right\} \quad (9.2.3.1)$$

ξ_{moy} et ξ_{min} sont des facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation, du nombre de profils d'essais de sol représentatifs utilisé ainsi que des conditions de projet et sont appliqués respectivement (Notes 1 à 3) :

- aux valeurs moyennes $(R_c)_{\text{moyen}} = (R_b + R_s)_{\text{moyen}} = (R_b)_{\text{moyen}} + (R_s)_{\text{moyen}}$
- et aux valeurs minimales $(R_c)_{\text{min}} = (R_b + R_s)_{\text{min}}$.

$\gamma_{R;d1}$ est la valeur du coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul ([Article 9.2.5](#)) ; sa valeur est présentée dans les annexes [F](#) et [G](#) (Note 3).

NOTE 1

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ sont déterminées à partir de la surface d'investigation et des facteurs de corrélation ξ' qui sont donnés dans le [tableau C.2.4.2](#) (ξ_3 et ξ_4). [L'annexe E](#) explicite le calcul des valeurs des facteurs de corrélation ξ .

NOTE 2

Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des fondations profondes « faibles » aux fondations profondes « résistantes », les valeurs de ξ_{moy} et ξ_{min} peuvent être divisées par 1,1 (à condition que ξ_{moy} ne soit jamais inférieur à 1,0), lorsqu'on dérive les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux ou à partir d'essais sur les sols (Norme [NF EN 1997-1](#)).

NOTE 3

En général, les modèles de calcul sont calés sur les valeurs de portance ou de résistance de traction de la fondation profonde les plus probables et le facteur de modèle $\gamma_{R;d1}$ est supérieur à 1 pour prendre en compte leur dispersion. Lorsqu'il n'est pas spécifié, il convient de s'assurer qu'il est inclus dans la méthode de calcul qui doit alors être suffisamment prudente et que l'on peut alors considérer une valeur égale à 1 pour $\gamma_{R;d1}$.

(3) La mise en oeuvre de la méthode basée sur [l'annexe D](#) de la norme NF EN 1990 consiste à déterminer avec au moins 3 profils d'essais la valeur caractéristique $R_{c;k}$ à partir de la valeur $R_{c;pr}$ suivant la relation suivante (Note 1) :

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;pr}}{\gamma_{R;d1}} \quad (9.2.3.2)$$

$R_{c;pr}$ est calculée à partir de N valeurs de portance R_c suivant les recommandations de [l'Annexe D](#) de la norme NF EN 1990 en retenant une distribution log-normale

(4) Pour la méthode dite du « pieu modèle », les valeurs de la résistance de pointe R_b et de la résistance de frottement axial R_s sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$R_b = A_b q_b \text{ et } R_s = \sum_i A_{s;i} q_{s;i} \quad (9.2.3.3) \text{ et } (9.2.3.4)$$

- q_b désigne la valeur de la pression résistante limite à la base d'une fondation profonde ;
- $q_{s;i}$ désigne la valeur de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain.

(5) En vue de déterminer la valeur de la charge de fluage selon l'article [14.2.2](#), il convient de déterminer les valeurs caractéristiques de résistance de pointe et frottement axial selon les relations suivantes :

$$\frac{R_{b;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{b; moy}}{R_{c; moy}} \quad (9.2.3.5)$$

$$\frac{R_{s;k}}{R_{c;k}} = \frac{R_{s; moy}}{R_{c; moy}} \quad (9.2.3.6)$$

9.2.4 Procédure du « modèle de terrain »

(1) Dans le cas de la procédure du « modèle de terrain », la valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ doit être déterminée au moyen des équations suivantes (Note 1) :

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \text{ et } R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (9.2.4.1) \text{ et } (9.2.4.2)$$

$$q_{b;k} = \frac{q_b}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} \text{ et } q_{s;i;k} = \frac{q_{s;i}}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} \quad (9.2.4.3) \text{ et } (9.2.4.4)$$

- q_b désigne la valeur de la pression résistante limite à la base d'une fondation profonde ;
- $q_{s;i}$ désigne la valeur de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain ;
- $q_{b;k}$ désigne la valeur caractéristique de la pression résistante limite à la base d'une fondation profonde ;
- $q_{s;i;k}$ désigne la valeur caractéristique de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain.
- $\gamma_{R;d1}$ est la valeur du coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul ([Article 9.2.5](#)) ; sa valeur est présentée dans les annexes [F](#) et [G](#) ;
- $\gamma_{R;d2}$ est la valeur du coefficient partiel lié au calage des méthodes de calcul décrites dans les annexes [F](#) et [G](#) sur la pratique antérieure ([Article 9.2.5](#)).

NOTE 1

En général, les modèles de calcul sont calés sur les valeurs de portance et de résistance de traction de la fondation profonde les plus probables et le facteur de modèle $\gamma_{R;d1}$ est supérieur à 1 pour prendre en compte leur dispersion. Lorsqu'il n'est pas spécifié, il convient de s'assurer qu'il est inclus dans la méthode de calcul qui doit alors être suffisamment prudente et que l'on peut alors considérer une valeur égale à 1 pour $\gamma_{R;d1}$.

(2) Les valeurs q_b et $q_{s,i}$ doivent être déterminées à partir de valeurs représentatives ou caractéristiques de pression limite p_i et de résistance à la pénétration q_c , conformément à l'article [2.4.5.2](#) de la norme NF EN 1997-1 (Notes [5](#) et [6](#) de l'[article 8.5.2](#) du présent document).

9.2.5 Détermination des coefficients partiels $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$

(1) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ est liée à la dispersion du modèle de calcul et est donc différente pour la méthode pressiométrique ([Annexe F](#)) et la méthode pénétrométrique ([Annexe G](#)). Elle varie suivant que la fondation profonde est sollicitée en compression ou en traction (Note 1).

NOTE 1

Elle permet en moyenne de garantir en ce qui concerne la valeur caractéristique de la résistance limite en compression un taux de mise en défaut de 15 % ce qui correspond sensiblement au même taux que les anciens règlements ([Fascicule 62 Titre V](#) et [DTU 13.2](#)).

(2) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$, qui ne s'applique que pour la procédure du « modèle de terrain », vise à compenser l'écart lié à une détermination qualitative des valeurs caractéristiques élémentaires (soit $p_{l;k}$ ou $q_{c;k}$) (Note 1).

NOTE 1

La détermination qualitative, mise en oeuvre dans la procédure du « modèle de terrain », donne lieu à une dispersion entre opérateurs, mais en moyenne elle semble plus optimiste que la détermination statistique. Comme elle correspond à peu près à la pratique antérieure, la valeur du coefficient $\gamma_{R;d2}$ a été calée de manière à retrouver, en conjonction avec les autres coefficients $\gamma_{R;d1}$ et γ_t , sensiblement les coefficients globaux de sécurité des anciens règlements (Note 2).

NOTE 2

Le produit de l'ensemble des coefficients partiels, d'une part $\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ et γ_t pour la procédure du « modèle de terrain » et d'autre part ξ , $\gamma_{R;d1}$ et γ_t pour la procédure du « pieu modèle », permet de retrouver sensiblement les coefficients de sécurité globaux des anciens règlements ([Fascicule 62 Titre V](#) et [DTU 13.2](#)).

9.3 Portance d'un groupe de fondations profondes

(1) La portance d'un groupe de fondations profondes peut être inférieure à la somme des portances des fondations profondes considérés isolément. Deux causes sont généralement invoquées :

- le rapprochement des fondations profondes modifie les réactions mobilisables. Ce phénomène affecte essentiellement le frottement axial. Il s'exprime avec un coefficient d'efficacité C_e ;
- le comportement global du bloc constitué par le groupe de fondations profondes et le terrain enserré qui peut présenter une résistance moindre du fait de son interaction avec le terrain encaissant.

(2) Vis-à-vis de la réduction de portance causée par le rapprochement des fondations profondes, la vérification consiste à vérifier l'inégalité suivante (Notes 1 et 2) pour toutes les combinaisons de charges nécessaires :

$$F_{cg;d} \leq n(R_{b;d} + C_e R_{s;d}) \tag{9.3.1}$$

- $F_{cg;d}$ est la valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de fondations profondes ;
- $R_{b;d}$ est la valeur de calcul de la résistance de pointe d'une fondation profonde isolée ;
- $R_{s;d}$ est la 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 qui a uniquement un effet sur le terme de frottement axial ;

NOTE 1

A défaut de méthode plus représentative, le coefficient C_e est déterminé suivant les indications de l'[Annexe J](#).

NOTE 2

Cette vérification n'est normalement à faire que dans le cas d'un groupe de pieux flottants. Un pieu peut être considéré comme flottant lorsque sous sa charge de fluage, l'effort résistant mobilisé par frottement est supérieur à l'effort mobilisé sous sa pointe.

(3) Vis-à-vis du comportement global du groupe de fondations profondes, il convient de considérer l'ensemble des éléments de fondation et du sol qu'ils enserrant comme un bloc monolithique dont la section droite est délimitée par le plus petit périmètre circonscrit et traiter le bloc comme une fondation unique (Note 1). La relation à vérifier est alors la suivante (Notes 1 et 2) :

$$F_{cg;d} \leq R_{cg;d} \tag{9.3.2}$$

- $F_{cg;d}$ est la valeur de calcul de la charge de compression axiale sur le groupe de fondations profondes ;
- $R_{cg;d}$ est la valeur de calcul de la résistance globale à la compression (portance) du terrain pour le groupe de fondations profondes.

NOTE 1

Cette modélisation aboutit à considérer la fondation, suivant son encastrement, comme une fondation superficielle, semi-profonde ou (le plus souvent) une fondation profonde unique de grand diamètre. La fondation est alors à justifier conformément aux dispositions correspondantes, y compris lorsque la fondation est soumise à des frottements négatifs. Une méthode de calcul de $R_{cg;d}$ est présentée en [annexe J](#).

NOTE 2

Cette vérification a pour objet la vérification du comportement global de la fondation sur pieux. Elle n'est normalement à faire que dans les cas suivants :

- groupe de pieux flottants ;
- groupe de pieux mobilisant un effort de pointe dans une couche de bonne résistance mécanique mais surmontant une couche de moindre résistance.

Cette vérification ne dispense pas, lorsqu'il y a lieu, de justifier la fondation vis-à-vis d'un état-limite de déplacement exigé par la structure portée (calcul du tassement d'un groupe de pieux).

(3) les coefficients partiels à utiliser sont ceux définis pour déterminer la portance d'une fondation profonde isolée ([Article 9.2](#)).

10 Etat-limite de traction

10.1 Principe généraux

(1) La résistance limite de traction (Note 1) d'une fondation profonde sous charge axiale doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

NOTE 1

On ne vise ici que la résistance du terrain vis-à-vis d'une sollicitation de traction. La résistance à la traction de la structure d'une fondation profonde est également à vérifier conformément à la norme appropriée au matériau qui la constitue (Sections [6.4](#) et [12](#)).

(2) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions :

- de la norme NF EN 1997-1, et en particulier de l'article [7.6.3](#) (Résistance à la traction du terrain) ;
- du présent document et en particulier des articles [8.2](#) (Note 1), [10.2](#) et [10.3](#).

NOTE 1

Pour les vérifications de type GEO/STR, la vérification est à effectuer suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'annexe C de ce document, articles [C.2.1](#) et [C.2.1](#) respectivement pour les actions et les propriétés des terrains et articles [C.2.3](#) et [C.2.4](#) pour la résistance à la traction du terrain.

(3) Le calcul des fondations profondes en traction doit être compatible avec les règles de calcul données dans la [section 9](#), lorsqu'elles s'appliquent ([Article 10.2](#)).

10.2 Résistance de traction d'une fondation profonde isolée

10.2.1 Principes

(1) Pour démontrer qu'une fondation profonde isolée supportera la traction de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance à la traction du terrain, l'inégalité suivante doit être satisfaite (Notes 1 à 4) pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge à l'état-limite ultime (10.2.1) :

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (10.2.1.1)$$

- $F_{t;d}$ est la valeur de calcul de la charge de traction axiale sur une fondation profonde ;
- $R_{t;d}$ est la valeur de calcul de la résistance de traction d'une fondation profonde.

NOTE 1

Dans certains cas, la rupture du terrain peut se produire par arrachement d'un cône de terrain (par exemple dans le cas d'une fondation profonde à base élargie). Les mécanismes de rupture à envisager sont relativement complexes. Il pourra néanmoins être envisagé d'appliquer les principes de l'analyse limite en considérant des spirales logarithmiques comme surfaces de rupture.

NOTE 2

Le présent document ne traite pas du cas défavorable des fondations profonde soumises à des chargements cycliques ou à des inversions de charge. Ce type de sollicitations peut avoir un effet néfaste sur la résistance limite de traction mobilisable, mais n'est à considérer que lorsque les conditions de chargement peuvent avoir un effet défavorable sévère. Il est alors recommandé de réaliser des pieux longs (c'est-à-dire dont la longueur est suffisante pour mobiliser la résistance limite de frottement axial en tête sans mobiliser une part notable du frottement axial près du pied). Pour de tels pieux, l'évolution de leur

comportement est beaucoup plus progressive que celle du comportement de pieux « courts » (dont la longueur est suffisamment faible pour que soient mobilisés simultanément le frottement en tête et en pied). Après caractérisation de la rigidité axiale initiale, l'observation de l'évolution de cette rigidité apporte des garanties que l'on ne peut généralement pas attendre d'un calcul prévisionnel. Cette pratique est particulièrement pertinente pour des pieux supports d'un massif de repos d'une grue à tour.

NOTE 3

Lorsqu'il y a lieu, la résistance de traction du groupe de fondations profondes est aussi à vérifier selon les recommandations de [l'article 10.3](#).

NOTE 4

Pour une méthode donnée, le coefficient de modèle $\gamma_{R,t;d}$ vis-à-vis de la résistance de traction peut être différent de celui donné pour la portance, la dispersion étant en général plus forte dans le cas de la résistance de traction.

(2) La valeur de calcul de la résistance de traction $R_{t;d}$ doit être déterminée à partir de la formule suivante (Note 1) :

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \quad (10.2.1.2)$$

- $R_{t;d}$ est la valeur de calcul de la résistance de traction de la fondation profonde ;
- $R_{t;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance de traction de la fondation profonde ;
- $\gamma_{s;t}$ est le facteur partiel pour la résistance $R_{t;k}$.

NOTE 1

Les valeurs des facteurs partiels pour les situations permanentes et transitoires et les situations accidentelles sont indiquées à [l'article C.2.3](#).

(3) Pour les combinaisons à l'ELU sismique, la valeur du coefficient $\gamma_{s;t}$ est précisée à la clause 11 de la [section 1](#) de la présente norme.

10.2.2 Méthodes de calcul à partir d'essais de pieux

(1) Dans le cas de la méthode basée sur des essais de chargement statique ou de la méthode basée sur des essais d'impacts dynamiques, la valeur caractéristique de la résistance de traction de la fondation profonde $R_{t;k}$ doit être déterminée au moyen de la formule générale suivante :

$$R_{t;k} = R_{s;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_s)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moyen}}}; \frac{(R_s)_{\text{min}}}{\xi_{\text{min}}} \right\} \quad (10.2.2.1)$$

où ξ_{moy} et ξ_{min} sont des facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation, du nombre de fondations profondes testées représentatif utilisé ainsi que des conditions de projet et sont appliqués respectivement (Notes 1 et 2) :

- à la valeur moyenne $(R_s)_{\text{moyen}}$;
- et à la valeur minimale $(R_s)_{\text{min}}$.

NOTE 1

Les valeurs des facteurs de corrélation ξ sont déterminées à partir de la surface d'investigation et des facteurs de corrélation ξ' qui sont donnés dans les tableaux [C.2.4.1](#) et [C.2.4.3](#), respectivement en rapport avec les essais de chargement statique de pieux (ξ_1 et ξ_2) et les essais d'impact dynamique (ξ_3 et ξ_6). [L'annexe E](#) explicite le calcul des valeurs des facteurs de corrélation ξ .

NOTE 2

Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des fondations profondes « faibles » aux fondations profondes « résistantes », les valeurs de ξ_{moy} et ξ_{min} peuvent être divisées par 1,1 (à condition que ξ_{moy} ne soit jamais inférieur à 1,0), lorsqu'on dérive les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux ou à partir d'essais sur les sols ([Norme NF EN 1997-1](#)).

10.2.3 Méthode du « pieu modèle »

(1) Pour calculer la valeur caractéristique $R_{t;k}$ de la résistance de traction d'une fondation profonde à partir des N valeurs de résistance de traction R_t obtenues sur les N sondages d'une zone homogène, il est possible de mener deux types d'analyse : l'une basée sur l'application des facteurs de corrélation ξ , l'autre basée sur l'application de [l'annexe D](#) de la norme NF EN 1990.

(2) La mise en oeuvre de la méthode basée sur l'application des facteurs de corrélation ξ conduit à déterminer la valeur caractéristique de la résistance de traction de la fondation profonde $R_{t;k}$ au moyen de la formule générale suivante :

$$R_{t;k} = R_{s;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \text{Min} \left\{ \frac{(R_s)_{\text{moyen}}}{\xi_{\text{moyen}}}; \frac{(R_s)_{\text{min}}}{\xi_{\text{min}}} \right\} \quad (10.2.3.1)$$

où ξ_{moy} et ξ_{min} sont des facteurs de corrélation qui dépendent de la surface d'investigation, du nombre de fondations profondes testées représentatif utilisé ainsi que des conditions de projet et sont appliqués respectivement (Notes 1 à 3) :

- à la valeur moyenne $(R_s)_{\text{moyen}}$;
- et à la valeur minimale $(R_s)_{\text{min}}$.

$\gamma_{R;d1}$ est la valeur du coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul ([Article 9.2.5](#)) ; sa valeur est présentée dans les annexes [F](#) et [G](#) (Note 3).

NOTE 1

Les valeurs des facteurs de corrélation sont données dans le [tableau C.2.4.2](#) (ξ_3 et ξ_4).

NOTE 2

Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des fondations profondes « faibles » aux fondations profondes « résistantes », les valeurs de ξ_{moy} et ξ_{min} peuvent être divisées par 1,1 (à condition que ξ_{moy} ne soit jamais inférieur à 1,0), lorsqu'on dérive les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux ou à partir d'essais sur les sols ([Norme NF EN 1997-1](#)).

NOTE 3

En général, les modèles de calcul sont calés sur les valeurs de portance ou de résistance de traction de la fondation profonde les plus probables et le facteur de modèle $\gamma_{R;d1}$ est supérieur à 1 pour prendre en compte leur dispersion. Lorsqu'il n'est pas spécifié, il convient de s'assurer qu'il est inclus dans la méthode de calcul qui doit alors être suffisamment prudente et que l'on peut alors considérer une valeur égale à 1 pour $\gamma_{R;d1}$.

(3) La mise en oeuvre de la méthode basée sur [l'annexe D](#) de la norme NF EN 1990 dans le cas de la détermination de la valeur caractéristique de la résistance de traction $R_{t;k}$ s'appuie sur les mêmes principes que ceux présentés dans [l'article 9.2.3](#).

(4) La valeur de la résistance de frottement axial R_s est déterminée à partir des relations suivantes :

$$R_s = \sum_i A_{s;i} q_{s;i} \quad (10.2.3.2)$$

$q_{s;i}$ désigne la valeur de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain.

10.2.4 Procédure du « modèle de terrain »

(1) Dans le cas de la procédure du « modèle de terrain », la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial $R_{s;k}$ doit être déterminée au moyen des équations suivantes (Note 1) :

$$R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (10.2.4.1)$$

$$q_{s;i;k} = \frac{q_{s;i}}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} \quad (10.2.4.2)$$

- $q_{s;i}$ désigne la valeur de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain ;
- $q_{s;i;k}$ désigne la valeur caractéristique de frottement axial unitaire limite de la fondation profonde pour la i ème couche de terrain.
- $\gamma_{R;d1}$ est la valeur du coefficient partiel de modèle lié à la dispersion du modèle de calcul ([Article 9.2.5](#)) ; sa valeur est présentée dans les annexes [F](#) et [G](#) ;
- $\gamma_{R;d2}$ est la valeur du coefficient partiel lié au calage des méthodes de calcul décrites dans les annexes [F](#) et [G](#) sur la pratique antérieure ([Article 10.2.5](#)).

NOTE 1

En général, les modèles de calcul sont calés sur les valeurs de portance ou de résistance de traction de la fondation profonde les plus probables et le facteur de modèle $\gamma_{R;d1}$ est supérieur à 1 pour prendre en compte leur dispersion. Lorsqu'il n'est pas spécifié, il convient de s'assurer qu'il est inclus dans la méthode de calcul qui doit alors être suffisamment prudente et que l'on peut alors considérer une valeur égale à 1 pour $\gamma_{R;d1}$.

(2) Les valeurs $q_{s,i}$ doivent être déterminées à partir de valeurs représentatives ou caractéristiques de pression limite $p_{i,e}$ et de résistance à la pénétration $q_{c,i}$, conformément à l'article [2.4.5.2](#) de la norme NF EN 1997-1 (Notes [5](#) et [6](#) de [l'article 8.5.2](#) du présent document).

10.2.5 Détermination des coefficients partiels $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$

(1) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ est liée à la dispersion du modèle de calcul et est donc différente pour la méthode pressiométrique ([Annexe F](#)) et la méthode pénétrométrique ([Annexe G](#)). Elle varie suivant que la fondation profonde est sollicitée en compression ou en traction (Note 1).

NOTE 1

Elle permet en moyenne de garantir en ce qui concerne la valeur caractéristique de la résistance de frottement axial un taux de mise en défaut de 15 % ce qui correspond sensiblement au même taux que les anciens règlements ([Fascicule 62 Titre V](#) et [DTU 13.2](#)).

(2) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$, qui ne s'applique que pour la procédure du « modèle de terrain », vise à compenser l'écart lié à une détermination qualitative des valeurs caractéristiques élémentaires (soit $p_{i;k}$ ou $q_{c;k}$) (Note 1).

NOTE 1

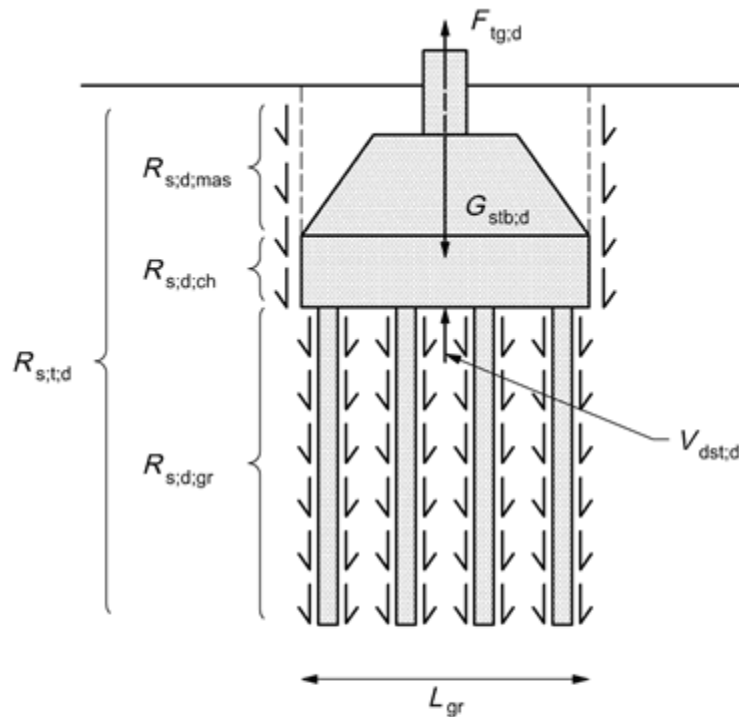
La détermination qualitative, mise en oeuvre dans la procédure du « modèle de terrain », donne lieu à une dispersion entre opérateurs, mais en moyenne elle semble plus optimiste que la détermination statistique. Comme elle correspond à peu près à la pratique antérieure, la valeur du coefficient $\gamma_{R;d2}$ a été calée de manière à retrouver, en conjonction avec les autres coefficients $\gamma_{R;d1}$ et γ_t , sensiblement les coefficients globaux de sécurité des anciens règlements.

10.3 Résistance de traction d'un groupe de fondations profondes

10.3.1 Principes

(1) La sollicitation de traction sur un groupe de fondations profondes provoquant son arrachement peut trouver différentes origines. Elle peut être due à des actions transmises par une superstructure (dans le cas par exemple d'un porte-à-faux) ou à des pressions interstitielles s'exerçant sous des radiers (Figure 10.3.1).

(2) Dans tous les cas, la vérification d'un groupe de fondations profondes à l'arrachement vis-à-vis de l'ELU est à effectuer dans le cadre des vérifications de type GEO/STR et UPL. Les vérifications à l'ELS ne concernent que les vérifications de type GEO/STR.



$F_{tg;d}$ est la valeur de calcul de la force déstabilisatrice incluant des forces permanentes et variables,

$G_{stb;d}$ est la valeur de calcul de la force provenant des charges permanentes stabilisatrices,

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

$R_{s;t;d}$ est la résistance mobilisable, par le groupe de fondations profondes ($R_{s;d;gr}$), par le contact entre le chevêtre et le sol ($R_{s;d;ch}$) et par le contact entre le bloc de sol situé sur le chevêtre et le terrain encaissant ($R_{s;d;mas}$).

Figure 10.3.1 Groupe de fondations profondes à l'arrachement - Justifications de type GEO/STR

(3) La vérification de type UPL ne concerne que le mécanisme de rupture correspondant à un soulèvement par bloc. La vérification de type GEO/STR est menée en identifiant le mécanisme de rupture le plus défavorable pour le groupe de fondations profondes (Note 1).

NOTE 1

Il est possible que les mécanismes de rupture de type UPL et GEO/STR coïncident dans certaines configurations.

(4) Pour des justifications de type GEO/STR, dans le cas où l'effort de traction provient uniquement de pressions interstitielles et afin d'éviter des écarts flagrants de conception par rapport aux errements habituels, les actions induites par les charges permanentes stabilisatrices et celles induites par les pressions interstitielles sont regroupées. La somme des deux actions s'assimile à une action déstabilisatrice pour l'équilibre de la structure.

(5) De manière pratique, pour vérifier la résistance à l'arrachement d'un groupe de fondations profondes, en plus des vérifications de type UPL (10.3.3), il est convenu de choisir entre deux types de vérifications de type GEO/STR :

- Les vérifications de type « GEO/STR - Cas général » : les actions déstabilisatrices proviennent de forces transmises par une superstructure (dans le cas par exemple d'un porte-à-faux) (10.3.1). En référence à la figure 10.3.1, c'est le cas où la valeur de calcul de l'action $V_{dst;d}$ est négligeable devant $F_{tg;d}$.
- Les vérifications de type « GEO/STR - Cas des pressions interstitielles » : les actions déstabilisatrices proviennent de pressions interstitielles. Il est alors possible de définir une action déstabilisatrice comprenant des actions provenant des sous pressions interstitielles et des actions provenant des charges permanentes stabilisatrices (10.3.2). En référence à la figure 10.3.1, c'est le cas où la valeur de calcul de l'action $V_{dst;d}$ est non nulle et supérieure à $G_{stb;d}$ et où la valeur de calcul de l'action $F_{tg;d}$ est négligeable devant $V_{dst;d}$.

10.3.2 Vérifications de type GEO/STR - Cas général

(1) Pour cette justification, par référence à la [figure 10.3.1](#), la valeur de calcul de l'action $V_{dst;d}$ est marginale.

(2) Les vérifications de type GEO/STR dans le cas général consistent à vérifier l'inégalité suivante (Notes 1 à 5) :

$$F_{tg;d} + V_{dst;d} - G_{stb;d} \leq R_{st;d} \quad (10.3.2.1)$$

- $F_{tg;d}$ est la valeur de calcul de l'action de traction axiale sur le groupe de fondations profondes, elle dépend des valeurs caractéristiques des actions variables $F_{t;k}$ et permanentes $G_{dst;k}$:

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

$$V_{dst;d} = 1,35V_{dst;k} \quad (10.3.2.3)$$

$$G_{stb;d} = 1,0G_{stb;k} \quad (10.3.2.4)$$

- $R_{st;d}$ est la valeur de la résistance du terrain incluant la résistance du groupe de fondations profondes $R_{s;d;gr}$, la résistance à l'interface sol-chevêtre $R_{s;d;ch}$ et la résistance à l'interface entre le bloc de sol situé au-dessus du chevêtre et le sol encaissant $R_{s;d;mas}$: $R_{st;d} = R_{s;d;gr} + R_{s;d;ch} + R_{s;d;mas}$

NOTE 1

$R_{s;d;gr}$ peut être évalué de la manière suivante : $R_{s;d;gr} = n R_{pieu\ réseau;d}$ avec n le nombre de fondations profondes du groupe et $R_{pieu\ réseau;d}$ la résistance de traction d'une fondation profonde située au sein du groupe de fondations profondes supposées en réseau (Figure 10.3.2).

NOTE 2

Le calcul de $R_{pieu\ réseau;d}$ est basé sur l'estimation $R_{pieu\ réseau}$ qui prend en compte les interactions entre les différentes fondations profondes constituant le groupe. Il s'agit de mettre en évidence le mécanisme de rupture le plus défavorable : rupture par défaut de frottement axial le long de la fondation profonde ou

rupture du cône de sol associé à la fondation profonde (Figure 10.3.2). Pour plus de détails, il peut être utile de se reporter à des articles scientifiques traitant spécifiquement de ce sujet. On rappelle que :

$$R_{\text{pieuréseau};d} = \frac{1}{\gamma_{R;d} \gamma_{s;t}} R_{\text{pieuréseau}} \quad (10.3.2.5)$$

NOTE 3

Les valeurs de calcul de $R_{s;d;ch}$ et $R_{s;d;mas}$ peuvent être évaluées dans le cas d'un sol frottant à partir des relations suivantes :

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

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

et $\beta = (1 - \sin(\varphi)) \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right)$ ou $\beta = (1 - \sin(\varphi)) \tan(\varphi)$ (10.3.1.8)

suivant que le contact est de type sol-béton (ou acier) ou sol-sol

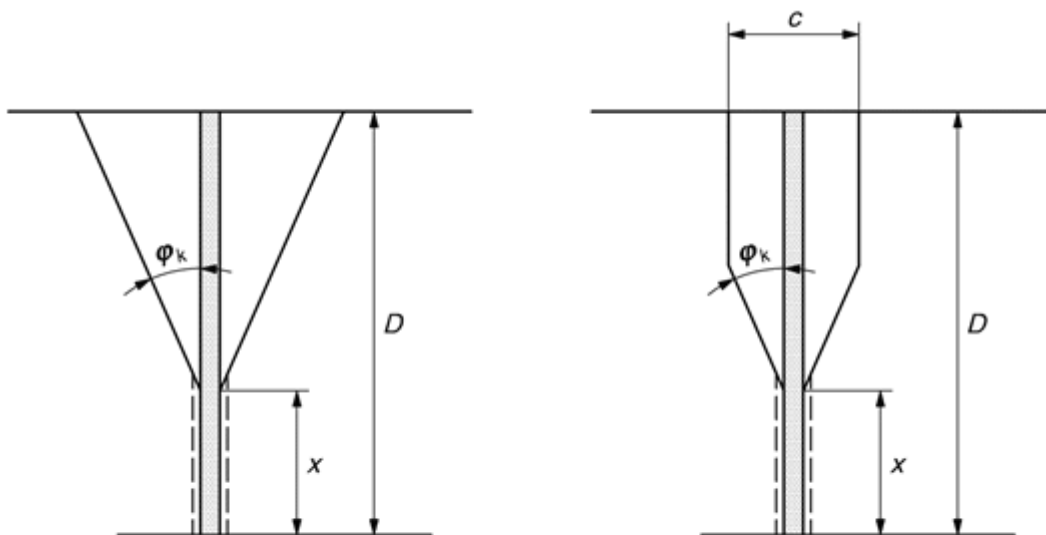
- L_{gr} est la largeur du groupe de fondations profondes ;
- l_{gr} est la longueur du groupe de fondations profondes ;
- φ est l'angle de frottement interne du sol encaissant à l'état critique ;
- σ'_v est la contrainte verticale effective ;
- γ_{φ}' est un coefficient partiel égal 1,25.

NOTE 4

Les facteurs partiels $\gamma_{s;t}$ (γ_{cr} ou $\gamma_{s;cr}$) sont ceux utilisés dans la section [10.2](#) et [14.2](#) .

NOTE 5

Dans le cas d'un sol cohérent, il convient de modifier les relations en conséquence et de remplacer le facteur partiel γ_{φ}' par le facteur partiel γ_c' égal à 1,25 ou γ_{cu} égal à 1,4.



Légende : x : longueur sur laquelle le frottement axial de la fondation profonde peut être considéré – c : longueur de la maille du réseau de fondations profondes

Figure 10.3.2 Mécanisme de rupture d'une fondation profonde isolée et d'une fondation profonde en réseau

10.3.3 Vérifications de type GEO/STR - Cas des pressions interstitielles

(1) Pour cette justification, par référence à la [figure 10.3.1](#), la valeur de calcul de l'action $V_{dst;d}$ est non nulle et supérieure à $G_{stb;d}$ et la valeur de calcul de l'action $F_{tg;d}$ est négligeable devant $V_{dst;d}$.

(2) Les vérifications de type GEO/STR dans le cas de sous pressions interstitielles consistent à vérifier l'inégalité suivante (Notes 1 et 2 et Notes 1 à 6 de la clause [10.3.1](#) (2)) :

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

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

$R_{s;t;d}$ est la valeur de la résistance du terrain incluant la résistance du groupe de fondations profondes $R_{s;d;gr}$, la résistance à l'interface sol-chevêtre $R_{s;d;ch}$ et la résistance à l'interface entre le bloc de sol situé au-dessus du chevêtre et le sol encaissant $R_{s;d;mas}$: $R_{s;t;d} = R_{s;d;gr} + R_{s;d;ch} + R_{s;d;mas}$

NOTE 1

Les termes $V_{dst;k}$ et $G_{stb;k}$ sont groupés conformément à la clause [10.3.1](#) (4).

NOTE 2

Les valeurs de $F_{t;k}$ et $G_{dst;k}$ sont quasiment nulles dans cette configuration.

10.3.4 Vérifications de type UPL

(1) Pour cette justification, par référence à la [figure 10.3.1](#), la valeur de calcul de l'action $V_{dst;d}$ est non nulle et supérieure à $G_{stb;d}$ et la valeur de calcul de l'action $F_{tg;d}$ est négligeable devant $V_{dst;d}$.

(2) Les vérifications de type UPL consistent à vérifier l'inégalité suivante :

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

$$V_{dst;d} = 1,0V_{dst;k} \quad (10.3.4.2)$$

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

$$G_{stb;d} = 0,9G_{stb;k} \quad (10.3.4.4)$$

(3) La valeur de calcul de l'action résistante $R_{s;t;d}$ est évaluée d'après les recommandations de la clause [10.3.2](#) (2) notes 1 à 5.

(4) Les valeurs des facteurs partiels $\gamma_{s;t}$ sont définies de la manière suivante :

- A l'ELU pour les situations durables et transitoires, les valeurs sont celles définies dans le [tableau C.3.2.1](#).
- A l'ELU pour les situations accidentelles, on considère la valeur suivante : $\gamma_{s;t} = 1,15$.

11 Résistance aux charges transversales

11.1 Principes généraux

(1) La résistance d'une fondation profonde soumise à une charge transversale (Note 1) doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

NOTE 1

La sécurité porte sur le respect des états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation profonde et de la structure portée et éventuellement sur les déplacements de la fondation profonde. Il est toutefois admis pour certains projets (par exemple pour des ducs d'albe) de fixer un niveau de sollicitation du terrain à ne pas dépasser sous sollicitation transversale.

(2) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions :

- de la norme NF EN 1997-1, et en particulier de l'[article 7.7](#) (fondations profondes sous charges transversales),
- du présent document et en particulier des articles [8.2](#), [8.3](#), [11.2](#) et [11.3](#) et des annexes [I](#) et [K](#).

(3) L'effet des actions dans la fondation profonde est à déterminer suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1, A2 et M1, M2 définis à l'annexe C de ce document (Articles [C.2.1](#) et [C.2.2](#) respectivement pour les actions et les propriétés des terrains). La résistance structurelle de la fondation profonde est à vérifier conformément à la norme appropriée au matériau constitutif de celle-ci.

(4) La détermination des efforts dans la fondation profonde et des déplacements de celle-ci doit être cohérente avec les vérifications faites pour vérifier la stabilité de la fondation sous charge axiale (Note 1).

NOTE 1

Par exemple, les mêmes profils de sondage et les mêmes propriétés de la structure d'une fondation profonde que ceux utilisés pour la vérification sous charge axiale sont à adopter pour déterminer les efforts dans la structure et ses déplacements sous l'effet des sollicitations transversales.

(5) La vérification d'une fondation profonde isolée ou d'un groupe de fondations profondes doit être effectuée à l'ELU et à l'ELS. A l'ELU, il est nécessaire de vérifier que le cas de charge considéré (N_d , V_d , M_d) est bien le plus défavorable (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Les combinaisons de charges les plus défavorables vis-à-vis des justifications relatives aux efforts de flexion ne sont pas nécessairement les plus défavorables vis-à-vis des justifications relatives aux efforts tranchants.

NOTE 2

A l'ELS, il convient de prêter attention à la limitation de contrainte du béton et à l'ouverture des fissures notamment pour les cas de charge quasi permanents.

(6) La justification des micropieux sous charge transversale doit être particulièrement précise du fait de la faible aptitude de ces derniers à reprendre ce type de chargement. Notamment, il convient d'être attentif à tout défaut d'excentrement (Note 1) ([Section 12](#) et [Annexe R](#)).

NOTE 1

Différents dispositifs comme des massifs communs à plus de trois micropieux ou des longrines de redressement peuvent être mis en oeuvre.

11.2 Fondation profonde isolée

(1) Dans le cadre d'un calcul de type MISS relatif à une fondation profonde soumise à des sollicitations transversales, il est nécessaire de définir une loi d'interaction locale pour modéliser l'interaction entre la fondation profonde et le sol. Les procédures recommandées pour définir ces lois de type effort-déplacement sont celles basées sur les propriétés pressiométriques et pénétrométriques des terrains. Elles sont décrites en [annexe I](#). Lorsqu'il y a lieu ([11.3](#)), les lois effort-déplacement sont à déterminer en tenant compte de l'ensemble des pieux constituant la fondation (groupe de fondations profondes).

(2) Les modèles d'interaction locale utilisés doivent tenir compte des dispositions indiquées dans les articles [8.5](#) et [8.6](#) (Notes 1 et 2) et des degrés de liberté en rotation des fondations profondes à leur liaison avec la structure (Note 3).

NOTE 1

Les chargements cycliques sont susceptibles d'induire une augmentation des déplacements transversaux et des efforts de flexion subis par la fondation profonde qui ne peut pas être estimée simplement par les méthodes de calcul actuelles. La prise en compte de l'éventualité de ces déplacements conditionne la conception globale des ouvrages et motive une observation périodique du comportement réel (avec le cas échéant recours à la méthode observationnelle - [Annexe O](#)).

NOTE 2

Les ouvrages typiquement sensibles à ce phénomène sont les fondations profondes de pylônes monopodes et les fondations profondes de grues ou d'éoliennes lorsqu'elles ne sont pas reliés entre eux par des longrines ou un chevêtre.

NOTE 3

Pour le calcul de la valeur caractéristique de l'effet des actions, les conditions de liaisons (encastrement, articulation, rotule) entre les fondations profondes et la structure portée doivent être justifiées au regard des conditions réelles de déformabilité de ces derniers. Il est également admis de considérer la semelle de liaison comme un corps infiniment rigide lorsque $h \geq d/2,5$, h désignant la hauteur de la semelle et d le plus grand entraxe entre deux éléments de fondation voisins.

(3) Pour démontrer qu'un élément isolé de fondation profonde peut supporter une charge transversale de calcul à l'ELU (Notes 1 et 2), il est nécessaire de vérifier simultanément les combinaisons d'actions suivantes :

- combinaison à l'ELU fondamental pour les phases durables et transitoires ;
- combinaison à l'ELU accidentel ;
- combinaison à l'ELU sismique.

NOTE 1

Les ELU visés sont à la fois ceux de type STR et GEO.

NOTE 2

Les justifications à l'ELS sont présentées dans l'[article 14.3.2](#).

(4) Pour les combinaisons à l'ELU fondamental pour les phases durables et transitoires, les valeurs maximales des lois d'interaction locales utilisées sont limitées à des valeurs correspondant au niveau r_1 (ou $r_1 + r_s$ si la réaction tangentielle de la fondation profonde est considérée) ([Annexe I](#)).

(5) Pour les combinaisons à l'ELU accidentel ou sismique, les valeurs maximales des lois d'interaction locales utilisées sont limitées à des valeurs correspondant au niveau r_2 (ou $r_2 + r_s$ si la réaction tangentielle de la fondation profonde est considérée) ([Annexe I](#)).

(6) Dans le cas où la fondation profonde ou le groupe de fondations profondes est soumis à un déplacement imposé (de type $g(z)$, [Article 8.8.4](#) et [Annexe K](#)), les coefficients partiels utilisés pour les justifications à l'ELU sont appliqués aux effets des actions.

11.3 Groupe de fondations profondes

(1) Les prescriptions de l'article 11.3 s'appliquent aux groupes de fondations profondes composés d'un ou de plusieurs éléments verticaux de même section transversale.

NOTE 1

Lorsque cela n'est pas le cas, des adaptations sont nécessaires pour représenter au mieux le comportement de la fondation complète.

(2) Lorsque les comportements des fondations profondes n'interfèrent pas ([Article 8.7.3](#)), on doit définir les lois effort-déformation selon les principes applicables aux éléments de fondation isolés (Notes 1 et 2).

NOTE 1

En l'absence d'un déplacement horizontal d'ensemble du terrain, à défaut d'autres dispositions fixées par le marché, l'interaction est évaluée selon les dispositions indiquées dans l'[article I.1](#) (Annexe I).

NOTE 2

En présence d'un déplacement horizontal d'ensemble du terrain, à défaut d'autres dispositions fixées par le marché, l'interaction est évaluée selon les principes définis dans l'[article 8.8.5](#) et les dispositions indiquées dans les annexes [L](#) et [K](#).

(3) En l'absence d'un déplacement horizontal d'ensemble du terrain (Note 1), lorsque la distance de nu à nu des éléments de fondation ne respecte pas l'une des inégalités de l'[article 8.7.3](#), on doit définir les lois effort-déformation en tenant compte de leur interaction réciproque (Notes 2 et 3).

NOTE 1

En présence de déplacements horizontaux du terrain, il convient que les éléments de fondation soient suffisamment distants les uns des autres pour que l'on puisse considérer qu'il n'y a pas d'interaction. En effet, en l'état actuel des connaissances, il est impossible de donner des indications de portée générale lorsqu'il y a interaction. Il est en particulier déconseillé de prévoir des éléments rapprochés perpendiculairement au sens de déplacement du terrain.

NOTE 2

L'interaction est évaluée selon les dispositions indiquées en [annexe I.2](#).

NOTE 3

Les méthodes numériques de type éléments finis ou différences finies peuvent être utilisées efficacement dans le cas de files de fondations profondes rapprochées où les méthodes au coefficient de réaction s'avèrent peu pertinentes. Dans le cas de modélisation en deux dimensions, une attention particulière doit être portée aux fondations profondes des extrémités où les sollicitations sont majorées.

(4) Dans tous les cas, il est nécessaire de s'assurer, pour l'ensemble des états-limites visés à la [section 11.2](#), que la résistance du sol est suffisante pour vérifier la stabilité du bloc enserrant l'ensemble des fondations profondes.

12 Résistance structurale

12.1 Principes généraux

(1) La résistance structurale d'une fondation profonde doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé ([Article 4.4.3](#)).

(2) Pour démontrer que la résistance structurale d'une fondation profonde est assurée avec une sécurité adéquate, on doit vérifier que la résistance du matériau constitutif de la fondation profonde est suffisante pour supporter les effets des actions (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal maximal) qui lui sont appliquées (Note 1).

NOTE 1

Des actions telles que des déplacements transversaux imposés ne sont pas à prendre en compte de la même manière que des actions imposant des efforts. Les règles relatives aux matériaux de construction prévoient généralement la prise en compte des facultés d'adaptation de ces derniers.

(3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions suivantes (Notes 1 à 3) :

- de la norme de calcul appropriée au matériau constitutif de la fondation profonde (Note 1) et de la norme NF EN 1997-1, [article 7.8](#) ;
- du présent document et en particulier des sections [6.4](#) et [8](#).

NOTE 1

La valeur de calcul de la résistance du matériau constitutif de la fondation profonde est à déterminer par exemple, selon la norme [NF EN 1992](#) pour les pieux en béton armé et selon la norme [NF EN 1993-5](#) pour les pieux métalliques.

NOTE 2

Les valeurs des moments et efforts tranchants doivent être déduits de la combinaison d'actions la plus défavorable et conformément à la [clause 8.2](#) (1), suivant l'approche de calcul 2 ([Tableau 8.1](#)).

NOTE 3

Conformément à l'[article 8.4](#), les efforts dans une fondation profonde sont à déterminer à partir du modèle de calcul approprié aux conditions de chargement de celui-ci (par exemple à partir d'un modèle d'interaction sol structure en présence de sollicitations transversales).

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

12.2 Pieux ou éléments de fondation en béton armé

12.2.1 Principes

(1) Les dispositions de la norme [NF EN 1992](#) s'appliquent complétées par celles de l'[article 6.4.1](#) du présent document.

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

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

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

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

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

(6) Dans le cas où des cages d'armatures rigides sont descendues dans le béton frais, il faut démontrer que la profondeur voulue peut être atteinte sans nuire à l'intégrité de la cage d'armatures (par exemple à partir d'un pieu de faisabilité) et que l'enrobage minimal est respecté.

(7) Les pieux peuvent ne pas être armés dans les cas suivants :

- ils restent entièrement comprimés sous toutes les combinaisons d'actions ;
- ils ne subissent aucun effort dommageable durant les phases de travaux.

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

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

NOTE 1

Les actions dynamiques ne peuvent pas être ignorées notamment dans le cas des machines tournantes et des charges de trafic.

NOTE 2

Les actions cycliques ne peuvent pas être ignorées notamment dans le cas des éoliennes.

NOTE 3

A l'ELU, N_{Ed}/A_c ne peut dépasser $f_{cd,pl}$.

12.2.2 Résistance sous sollicitations normales

(1) Les sollicitations de calcul à considérer sont définies à l'[article 7.3.1](#) (Note 1).

NOTE 1

Si les éléments de fondation profonde ne sont pas reconnus nécessiter une justification vis-à-vis de l'état-limite de stabilité de forme ([Article 12.3.1](#)), les effets du second ordre sont négligés.

(2) Les effets des tolérances géométriques ne sont à intégrer que dans les calculs à l'ELU (Notes 1 et 2).

NOTE 1

L'excentrement théorique pris en considération est la somme de la tolérance d'excentrement en plan au niveau de la plateforme d'exécution et de l'excentrement qui résulte de la tolérance d'inclinaison à la profondeur d'arase de recépage vis-à-vis de cette plateforme.

NOTE 2

[L'annexe R](#) traite du cas de la compression dite « centrée ».

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

NOTE 1

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

NOTE 2

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

NOTE 3

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

NOTE 4

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

NOTE 5

En cas de non respect des tolérances, la structure et les fondations nécessitent d'être vérifiées, et, le cas échéant des renforcements sont définis.

NOTE 6

Différentes dispositions constructives permettent de limiter les conséquences des tolérances d'exécution :

- réseau de longrines ;
- au moins 3 éléments de fondation non alignés sous chaque élément porteur isolé ;
- éléments de fondation disposés en quinconce sous un élément structurel linéaire.

(4) La prise en compte de tolérances inférieures à celles spécifiées dans les normes d'exécution ([NF EN 1536](#), [NF EN 1538](#), [NF EN 12699](#) et [NF EN 14199](#)) doit faire l'objet de procédures d'exécution spécifiques, en permettant le respect, approuvées avant le démarrage des travaux.

12.2.3 Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes

(1) Il convient d'appliquer la norme [NF EN 1992-1-1](#) dans le cas des pieux armés et la clause [12.2.1](#) (8) du présent document dans le cas des pieux non armés ou faiblement armés (Note 1).

NOTE 1

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

(2) Il convient d'une part de maintenir les armatures d'effort tranchant requises jusqu'au droit de l'appui et l'ancrage des armatures longitudinales au-delà de cette section et d'autre part de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$.

12.2.4 Etat-limite ultime de stabilité de forme

(1) Les sollicitations de calcul à considérer sont définies à l'[article 7.3.1](#) (Notes 1 à 3).

NOTE 1

La justification d'une fondation profonde vis-à-vis des états-limites de stabilité de forme n'est à envisager que dans des cas particuliers ([Clauses 7.8](#) (4) et (5) de la norme NF EN 1997-1). On peut citer comme exemples :

- fondation sur pieux présentant une grande hauteur libre, cette situation pouvant découler de la conception de la fondation ou être liée à un affouillement ;
- fondation sur pieux de faible inertie traversant des hauteurs importantes de terrains lâches pour des sables ou peu consistants pour des argiles.

NOTE 2

En général, ce n'est pas la seule stabilité de pieux qui est analysée mais la stabilité d'ensemble de la fondation et, éventuellement, de tout ou partie de la structure qu'elle porte.

NOTE 3

Les justifications sont effectuées conformément à la norme NF EN 1992. À défaut de modèle plus représentatif, les lois d'interaction à prendre en compte entre l'élément et le sol sont celles définies à l'[article 8.6.1](#) pour les sollicitations de longue durée d'application.

(2) Notamment pour la justification des micropieux, des modèles plus réalistes mais présentant un degré de complexité plus important peuvent être utilisés le cas échéant. On peut par exemple se référer aux recommandations issues du projet Forever.

12.2.5 Tubes de réservation

(1) Les tubes de réservation destinés aux contrôles de la qualité d'exécution des pieux ne sont pas pris en compte dans la résistance de la section. À titre de simplification, les vides créés par ces mêmes tubes ne sont pas déduits de la section résistante du béton.

12.2.6 Gaines

(1) La prise en compte de la résistance de la gaine métallique éventuelle est admise pour les pieux circulaires dans les conditions suivantes :

- l'épaisseur initiale de celle-ci est supérieure à 2 millimètres,
- il est tenu compte des phénomènes de corrosion suivant les dispositions de l'[article 12.3.2](#),
- sauf prescription contraire du marché, les soudures faites sur chantier sont considérées comme une interruption totale de la continuité.

(2) Lorsque aucun dispositif spécial de connexion n'est prévu pour assurer l'adhérence entre la gaine et le béton, on considère que celle-ci n'est parfaitement obtenue qu'à partir d'une distance de régularisation égale à $2 \times B$, comptée depuis l'extrémité de la gaine. La justification d'une section située dans cette zone de régularisation, à une distance x de l'extrémité de la gaine, est conduite en prenant en compte une épaisseur de gaine égale à :

$$\frac{x}{2B} e \quad (12.2.6)$$

e désigne l'épaisseur retenue en section courante.

12.3 Pieux métalliques en acier de construction

12.3.1 Etat-limite ultime de stabilité de forme

(1) À défaut de modèle plus représentatif, la charge critique d'Euler N_{cr}^* est calculée en tenant compte des lois d'interaction entre l'élément et le sol définies à [l'Article 8.5.1](#) pour les sollicitations de longue durée d'application (Notes 1 et 2).

NOTE 1

La justification d'une fondation profonde vis-à-vis des états-limites de stabilité de forme n'est à envisager que dans des cas particuliers. On peut citer comme exemples :

- fondation sur pieux présentant une grande hauteur libre, cette situation pouvant découler de la conception de la fondation ou être liée à un affouillement ;
- fondation sur pieux de faible inertie traversant des hauteurs importantes de terrains inconsistants.

NOTE 2 : En général, ce n'est pas la seule stabilité de pieux qui est analysée mais la stabilité d'ensemble de la fondation et, éventuellement, de tout ou partie de la structure qu'elle porte.

(2) Notamment pour la justification des micropieux, des modèles plus réalistes mais présentant un degré de complexité plus important peuvent être utilisés le cas échéant. On peut par exemple se référer aux recommandations issues du projet Forever.

12.3.2 Epaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion

(1) Lorsque les éléments de fondation ne sont pas munis d'une protection reconnue efficace contre la corrosion (Note 1), les calculs justificatifs sont conduits en neutralisant, sur l'ensemble du périmètre extérieur, une épaisseur sacrifiée à la corrosion hormis pour les ouvrages provisoires. Pour les profils creux non entièrement remplis de béton ou de mortier, cette épaisseur est également neutralisée sur l'ensemble du périmètre intérieur (Note 2).

NOTE 1

Dans le cas des aciers laminés pour construction métallique sollicités en compression, on pourra admettre qu'un enrobage de mortier ou de coulis de ciment approprié peut constituer une protection efficace si les dispositions prévues permettent de garantir un enrobage minimal de 5 cm et que le coulis mis en oeuvre est dosé à plus de 500 kg de ciment par mètre cube, avec un rapport eau sur ciment inférieur à 0,5.

NOTE 2

Cette disposition s'applique en particulier à tous les pieux tubulaires battus, que leur base soit obturée ou non.

(2) Les épaisseurs d'acier sacrifiées à la corrosion sont fixées en fonction de la durée de vie de l'ouvrage ([Norme NF EN 1990](#) et son [annexe nationale](#)) et de l'agressivité du milieu environnant ([Section 4](#) de la Norme NF EN 1993-5 complétée de son [annexe nationale](#)).

(3) Dans le cas de l'utilisation d'armatures de précontrainte (par exemple pour les micropieux), la mise en place d'une protection contre la corrosion est obligatoire.

13 Stabilité générale

13.1 Généralités

(1) La stabilité générale de la fondation doit être assurée tant pendant les phases de construction, qu'une fois l'ouvrage achevé. Il est aussi nécessaire de vérifier, lorsque c'est pertinent, le mode de rupture par instabilité générale du site pendant la réalisation des travaux et au cours de la vie de l'ouvrage porté (état limite ultime de type GEO - Notes 1 à 3)

NOTE 1

La stabilité générale du site avant le début des travaux, pendant les phases de construction et une fois l'ouvrage achevé est à démontrer systématiquement. La démonstration peut ne pas être faite par calcul dans certains cas ([Clause 13.1](#) (2) Note 3).

NOTE 2

Le cas de fondations profondes sur terrain naturel en pente doit, le plus souvent, faire l'objet d'une étude spécifique. Le présent document suppose que l'ouvrage est édifié sur un site dont la stabilité initiale a le niveau normalement requis. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient généralement de l'améliorer par des techniques de renforcement des massifs de sol.

NOTE 3

On rappelle que le calcul de fondations profondes établies dans un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau normalement requis relève de la catégorie géotechnique 3 et que le cas des fondations profondes qui ont pour objet, en plus de leur fonction portante, l'amélioration de la stabilité générale du site sort du domaine d'application de ce document.

(2) La vérification de la stabilité générale du site doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 et plus particulièrement l'[article 7.6.1.1](#) et la [section 11](#) (stabilité générale), complétées par celles de l'[article 8.2](#) du présent document (Notes 1 à 3).

NOTE 1

La stabilité générale peut être vérifiée suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'annexe C, articles [C.2.1](#), [C.2.2](#) et [C.2.5](#), respectivement pour les actions, pour les propriétés des terrains et leur résistance. La valeur du coefficient de modèle γ_{Rd} est indiquée à la [clause 13.5](#) (1).

NOTE 2

La stabilité générale peut aussi être vérifiée suivant l'approche de calcul 3 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1 ou A2, M2 et R3 définis à l'annexe C, articles [C.2.1](#), [C.2.2](#) et [C.2.5](#), respectivement pour les actions, pour les propriétés des terrains et leur résistance. La valeur du coefficient de modèle γ_{Rd} est indiquée à la [clause 13.5](#) (2).

NOTE 3

La vérification de la stabilité initiale du site n'est pas systématiquement à faire par calcul lorsque les fondations profondes sont établies sur un site sensiblement horizontal dans des formations géologiques présentant un pendage faible.

(3) Compte tenu du caractère stabilisateur apporté par des fondations profondes, la vérification minimale (Notes 1 et 2) consiste à s'assurer, que, dans la situation finale, tous les mécanismes de rupture ([Article 13.3](#)) ne coupant pas ces dernières sont stables (Figure 13.1).

NOTE 1

Il peut être nécessaire, par ailleurs, en fonction de la stabilité du talus seul, d'effectuer une étude spécifique de la stabilité de l'ensemble constitué du talus et des fondations profondes. Compte tenu de la diversité des cas pouvant être rencontrés, les modalités de cette étude sortent du cadre d'application du présent document.

NOTE 2

Il peut être nécessaire également d'examiner des mécanismes interceptant les fondations profondes. Là encore, ces analyses sortent du cadre d'application du présent document.

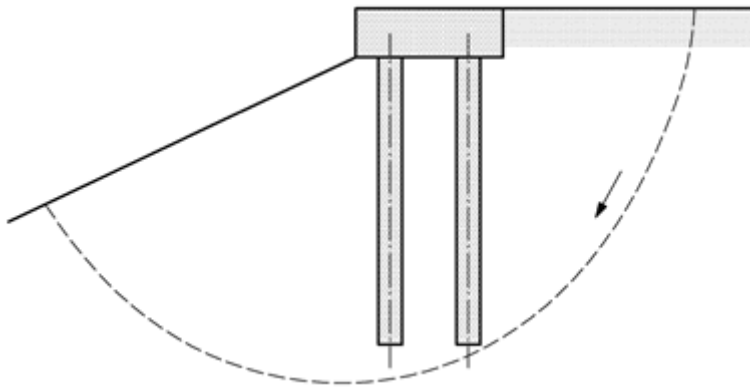


Figure 13.1 Modes de rupture à analyser pour vérifier la stabilité générale d'un système de fondations profondes

13.2 Principe de calcul

(1) On doit vérifier au moins que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe la fondation complète, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

(2) On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel (Notes 1 et 2) (13.2) :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} / \gamma_{R;d} \tag{13.2}$$

- $\gamma_{R;d}$ est un facteur partiel de mobilisation au cisaillement des terres ([Article 13.5](#)) ;
- $T_{dst;d}$ est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions le long de la surface de glissement étudiée ;
- $R_{st;d}$ est la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement étudiée.

NOTE 1

Dans le cadre de l'approche 2, la valeur $R_{st;d}$ prend en compte le facteur partiel relatif à la résistance $\gamma_{R;e}$ (=1,1) et la valeur $T_{dst;d}$ prend en compte le facteur partiel relatif à l'effet des actions γ_E (=1,35). Le facteur partiel $\gamma_{R;d}$ intervient afin d'obtenir un niveau global de sécurité de l'ordre de 1,5 ($\gamma_E \gamma_{R;e} \gamma_{R;d}$).

NOTE 2

Dans le cadre de l'approche 3, la valeur $R_{st;d}$ prend en compte le facteur partiel de la résistance $\gamma_{R;e}$ (=1,0) et les facteurs partiels relatifs à l'angle de frottement (γ_ϕ), à la cohésion (γ_c) et à la cohésion non drainée (γ_{cu}). Le facteur partiel $\gamma_{R;d}$ intervient afin d'obtenir un niveau global de sécurité de l'ordre de 1,5 ($\gamma_\phi \gamma_{R;e} \gamma_{R;d}$).

(3) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul (Article 13.3) ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des mécanismes de glissement potentiel ([Article 13.4](#)).

13.3 Modèles de calcul

(1) Différents modèles de calcul, dont principalement la méthode par tranches dite « de Bishop » ou celle dite « des perturbations » peuvent être utilisés. Dans le cas de la méthode des tranches, il convient de vérifier au moins les équations d'équilibre des moments et des forces verticales (Note 1).

NOTE 1

Dans un modèle par tranches, si l'équilibre des forces verticales n'est pas l'objet d'une vérification, les forces inter-tranches doivent être prises horizontales.

(2) Des modèles plus complexes basés par exemple sur la méthode des éléments finis ou des différences finies ou encore l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent être utilisés, par exemple pour étudier des cas qui relèvent de la catégorie géotechnique 3 ([Annexe P](#)) ou pour identifier des mécanismes de rupture dans des conditions de terrains complexes, nécessitant le cas échéant une modélisation tridimensionnelle.

13.4 Mécanismes de rupture

(1) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des schémas de rupture et à la recherche de leur géométrie la plus défavorable.

(2) Dans le cas d'un sol d'un sol cohérent, on peut généralement ne considérer que des surfaces circulaires.

(3) Quand le sol comporte des couches de caractéristiques géotechniques très différentes, il convient de s'assurer que les surfaces de rupture considérées tiennent compte de ces particularités.

13.5 Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$

(1) Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ doit être pris égal à 1,0 quand on utilise la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaires dans le cadre de l'approche 2 (Note 1).

NOTE 1

Il convient éventuellement d'adopter une valeur inférieure à 1,0 par exemple 0,9 quand la destination de l'ouvrage le rend peu sensible aux déformations.

(2) Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ doit être pris égal à 1,2 quand on utilise la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaires dans le cadre de l'approche 3 (Note 1).

NOTE 1

Il convient éventuellement d'adopter une valeur inférieure à 1,2 par exemple 1,1 quand la destination de l'ouvrage le rend peu sensible aux déformations.

(3) Quand un modèle de calcul autre que la méthode des tranches associée à des surfaces de rupture circulaires est utilisé, une valeur adoptée pour le coefficient $\gamma_{R;d}$, éventuellement inférieure à 1,0, doit faire l'objet d'une justification.

NOTE 1

Il convient que cette justification montre, sur des exemples simples et représentatifs, que le modèle utilisé conduit à un niveau de sécurité comparable à celui de la méthode par tranches avec des surfaces circulaires.

14 Justifications à l'état-limite de service

14.1 Généralités

(1) Le dimensionnement des fondations sur pieux doit être vérifié vis-à-vis des états limites de service, ([Article 8.3](#)) en utilisant les situations de calcul appropriées ([Article 7.3](#) de la norme NF EN 1997-1 et [Section 7](#) du présent document) et en tenant compte des dispositions qui suivent.

(2) Il convient normalement de donner aux facteurs partiels pour les états limites de service une valeur de 1,0 pour déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions et les résistances.

14.2 Mobilisation du terrain par une fondation profonde soumise à une charge axiale

14.2.1 Principe général

(1) Le niveau de sollicitation du terrain par une fondation profonde en service doit être compatible avec les exigences de déplacement axial de la fondation profonde soumise à une sous charge axiale.

(2) Sauf autres spécifications ([Clause 14.3](#) (1)), il convient simplement de vérifier que la mobilisation du terrain demeure inférieure, selon le cas, à la valeur de calcul de la charge de fluage de compression $R_{c;cr;d}$ ou de traction $R_{t;cr;d}$. L'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$F_d \leq R_{c;cr;d} \quad (14.2.1.1)$$

$$\text{Avec : } R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr} \quad (14.2.1.2)$$

$$F_d \leq R_{t;cr;d} \quad (14.2.1.3)$$

$$\text{Avec : } R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr} \quad (14.2.1.4)$$

- F_d est la valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale transmise par le pieu au terrain ;
- $R_{c;cr;d}$ est la valeur de calcul de la charge de fluage de compression ;
- $R_{c;cr;k}$ est la valeur caractéristique de la charge de fluage de compression ;
- $R_{t;cr;d}$ est la valeur de calcul de la charge de fluage de traction ;
- $R_{t;cr;k}$ est la valeur caractéristique de la charge de fluage de traction ;
- γ_{cr} et $\gamma_{s;cr}$ sont respectivement les valeurs du facteur partiel sur la charge de fluage de compression et de traction ([Tableaux 14.2.1.1](#) et [14.2.1.2](#)).

(3) La valeur de calcul F_d de la charge verticale transmise à l'ELS par la fondation profonde au terrain doit être déterminée pour les cas de charge les plus défavorables en cours de construction et en cours d'exploitation ([Clauses 8.3](#) (2) et (3)).

(4) La valeur de la charge de fluage de compression ou de traction $R_{cr;k}$ d'une fondation profonde doit être déterminée conformément à [l'article 14.2.2](#).

14.2.2 Charge de fluage d'une fondation profonde

(1) Il convient (Note 1) que les valeurs caractéristiques des charges de fluage de compression $R_{c;cr;k}$ et de traction $R_{t;cr;k}$ d'une fondation profonde soient évaluées à partir des valeurs caractéristiques des résistances de pointe $R_{b;k}$ et de frottement axial $R_{s;k}$ par les relations suivantes :

- pour les éléments de fondation mis en oeuvre sans refoulement du sol (Note 2) :

$$R_{c;cr;k} = 0,5R_{b;k} + 0,7R_{s;k} \quad (14.2.2.1)$$

$$R_{t;cr;k} = 0,7R_{s;k} \quad (14.2.2.2)$$

- pour les éléments de fondation mis en oeuvre avec refoulement du sol (Note 3) :

$$R_{c;cr;k} = 0,7R_{b;k} + 0,7R_{s;k} \quad (14.2.2.3)$$

$$R_{t;cr;k} = 0,7R_{s;k} \quad (14.2.2.4)$$

NOTE 1

Lorsque des essais de chargement statique sont réalisés, il est admis d'utiliser directement les valeurs caractéristiques de résistance critiques mesurées lorsque les relations indiquées dans cet article donnent des résultats discordants avec les valeurs de $R_{cr,m}$ mesurées pendant l'essai.

NOTE 2

Cette catégorie concerne les éléments de fondation dont la réalisation nécessite l'exécution d'un forage ou d'une excavation dont la section droite correspond à la section nominale de l'élément, et en particulier les pieux forés, les barrettes et les puits.

NOTE 3

Cette catégorie concerne les éléments de fondation mis en place dans le sol par battage ou fonçage, et en particulier les pieux préfabriqués battus en béton armé ou en métal, ainsi que certains pieux, totalement ou partiellement exécutés en place, dont le béton, le mortier ou le coulis qui entre dans leur constitution est mis en oeuvre dans une empreinte réalisée dans le sol par battage ou fonçage.

Résistance	Symbole	Valeurs
Fût en compression	γ_{cr}	0,9
Fût en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s;cr}$	1,1

Tableau 14.2.1.1 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes - ELS - Combinaisons caractéristiques

Résistance	Symbole	Valeurs
Fût en compression	γ_{cr}	1,1
Fût en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s;cr}$	1,5

Tableau 14.2.1.2 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes - ELS - Combinaisons quasi permanentes

14.3 Déplacement et déformation d'une fondation profonde

14.3.1 Charge axiale

(1) Lorsque des limitations de déplacement sont imposées par la structure portée, le déplacement de la fondation profonde doit être évalué (Note 1 et [Clause 8.3 \(5\)](#)).

NOTE 1

Cet article vise uniquement les projets où l'ouvrage porté est sensible aux déplacements de façon inhabituelle et où les déformations admissibles sont très faibles.

(2) Pour faire cette vérification, il est nécessaire :

- d'abord de procéder à une estimation des déplacements admissibles de la fondation profonde, imposés par la structure portée (Note 1) ;
- puis de faire une estimation initiale prudente des déplacements (Notes 2 et 3) ;
- enfin de justifier que les déplacements ne dépassent pas les valeurs limites.

NOTE 1

Les valeurs limites des déplacements admissibles pour une fondation sur pieux sont à fixer pour chaque projet avant le début des études. Ces valeurs sont normalement à établir par le maître d'ouvrage et/ou par le concepteur de la structure portée. Des indications sur les déformations admissibles des structures sont données en [annexe N](#).

NOTE 2

L'estimation n'est pas nécessairement à faire par calcul, par exemple dans le cas d'une expérience comparable ([Clause 14.3.1 \(3\)](#)).

NOTE 3

Une estimation prudente peut être effectuée selon les recommandations de l'annexe L ([Article L.2](#)).

NOTE 4

Des méthodes plus complexes, notamment dans le cas de groupes de pieux, peuvent être mises en oeuvre. Elles peuvent être basées sur l'adéquation entre les valeurs de déplacement des pieux et du terrain en place.

(3) Le dimensionnement de la fondation profonde doit être justifié par une étude plus détaillée comportant des calculs de déplacement (Note 1) lorsque :

- l'estimation prudente initiale des déplacements dépasse les valeurs limites ;
- l'on ne peut justifier d'expériences comparables concluantes.

NOTE 1

Un exemple de méthode de calcul est donné dans l'annexe L ([Article L.3](#)).

(4) Les calculs de déplacements doivent dans ce cas être effectués à partir d'un modèle de calcul approprié conformément aux indications de la [clause 8.3 \(5\)](#) (Note 1)).

NOTE 1

On rappelle qu'une estimation du déplacement absolu d'un pieu au centimètre près constitue un objectif raisonnable et qu'une précision supérieure est généralement illusoire.

(5) Lorsque les déplacements admissibles de la fondation profonde sont incompatibles avec la précision des calculs de déplacement, il convient d'envisager un recours à la méthode observationnelle.

14.3.2 Charge transversale

(1) Pour les combinaisons à l'ELS quasi permanent ou caractéristique, les valeurs maximales des lois d'interaction locales (Note 1) utilisées sont limitées à des valeurs correspondant au niveau r_1 ([Annexe I](#)). Cette vérification a pour objectif de contrôler l'adéquation entre le déplacement de la fondation profonde et de la structure portée (Note 2) et de limiter les phénomènes de fluage.

NOTE 1

Il convient de se reporter aux sections [8.6](#), [8.8](#) et [11.2](#) et à [l'annexe I](#) pour le choix des lois d'interaction locale.

NOTE 2

Il convient de prêter attention à la limitation de contrainte du béton et à l'ouverture des fissures.

15 Documents justificatifs des calculs

(1) Un dossier de synthèse des calculs justificatifs effectués et du suivi des travaux à réaliser pendant la construction de l'ouvrage doit être établi conformément aux dispositions de la norme [NF EN 1997-1](#) et à celles de cette section.

(2) Le dossier de synthèse doit fournir toutes les informations nécessaires à une tierce partie pour contrôler, par des moyens simples, la validité des données retenues et des hypothèses faites pour la justification des différents états-limites considérés. Le tableau 15.1 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans le dossier de synthèse.

Objet	Observations
Identification du projet	
nom / numéro du dossier / situation du projet	
durée d'utilisation de l'ouvrage à construire	Note 1
classe de conséquence / catégorie géotechnique	Note 1
Données géotechniques	
modèles géotechniques	Note 2
- nature et propriétés des terrains	Note 3
- conditions hydrauliques	Note 4
- référence du dossier de la reconnaissance du site	Note 5
Données relatives à l'ouvrage et à sa construction	
Géométrie	Note 6
propriétés des constituants des fondations profondes	Note 7
conditions de chargement	Note 8
conditions d'exécution des travaux (phases de construction)	Note 9
<p>Notes :</p> <p>(1) Les éléments sur lesquels sont fondées la durée d'utilisation de l'ouvrage, sa classe de conséquence et sa catégorie géotechnique sont à rappeler. Le cas échéant, les critères de déplacement à respecter sont également à donner. Ces indications relèvent normalement des spécifications du maître d'ouvrage.</p> <p>(2) Le modèle géotechnique retenu pour la justification de chaque fondation complète, incluant les valeurs caractéristiques des propriétés des terrains et des niveaux d'eau, est à fournir. Les éléments à partir desquels il a été établi sont à indiquer (dossier de reconnaissance des terrains, cahier des charges, essais de pompage, dispositions constructives prévues).</p> <p>(3) Les propriétés visées sont les propriétés mécaniques des différentes couches de terrains (et le cas échéant des remblais) et, lorsque cela est approprié, leurs propriétés physiques et chimiques.</p> <p>(4) Les conditions hydrauliques concernent les eaux souterraines et les eaux extérieures ou libres.</p> <p>(5) La référence, incluant le type de mission géotechnique du (ou des) dossier(s) de la reconnaissance du site qui a (ont) servi de base à l'élaboration des modèles géotechniques est à fournir et le cas échéant celle des documents justifiant les hypothèses hydrauliques et des hypothèses retenues pour les matériaux de remblai.</p> <p>(6) Référence du(es) plan(s) de l'ouvrage à construire (vue en plan, coupes types, élévation).</p> <p>(7) Les propriétés des matériaux constitutifs des pieux visées sont celles nécessaires à la justification de leur résistance et de leurs déformations.</p> <p>(8) Les valeurs caractéristiques des sollicitations permanentes et variables appliquées aux pieux par l'ouvrage porté sont à indiquer. Ces valeurs relèvent normalement des spécifications du marché et fixées par le maître d'œuvre du projet.</p> <p>(9) Lorsqu'il y a lieu, les phases de construction sont à indiquer.</p>	

Tableau 15.1 Informations sur le projet à fournir normalement dans le dossier de synthèse

(3) Le dossier de synthèse doit fournir les calculs effectués et les résultats obtenus qui démontrent la stabilité et le fonctionnement correct de la fondation sur pieux. Le tableau 15.2 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans cette synthèse.

Objet	Observations
Calculs	
Situations / Combinaisons d'actions / état-limites	Note 1
Modèles de calcul	Note 2
Vérifications ELU	Note 3
Stabilité générale	
Portance / Traction	
Sollicitations transversales	
Résistance structurale	
Vérifications ELS	Note 4
Mobilisation du sol support	Note 5
Déplacement et déformation du pieu / groupe de pieux	Note 6
Notes	
<p>(1) Un tableau est à fournir, donnant par exemple, pour chaque fondation sur pieux étudiée, les situations, combinaisons d'actions considérées et les états-limites examinés.</p> <p>(2) Un tableau est à fournir, indiquant par exemple, pour chaque état-limite examiné :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la méthode et/ou la référence du logiciel ayant été utilisé pour sa vérification (par exemple, méthode pressiométrique avec le logiciel « zz » pour la vérification de la portance, méthode MISS « au module de réaction » avec le logiciel « xx » pour la vérification de la résistance aux charges transversales, méthode « Bishop » avec le logiciel « yy » pour la vérification de la stabilité générale du site ; - les principes de calcul mis en œuvre par le programme, lorsqu'il y a lieu. <p>(3) Un tableau récapitulatif est à fournir donnant par exemple, pour chaque état-limite examiné, les valeurs de calcul des actions ou de leurs effets, des propriétés des matériaux et des résistances.</p> <p>(4) Le cas échéant, les résultats des vérifications effectuées aux états-limites de service (voir section 14) sont également à fournir.</p> <p>(5) Charge de fluage.</p> <p>(6) Selon le cas, il peut s'agir de valeurs de déplacements horizontaux ou verticaux (tassement).</p>	

Tableau 15.2 Informations sur les calculs effectués et les résultats des analyses de stabilité et fonctionnement à fournir normalement dans le dossier de synthèse

(4) Le dossier de synthèse doit inclure un plan de surveillance et de suivi des travaux, dont l'importance est fonction de la complexité de l'ouvrage à réaliser, mais dont les points qui nécessitent un contrôle ou des mesures pendant la construction doivent être clairement identifiés. Le Tableau 15.3 indique les principes généraux qu'il convient de suivre en fonction de la catégorie géotechnique du projet ([Annexe P](#)). [L'annexe O](#) rappelle les points les plus importants qu'il convient de prendre en compte au cours de la surveillance de l'exécution des travaux et du suivi du comportement de l'ouvrage.

Objet	Catégorie géotechnique		
	1 ^a	2	3
Surveillance	inspection visuelle, contrôle simple, estimation qualitative du comportement de l'ouvrage	idem 1 + contrôle des propriétés des remblais et du comportement de l'ouvrage	idem 2 + mesures des propriétés du terrain et du comportement de l'ouvrage aux étapes importantes
Vérification de l'état des terrains	inspection du site et relevé des types de terrains dans les excavations sur le site	idem 1 + vérification des propriétés du terrain avec reconnaissance et essais complémentaires si besoin	idem 2 + reconnaissance complémentaire et étude des conditions du terrain influant sur le dimensionnement
Contrôle de l'exécution des travaux	normalement, pas de plan de suivi et de contrôle	plan de suivi peut indiquer les phases de travaux	plan de suivi peut indiquer les phases de travaux
Instrumentation et suivi de l'ouvrage	évaluation simple et qualitative du comportement de l'ouvrage, fondée sur l'inspection visuelle	Idem1 + évaluation le cas échéant du comportement de l'ouvrage, sur la base de mesures de déplacements de quelques points choisis et si besoin sur des mesures des déplacements d'ensemble du terrain	Idem 2 + évaluation du comportement de l'ouvrage, sur la base de mesures de déplacements et d'analyses tenant compte des phases des travaux, et si besoin sur la base de mesures des déplacements d'ensemble du terrain si la méthode observationnelle est utilisée (méthode observationnelle)

^a citée pour mémoire, les dispositions de cette norme ne s'applique pas aux ouvrages de catégorie géotechnique 1.

Tableau 15.3 Principes généraux à suivre pour la surveillance, le suivi et le contrôle des travaux et le suivi de comportement des ouvrages

Annexe A (informative) Les différents types de pieux et les dispositions particulières de conception

A.1 Les différents types de pieux

(1) Les pieux sont classés selon leur technique de mise en oeuvre suivant le tableau A.1 (Note 1).

Classe	Catégorie	Technique de mise en oeuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

Tableau A.1 Classes et catégories de pieux

NOTE 1 : La classe 1 bis complète la classe 1.

(2) Cette annexe complète les normes d'exécution présentées dans le tableau A.1, en précisant, pour leur justification dans le cadre du présent document, certains points particuliers de l'exécution des fondations profondes en particulier pour les quatre catégories de micropieux.

(3) En l'absence d'expérience comparable, il convient de réaliser en début de chantier un pieu de faisabilité ([NF EN 1536](#), [NF EN 12699](#), [NF EN 14199](#)) permettant de valider la technique de mise en oeuvre suivant le Tableau A.1.

A.2 Pieux forés (Classe 1)

(1) La section nominale de calcul du pieu est celle de l'outil de forage (Note 1).

NOTE 1

On ne tient pas compte des hors profils dans les calculs de portance.

A.2.1 Pieux forés simples [FS, n° 1]

(1) Ces pieux ou ces barrettes sont réalisés par mise en oeuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage exécuté sans soutènement des parois.

A.2.2 Pieux, barrettes ou parois forés boue [FB, n° 2]

(1) Ces éléments de fondations sont des pieux, des barrettes ou des parois réalisés par mise en oeuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage dont le maintien des parois est assuré par un fluide stabilisateur.

A.2.3 Pieux forés tubés, virole perdue [FTP, n° 3]

(1) Ces pieux sont réalisés par mise en oeuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage dont le maintien des parois est assuré par un tubage provisoire foncé par vibration, battage ou vérinage, éventuellement avec louvoisement. Le tube est laissé en place après bétonnage sur tout ou partie de la hauteur du pieu.

A.2.4 Pieux forés tubés, virole récupérée [FTR, n° 4]

(1) Ces pieux sont réalisés par mise en oeuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage dont le maintien des parois est assuré par un tubage provisoire foncé par vibration, battage ou vérinage, éventuellement avec louvoisement. Ce tube est récupéré après le bétonnage.

A.2.5 Pieux forés simples avec rainurage [FSR, n° 5], avec boue avec rainurage [FBR, n° 5] ou puits [PU, n° 5]

(1) Les pieux de la famille FS ou FB sont des pieux forés simple ou forés à la boue réalisés avec rainurage (Note 1) avant bétonnage.

NOTE 1

Cette opération a pour objectif essentiel de décaper l'éventuelle couche de sol remanié ou d'argile qui adhère à la paroi. Elle n'augmente pas la valeur du diamètre du pieu considérée pour les calculs de justification de la portance ou de la résistance de traction des fondations profondes selon les annexes [E](#) et [G](#).

A.3 Pieux forés tarière creuse (Classe 2)

(1) La section nominale du pieu est celle de l'outil de forage (Note 1 et [Article A.10](#)).

NOTE 1

Les hors profils ne sont pas pris en compte dans les calculs.

A.3.1 Pieux Forés à la Tarière Creuse simple rotation [FTC, n° 6]

(1) Ces pieux sont réalisés au moyen d'une tarière à axe creux vissée dans le sol sans extraction notable du terrain. La tarière est ensuite extraite du sol sans dévisser pendant que, simultanément, du béton est injecté par l'axe creux de la tarière. La partie basse de la tarière est munie d'un système d'obturation (pointe perdue ou clapet pivotant) (Note 1).

NOTE 1

On attire l'attention sur les contrôles à mener lors de la mise en oeuvre de cette technologie de fondations profondes (Tableaux [6.4.1.1](#), [F.5.2.1](#) et [G.5.2.1](#)).

A.3.2 Pieux Forés à la Tarière Creuse à Double rotation [FTCD, n°6]

(1) Le système de forage double rotation est constitué de deux tables de forage superposées. La table supérieure fait tourner la tarière tandis que la table inférieure fait tourner le tube en sens inverse. Grâce à la variation relative, la tarière peut forer 300 mm en avant du tube. La longueur du tube et de la tarière doit correspondre pour obtenir une utilisation optimale de la variation relative. Le tube doit forer en avant de la tarière dans les sols pulvérulents ou lors du forage de restes de fondations, de pieux primaires ou lors de phénomènes de renard. En revanche, dans les sols compacts, la tarière peut forer avant le tube. Les déblais remontent par les spires de la tarière et sont évacués par les ouvertures en haut du tube. La rotation inverse du tube et de la tarière accélère l'évacuation des déblais. L'espace ainsi obtenu est rempli par du béton coulé à travers l'âme de la tarière creuse. La tarière et le tube sont extraits en même temps pendant le bétonnage. Le résultat conduit à un meilleur contact avec le sol adjacent.

A.4 Les pieux vissés (Classe 3)

A.4.1 Pieux vissés moulés [VM, n°7]

Ce procédé consiste à faire pénétrer dans le sol par rotation et fonçage un outil hélicoïdal, perdu ou non, en forme de vis surmonté d'une colonne à âme creuse. La particularité du procédé est de refouler la presque totalité du sol ce qui se traduit par un volume très faible de déblais, moins de 10 % du volume théorique du pieu réalisé (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Le constat d'un volume d'extraction très faible après bétonnage est la preuve que le forage a été correctement effectué et permet de classer le pieu dans cette catégorie.

NOTE 2

Selon les procédés, cet outil hélicoïdal est décomposé en deux ou trois parties ([Figure A.4.1](#)) :

- une partie centrale plus ou moins lisse dont le diamètre constitue le diamètre nominal B_c du pieu ;
- une partie inférieure en tronc de cône équipée d'une pàle de diamètre extérieur égal au diamètre nominal du pieu ;
- le cas échéant, une partie supérieure équipée aussi d'une pàle de même diamètre mais avec un pas inverse à celui de la partie inférieure.

NOTE 3

Selon les procédés, il est possible de réaliser ou non une rainure de diamètre B supérieur au diamètre nominal B_c et dont l'épaisseur d_f peut être plus ou moins importante par rapport à son pas R . Cette rainure peut être réalisée par exemple par un ergot rétractable ou par une pàle isolée. Ce pas R est calculé d'après la relation : $R = [(V_{remontée} / V_{rotation})]$ avec $V_{remontée}$ en m / mn et $V_{rotation}$ en (t / mn) . L'épaisseur d_f dépend de la taille de l'ergot ou de l'épaisseur de la pàle.

(2) On distingue différentes techniques apparentées à ce procédé général (Note 1) :

- avec pointe en forme de double vis, perdue partiellement ou en totalité (outil de gauche sur la figure A.4.1) (Notes 2 et 3) ;
- avec outil refoulant avec double vis récupéré (outils de droite sur la Figure A.4.1) ;
- avec outil refoulant muni d'un ergot rétractable.

NOTE 1

Certains types de pieux vissés peuvent présenter, une fois réalisés, une striction ou un rétrécissement de diamètre. Cet effet est à quantifier lors des essais de faisabilité en début de chantier.

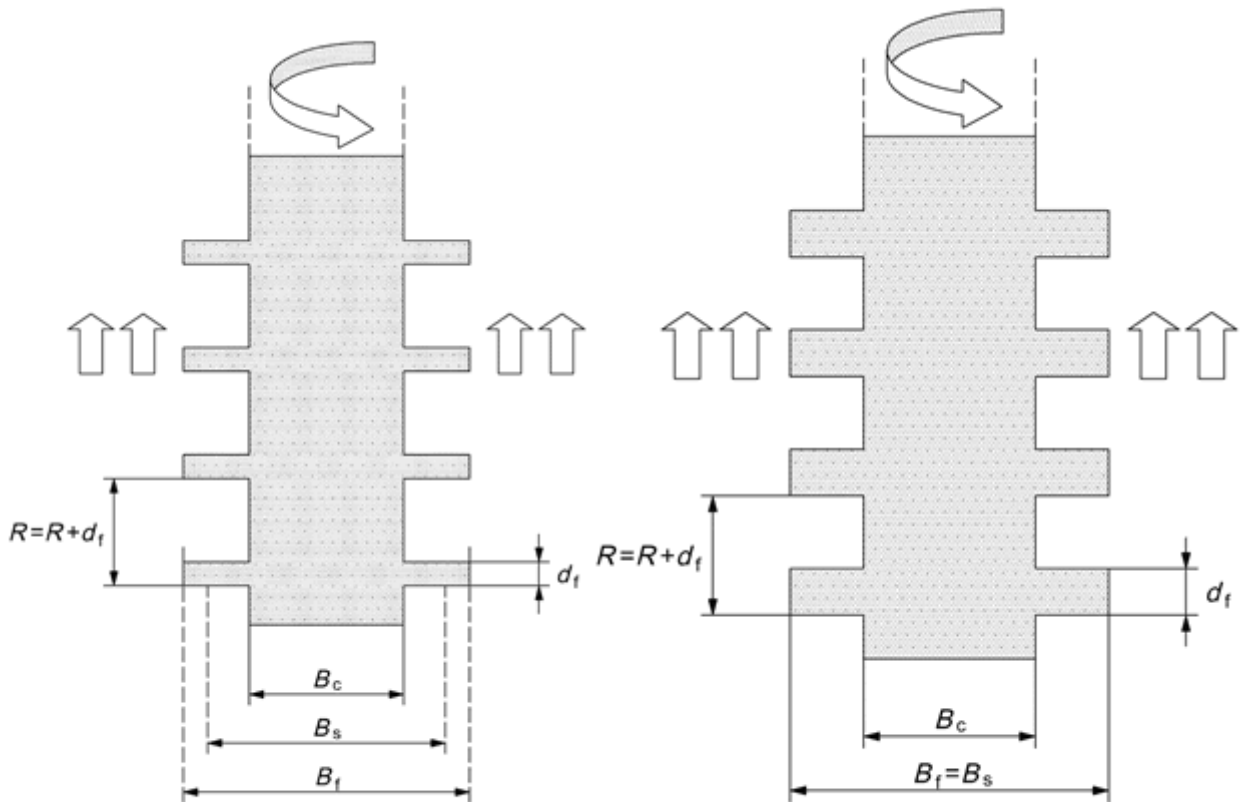
NOTE 2

Pour certains types de pieux, le bétonnage ne se fait pas par l'intermédiaire d'une trémie mais directement à la pompe à béton.

NOTE 3

Cette technique est à éviter dans les sables sans aucune cohésion sous nappe. Des essais de faisabilité sont fortement recommandés pour valider la faisabilité du procédé dans ces conditions de terrain et pouvoir appliquer les règles d'estimation du frottement axial unitaire des annexes [F](#) et [G](#).

(3) Un refus prématuré par rapport à la profondeur prévue lors du dimensionnement nécessite des justifications.



(a) : Fût avec hélice ordinaire

(b) : Fût avec hélice épaisse

Figure A.4.1 Caractéristiques géométriques d'un pieu vissé

A.4.2 Pieux vissés tubés [VT, n° 8]

- (1) Il s'agit d'un pieu vissé constitué d'une pointe perdue et d'un tube métallique perdu qui fait office de fût.
- (2) Le diamètre du pieu pour le calcul de la pointe est le plus grand diamètre de l'outil perdu. Le diamètre du fût pour le frottement ou pour la résistance du béton est celui du tube.

A.5 Pieux battus fermés (Classe 4)

(1) Il s'agit d'un pieu soit en béton préfabriqué, soit en tube acier ou caisson de palplanches fermé à sa base battu, vibré ou vériné.

(2) Un refus prématuré par rapport à la profondeur prévue lors du dimensionnement nécessite des justifications.

A.5.1 Pieux battus préfabriqués en béton armé [BPF, n°9] ou précontraint [BPR, n°9]

A.5.1.1 Pieu battu préfabriqué [BPF]

(1) Il s'agit d'un pieu battu préfabriqué en béton qui est vibré ou vériné.

A.5.1.2 Pieu en béton précontraint [BPR]

(1) Il s'agit d'un pieu constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte antérieurement au battage ou au vibrage.

A.5.2 Pieux métalliques battus enrobés [BE, n°10]

(1) Il s'agit d'un pieu métallique en acier dont la pointe comporte un sabot débordant. Au fur et à mesure du fonçage par battage, vibrage ou vérinage, un béton ou un mortier, voire un coulis, est envoyé par un ou plusieurs orifices débouchant au voisinage du sabot. Cette opération réalisée sous faible pression constitue l'enrobage de l'acier par remplissage du vide créé par le débord du sabot.

(2) La partie métallique du pieu peut être un tube, un profilé de type H ou un caisson de palplanches.

A.5.3 Pieux battus moulés [BM, n°11]

(1) Il s'agit d'un pieu réalisé au moyen d'un tube fermé à sa base par un sabot perdu et foncé par battage, vibrage ou vérinage. Ce tube est ensuite bétonné avant son extraction. Les pieux peuvent être armés ou non.

A.5.4 Pieux caisson acier fermé [BAF, n°12]

(1) Ce pieu acier est un tube ou un caisson de palplanches fermé à sa base par une platine battu, vibré ou vériné jusqu'à sa côte d'arrêt. Le cas échéant, il peut être bétonné avec ou sans cage d'armature.

A.6 Pieux battus acier ouvert (Classe 5, [BAO, n°13])

(1) Ce pieu acier est un tube ou un caisson de palplanches ouvert à sa base battu, vibré ou vériné jusqu'à sa côte d'arrêt. Le cas échéant, il peut être excavé, puis bétonné avec ou sans cages d'armature.

(2) Un refus prématuré par rapport à la profondeur prévue lors du dimensionnement nécessite des justifications.

A.7 Profilés H battus (Classe 6)

(1) Ce pieu acier est un profilé H battu éventuellement équipé de tubes à manchettes pour réaliser une injection.

(2) Un refus prématuré par rapport à la profondeur prévue lors du dimensionnement nécessite des justifications.

A.7.1 H battus [HB, n°14]

(1) Ce pieu acier est un profilé H battu, vibré ou vériné jusqu'à sa côte d'arrêt.

A.7.2 H battus injectés [HBI, n°15]

(1) Il s'agit de pieux battus ou vibrés dont le fût est en acier. Ils sont équipés de tubes à manchettes pour pouvoir être injectés en mode IGU ou IRS selon les technologies décrites à la [section A.9](#).

A.8 Palplanches battues (Classe 7, [PP, n° 16])

(1) Cette fondation est une palplanche vibrée puis battue, simplement vibrée ou vérinée jusqu'à sa côte d'arrêt.

(2) Un refus prématuré par rapport à la profondeur prévue lors du dimensionnement nécessite des justifications.

A.9 Micropieu (Classes 1 bis et 8)

A.9.1 Généralités

(1) Il est convenu d'appeler micropieu injecté une armature métallique constituée par des tubes, des barres, des torons ou des profilés introduits dans un forage de diamètre inférieur ou égal à 300 mm et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée.

NOTE 1

Par extension, on qualifie aussi de micropieu (type 1) un pieu foré tubé, de petit diamètre inférieur à 300 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.

(2) On distingue 4 types de micropieux :

- Type 1 (Catégorie 17) : Le micropieu de type I est un pieu foré tubé, de petit diamètre inférieur à 300 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.
- Type 2 (Catégorie 18) : Le micropieu de type II est un pieu foré (plus rarement battu), de diamètre inférieur à 300 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur (Note 1).

NOTE 1

La différence entre le micropieu de type I et de type II est que ce dernier est systématiquement équipé d'une armature, ce qui lui confère une résistance à la compression nettement plus importante.

- Type 3 (Catégorie 19) : Le micropieu [MIGU] de type III est un pieu foré (plus rarement battu) de diamètre inférieur à 300 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. Après prise du coulis de gaine et claquage du coulis de gaine, l'injection est faite de manière globale et unitaire (IGU) à une pression d'injection supérieure ou égale à la pression limite du sol. Cette technique peut s'appliquer à des pieux de diamètres supérieurs à 300 mm (PIGU). Le pieu, équipé de tubes à manchettes, est foré ou battu. Le forage est équipé d'un profilé acier avec un système d'injection, ou d'un tube. Dans ce cas, le tube fait fonction de tube d'injection. L'ensemble est installé dans un forage.
- Type 4 (Catégorie 20) : Le micropieu [MIRS] de type IV est un pieu foré (plus rarement battu) de diamètre inférieur à 300 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. Après prise du coulis de gaine, on procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement manchette par manchette à une pression d'injection supérieure ou égale à la pression limite du sol. L'injection est répétitive et sélective (IRS). Cette technique peut s'appliquer à des pieux de diamètres supérieurs à 300 mm (PIRS). Le pieu, équipé de tubes à manchettes, est foré. Le forage est équipé d'un profilé acier avec un système d'injection, ou d'un tube. Dans ce cas, le tube fait fonction de tube d'injection. L'ensemble est installé dans un forage.

(3) D'autres techniques comme le scellement gravitaire à compensation d'essorage et décantation ou l'autoforage peuvent être utilisées (ces techniques sont décrites dans Forever). Les techniques de micropieux ne correspondant pas exactement aux 4 types de techniques décrits ci-dessus sont considérées par défaut comme des micropieux de classe 1 bis.

(4) Les valeurs recommandées des volumes de coulis injectés pour les micropieux de type IGU et IRS sont présentées dans le [tableau A.9.1](#).

A.9.2 Dispositions spécifiques aux micropieux et pieux de catégorie 19 et 20

(1) La réalisation de micropieux et pieux de catégorie 19 et 20 nécessitent :

- un matériel adapté (tubes à manchettes, obturateurs, pompes d'injection, etc.) ayant fait l'objet de contrôles conduisant à l'élaboration de rapports ;
- des enregistrements en continu des différents paramètres de forage et d'injection.

(2) Le bon fonctionnement des différents appareils et l'enregistrement en continu des différents paramètres de forage sont essentiels pour satisfaire les exigences précisées à la [section A.9.1](#) notamment en termes de pression d'injection.

(3) Un fonctionnement inadapté des différents appareils nécessite des justifications qui, si elles ne sont pas produites, peuvent conduire à reconsidérer la catégorie du micropieu ou du pieu.

Sols	Conditions indicatives d'application	
	V_s est le volume du scellement calculé à partir du diamètre de forage	
	Quantité usuelle de coulis à injecter V_i	Dosage Coulis C/E
Graves	$1,5V_s$	1,7 à 2,4
Graves sableuses	$1,5V_s$	
Sables graveleux	$1,5V_s$	
Sables grossiers	$1,5V_s$	
Sables moyens	$1,5V_s$	
Sables fins	$1,5V_s$	
Sables limoneux	1,5 à 2 V_s pour IRS – 1,5 V_s pour IGU	
Limons	2 V_s pour IRS – 1,5 V_s pour IGU	1,7 à 2,4
Argiles	2,5 à 3 V_s pour IRS – 1,5 à 2 V_s pour IGU	
Marnes	1,5 à 2 V_s pour couche compacte	1,7 à 2,4
Marno-calcaires	2 à 6 V_s ou plus si couche fracturée	
Craie altérée ou fragmentée	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée	
Rocher altéré ou fragmenté	2 V_s ou plus si couche fracturée	1,7 à 2,4

Tableau A.9.1 Quantité de coulis recommandée pour le scellement des micropieux

A.10 Surfaces et périmètres des éléments de fondation

(1) A l'exception des cas visés dans les clauses ci-après, la surface A_b et le périmètre P à prendre en compte pour le calcul des résistances limites des pieux sont déterminées à partir des valeurs nominales des outils de forage permettant leur réalisation.

(2) Pour les pieux vissés moulés, le calcul de la portance et de résistance du matériau constituant le pieu, les valeurs suivantes des diamètres sont considérées ([Figure A.4.1](#)) (Note 1) :

- Pour le frottement :
 - $\max(B_c; 0,9B_f)$ si $d_f < 5$ cm ou si $R/d_f \geq 6$; 6
 - B_f si $d_f \geq 5$ cm et si $R/d_f < 6$
- Pour la pointe :
 - $\max(B_c; 0,9B_f)$ si $d_f < 5$ cm ou si $R/d_f \geq 6$; 6
 - $\max(B_c; B_f)$ si $d_f \geq 5$ cm et si $R/d_f < 6$
- Pour la résistance des matériaux : B_c .

Le diamètre nominal du pieu B_c est le plus grand diamètre de l'outil, sans tenir compte de l'hélice éventuelle de diamètre B_f .

NOTE 1

La dimension de la nervure réalisée et prise en compte dans les calculs est vérifiée par dégagement d'un pieu sur le premier mètre lors de l'essai de faisabilité.

(3) Pour les pieux H, les pieux tubulaires métalliques battus ouverts, et les palplanches, la [section A](#) à considérer en pointe et le périmètre P de frottement sont définis dans la figure A.10.1.

(4) Pour les pieux battus enrobés (BE), il y a lieu de prendre en compte l'aire et le périmètre de la platine perdue.

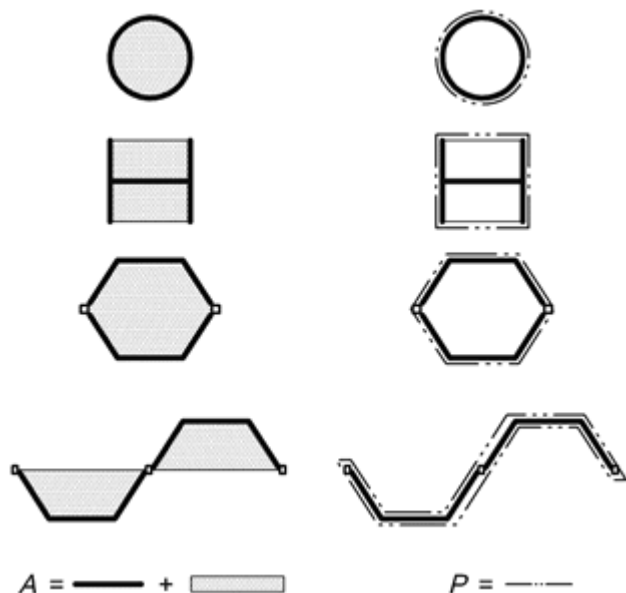


Figure A.10.1 Aire A des sections transversales et périmètre P des pieux tubulaires, des pieux H, des caissons et des palplanches métalliques

Annexe B (informative) Détermination des catégories conventionnelles de terrain

B.1 Catégories conventionnelles de terrain

(1) Les classes de terrain sont définies à partir de l'identification des sols et de leur classement suivant leur nature et leurs propriétés physico-chimique conformément aux critères définis dans l'[article B.2](#) . On distingue alors les classes de terrain suivantes :

- argile, limon ;
- sols intermédiaires (sable silteux, limon sableux, sable argileux, argile sableuse) ;
- sable, grave ;
- craie ;
- marne et calcaire marneux ;
- roche altérée ou fragmentée.

NOTE 1

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

NOTE 2

Les recommandations qui suivent ne traitent pas de certains sols comme les sables carbonatés, les alternances de marno-calcaires ou les argilites qui sont difficiles à classer et nécessitent une analyse particulière de par leur comportement spécifique qui peut se traduire par des très faibles résistances.

(2) L'objectif de cette annexe est de classer les terrains encaissants suivant les catégories définies précédemment, de fournir des outils permettant d'apprécier qualitativement le comportement d'un sol et de commenter les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul présentées dans les annexes suivantes.

B.2 Eléments de classement des sols

(1) Les sols doivent être identifiés et classés à partir des critères définis dans les figures et les tableaux de cette annexe ainsi que des normes NF EN ISO 14688-1 , NF EN ISO 14688-2 et NF EN ISO 14689-1 (Note 1). Ce classement est non seulement nécessaire au dimensionnement de la fondation profonde mais aussi au choix du type de pieux ainsi qu'à l'adaptation de la technique d'exécution.

NOTE 1

L'identification et la classification des sols et des roches relèvent normalement d'une part des normes NF EN ISO 14688-1 et NF EN ISO 14688-2 et d'autre part de la norme 14689-1 . Les classes de terrain définies dans ces normes ne sont pas strictement équivalentes à celles fixées dans le tableau B.2.1 qui ont servi pour la validation des modèles de calcul dérivés du pressiomètre et du pénétromètre. Il est rappelé que le problème n'est pas dans les différences qui existent entre ces deux classifications mais plutôt de disposer des informations pour classer les terrains.

(2) La distinction entre les argiles et les marnes se fait principalement sur la base de la teneur en CaCO_3 ([Tableau B.2.2](#)).

(3) La catégorie « sols intermédiaires » comprend un ensemble de terrains dont le comportement est complexe à appréhender. Ces sols sont constitués d'un mélange de matériaux fins et pulvérulents qui leur confère, selon la nature et la durée des sollicitations auxquelles ils sont soumis, un comportement proche d'un sol soit cohérent, soit pulvérulent.

Classes de sol		I_c	p_i^* (MPa)	q_c (MPa)	$(N_{1,60})$	c_u (kPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	0,0 – 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 – 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		$75 \leq c_u < 150$
	Raides	0,75 – 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		$150 \leq c_u < 300$
	Très raides	> 1,00	≥ 2	$\geq 4,0$		$300 \leq c_u$
Sols intermédiaires (sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)	Classement à réaliser selon les indications des figures B.2.1 à B.2.4					
Sables et graves	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses		1 à 2	10 à 20	25 à 42	
	Très denses		> 2	> 20	42 à 58	
Craies	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à 3	5 à 15		
	Saines		≥ 3	≥ 15		
Marne et calcaire marneux	Tendres		< 1	< 5		
	Raides		1 à 4	5 à 15		
	Très raides		> 4	> 15		
Rocher	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		> 4			

Tableau B.2.1 Classement des sols selon différents critères

TENEUR EN CaCO_3^a	CLASSE DE SOL
0 – 10 %	Argile ou limon
10 – 30 %	Argile marneuse ou limon marneux
30 – 70 %	Marne
70 – 90 %	Calcaire marneux
90 – 100 %	Calcaire (ou craie ^b)

a teneur en CaCO_3 déterminée conformément à la norme NF P 94-048.

b la dénomination craie désigne les formations sédimentaires de couleur claire, généralement blanchâtre à jaunâtre, poreuses et légères sur lesquelles certains essais de laboratoire spécifiques, tels que, par exemple, les limites d'Atterberg, peuvent être effectués.

Tableau B.2.2 Nature des sols cohérents - Teneur en carbonate de calcium CaCO_3

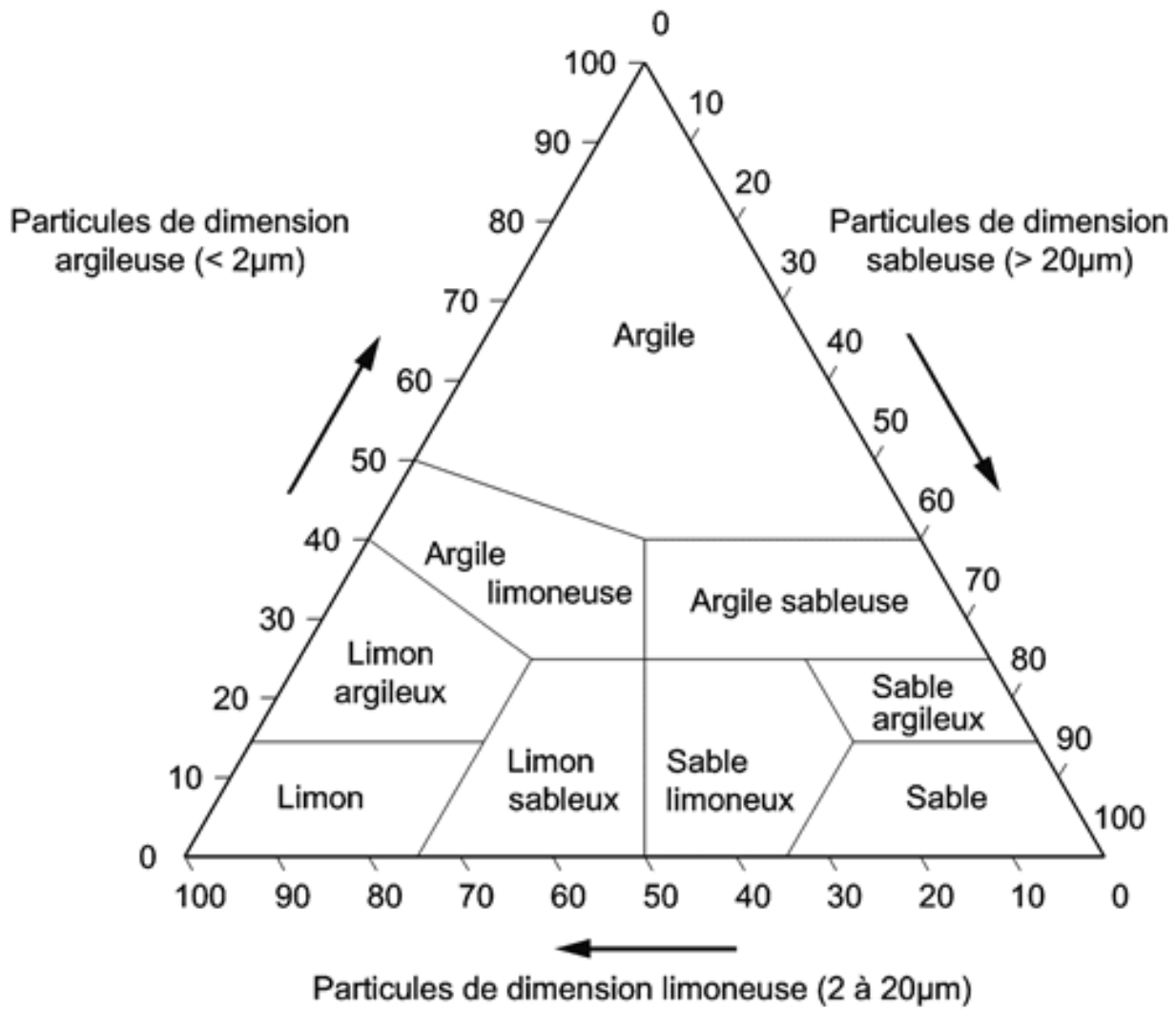
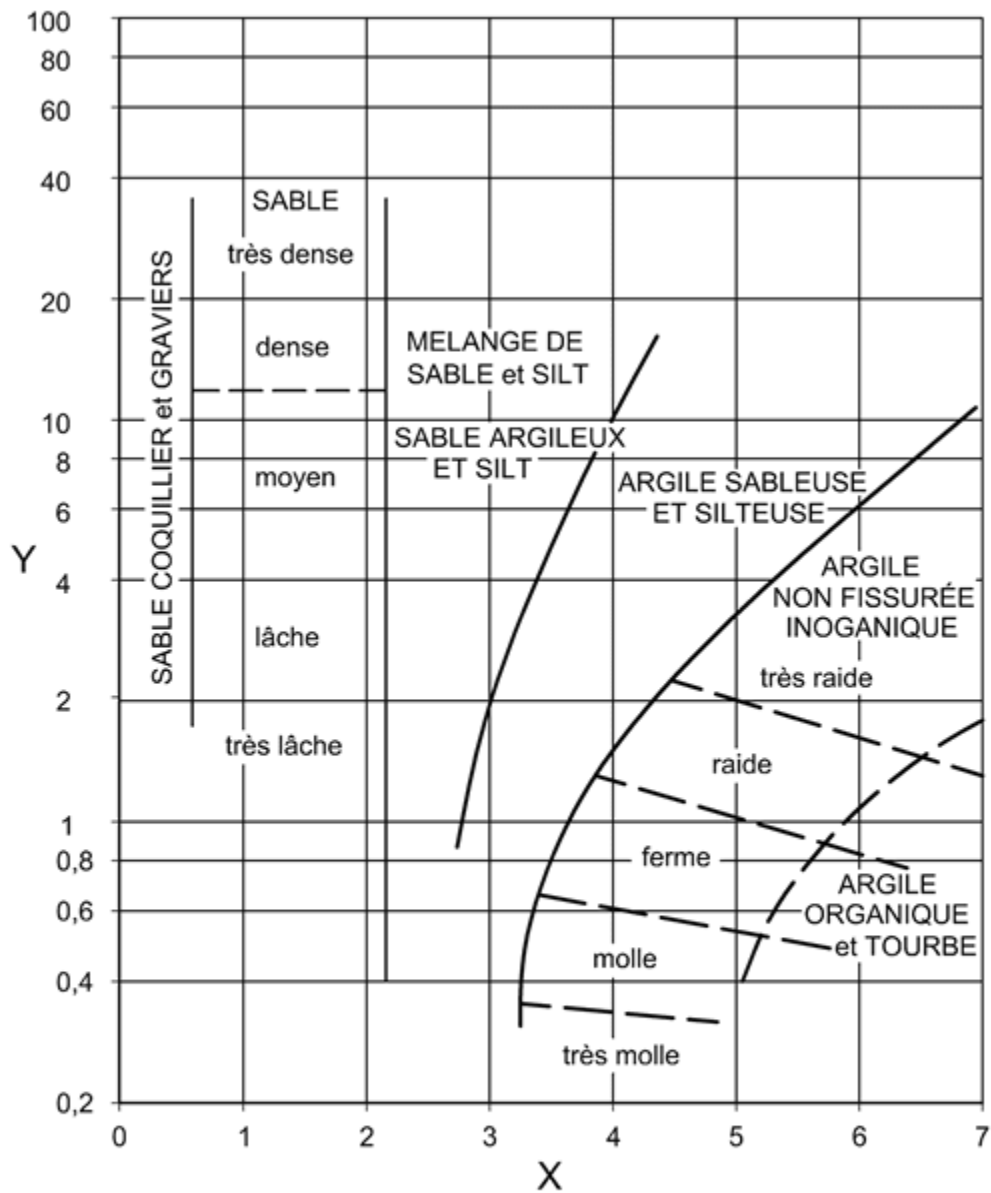


Figure B.2.1 Diagramme ternaire de classement des sols (d'après des travaux de Demolon, 1948)

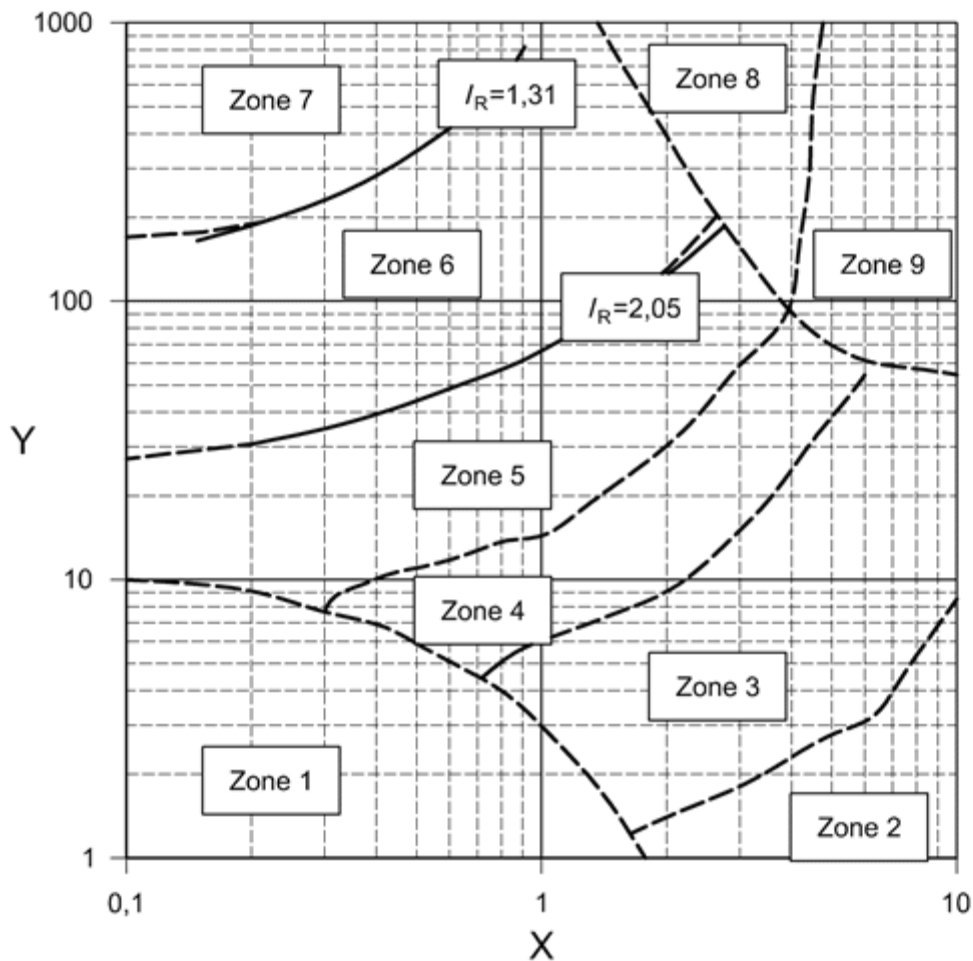


(f_s désigne la valeur de frottement latéral mesuré au pénétromètre)

Légende : Y : Résistance de pointe en MPa Q_c – X : Rapport de frottement R_f en % =

Figure B.2.2 Abaque de Schmertmann (1978) (Cône à jupe) (d'après Philipponnat et Hubert, 2008) ³

P. Philipponnat et H. Bertrand, 2008, Fondations et Ouvrages en Terre, Eyrolles.



Zone 1	Sols fins argileux ou silts sensibles
Zone 2	Sols organiques et tourbes
Zone 3	Argiles à argiles silteuses
Zone 4	Silts argileux à argiles silteuses
Zone 5	Sables silteux à silts sableux
Zone 6	Sables propres à sables silteux
Zone 7	Sables à sables graveleux
Zone 8	Sables cimentés ou dilatants
Zone 9	Sols fins intermédiaires très raides

Q_T : résistance normalisée : $Q_T = (q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$

F_R : rapport de frottement normalisé : $F_R = f_s / (q_c - \sigma_{v0}) \cdot 100$

Les courbes en trait plein sont des cercles d'équation : $I_R = [(3,47 - \log(Q_T))^2 + (1,22 + \log(F_R))^2]^{0,5}$

Figure B.2.3 Abaque de Robertson (2009) (Cône électrique et cône sans jupe) ⁴

4)

Robertson et Cabal, 2009, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, GREGG 3^{ème} Edition).

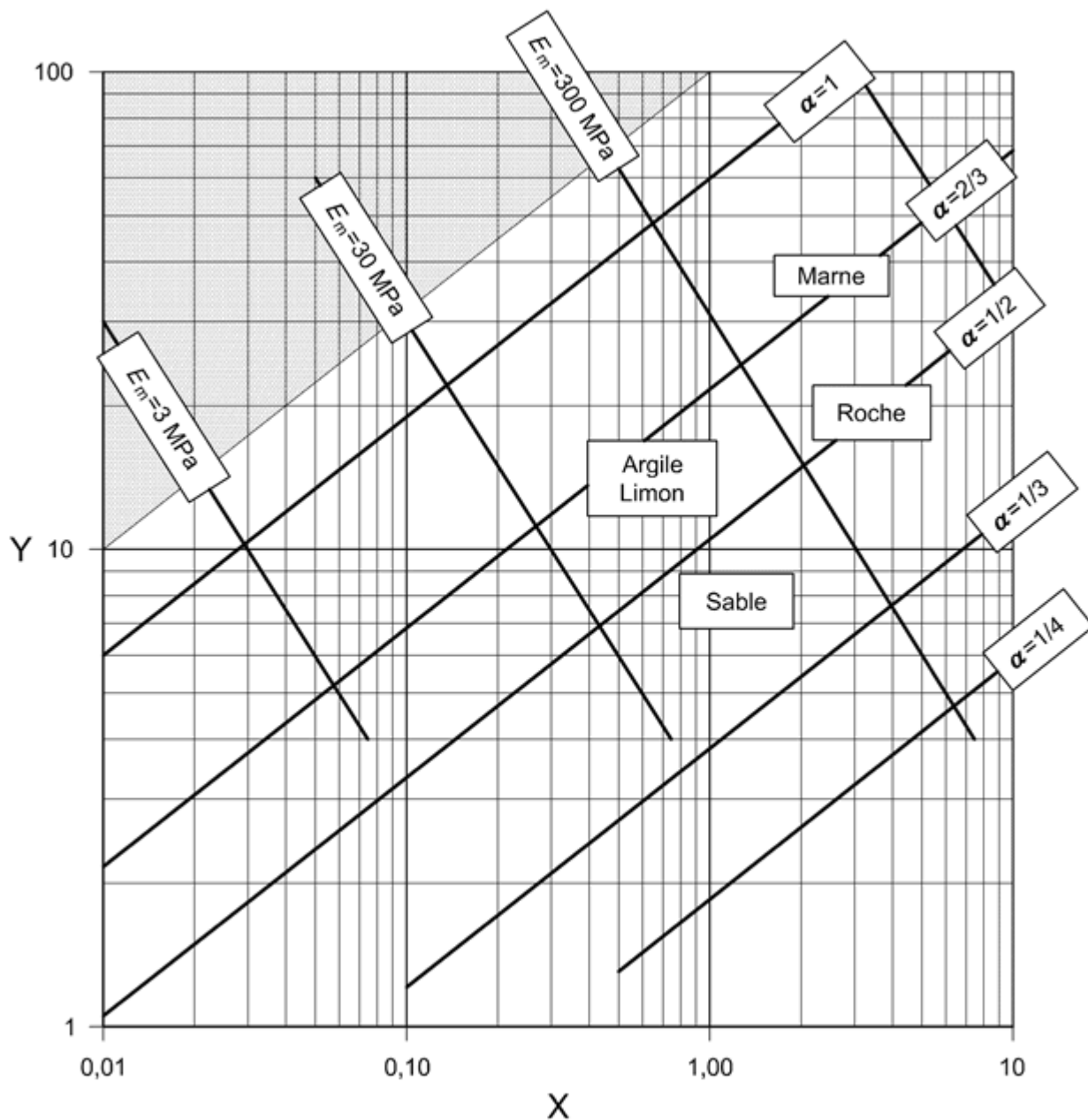


Figure B.2.4 Abaque de Baud (2011) ⁵

5)

J.P. Baud, 50 ans de pressiomètres. Vol. 1. Gambin, Magnan et Mestat (ed.) 2005, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.

Annexe C (normative) Facteurs partiels pour les états limites ultimes

C.1 Préambule

(1) Cette annexe définit les facteurs partiels γ pour les états limites ultimes, dans des situations durables ou transitoires, à utiliser pour la vérification des fondations profondes selon l'approche 2 préconisée par l'[annexe nationale](#) NF P 94-251-1 de l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1) (Note 1).

NOTE 1

Certains cas peuvent relever d'une justification selon l'approche 3 notamment en matière de stabilité générale.

C.2 Facteurs partiels pour la vérification des états limites pour les structures (STR) et géotechnique (GEO)

C.2.1 Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

(1) Pour la vérification des états limites pour les structures (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer aux actions (γ_F) ou aux effets des actions (γ_E) les facteurs partiels suivants :

- γ_G pour les actions permanentes favorables ou défavorables ;
- γ_Q pour les actions variables défavorables ou favorables.

(2) La valeur à donner à ces facteurs partiels est indiquée dans le tableau C.2.1.

Action		Symbole	Ensemble ^b	
			A1 ^a	A2
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35	1,0
	Favorable	γ_{Ginf}	1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

^a la valeur de 1,5 pour les charges défavorables est en général réduite à 1,35 pour les ponts.

^b le jeu A1 concerne les approches 2 ou 3 et le jeu A2 seulement l'approche 3.

Tableau C.2.1 Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

C.2.2 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

(1) Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer aux résistances des sols les facteurs partiels (γ_M) suivants :

- γ_{ϕ} pour la tangente de l'angle de frottement interne,
- $\gamma_{c'}$ pour la cohésion effective,
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée,
- γ_{qu} pour la résistance en compression simple.
- γ_γ pour le poids volumique

(2) La valeur à donner à ces facteurs partiels est indiquée dans le tableau C.2.2.

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble ^b	
		M1	M2
Angle de frottement interne ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,0	1,4
Compression simple	γ_{qu}	1,0	1,4
Poids volumique	γ_γ	1,0	1,0
^a ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.			
^b le jeu M1 concerne l' approches 2 et le jeu M2 l'approche 3.			

Tableau C.2.2 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

C.2.3 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour la portance et la résistance de traction des pieux

(1) Pour les fondations sur pieux et les vérifications des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer aux résistances des sols les facteurs partiels (γ_R) suivants :

- γ_b pour la résistance de pointe ;
- γ_s pour la résistance de frottement axial sur des pieux en compression ;
- γ_t pour la résistance totale/combinaison des pieux en compression ;
- $\gamma_{s;t}$ pour la résistance de frottement axial sur le fût des pieux en traction.

(2) Les valeurs à donner à ces facteurs partiels selon le type de pieux sont indiquées dans le tableau C.2.3.1.

Résistance	Symbole	Pieux foncés	Pieux forés	Pieux à la tarière continue (CFA)
Pointe	γ_b	1,1	1,1	1,1
Fut (compression) ^a	γ_s	1,1	1,1	1,1
Total/combine (compression) ^a	γ_t	1,1	1,1	1,1
Fût en traction ^a	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
^a conforme aux tableaux A.6 à A.8 de l'annexe A de NF EN 1997-1 – Jeu R2.				

Tableau C.2.3.1 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les pieux - Situations durables et transitoires

Résistance	Symbole	Pieux foncés	Pieux forés	Pieux à la tarière continue (CFA)
Pointe	γ_b	1,0	1,0	1,0
Fut (compression)	γ_s	1,0	1,0	1,0
Total/combine (compression)	γ_t	1,0	1,0	1,0
Fût en traction	$\gamma_{s,t}$	1,05	1,05	1,05

Tableau C.2.3.2 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les pieux - Situations accidentelles

C.2.4 Facteurs de corrélation pour déterminer la résistance caractéristique de portance et la résistance de traction des pieux

(1) Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les facteurs de corrélation ξ' indiqués dans le tableau C.2.4.1 pour déterminer la résistance caractéristique des pieux chargés axialement, à partir des essais de chargement statique de pieux :

- ξ_1' pour les valeurs moyennes des résistances mesurées lors des essais de chargement statique,
- ξ_2' pour les valeurs minimales des résistances mesurées lors des essais de chargement statique.

NOTE 1

Ces coefficients (ξ_1' et ξ_2') sont nécessaires au calcul des facteurs de corrélation ξ qui intègrent la surface d'investigations géotechniques.

(2) Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les facteurs de corrélation ξ' indiqués dans le [tableau C.2.4.2](#) pour déterminer la résistance caractéristique des pieux chargés axialement, à partir d'essais effectués sur les sols :

- ξ_3' pour les valeurs moyennes des résistances dérivées des résultats des essais effectués sur les sols,
- ξ_4' pour les valeurs minimales des résistances dérivées des résultats des essais effectués sur les sols.

NOTE 1

Ces coefficients (ξ_3' et ξ_4') sont nécessaires au calcul des facteurs de corrélation ξ qui intègrent la surface d'investigations géotechniques. Un exemple est donné en [Annexe E](#).

(3) Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les facteurs de corrélation ξ' indiqués dans le [tableau C.2.4.3](#) pour déterminer la résistance caractéristique des pieux chargés axialement, à partir d'essais d'impact dynamique sur les pieux ;

- ξ_5' pour les valeurs moyennes des résistances dérivées des résultats des essais de chargement dynamique,
- ξ_6' pour les valeurs minimales des résistances dérivées des résultats des essais de chargement dynamique.

NOTE 1

Ces coefficients (ξ_5' et ξ_6') sont nécessaires au calcul des facteurs de corrélation ξ qui intègrent la surface d'investigations géotechniques.

ξ' pour n =	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_1'^a$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2'^a$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00
^a conforme au tableau A.9 de l'annexe A de la norme NF EN 1997-1.					

Tableau C.2.4.1 Facteurs de corrélation ξ' pour dériver les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux (n – nombre de pieux testés)

ξ' pour n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3'^a$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4'^a$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08
^a conforme au tableau A.10 de l'annexe A de la norme NF EN 1997-1.							

Tableau C.2.4.2 Facteurs de corrélation ξ' pour dériver les valeurs caractéristiques à partir de résultats d'essais sur les sols (n – nombre de profils d'essais)

ξ' pour n	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5'	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6'	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25
^a les valeurs de ξ' de ce tableau sont applicables pour les essais d'impact dynamique. ^b Les valeurs de ξ' peuvent être multipliées par un facteur de modèle de 0,85 si l'on utilise des essais d'impact dynamique avec calage de signaux (NF EN 1997-1). ^c il convient de multiplier les valeurs de ξ par un facteur de modèle de 1,10 si l'on utilise une formule de battage avec mesure du déplacement quasi élastique de la tête du pieu lors de l'impact (NF EN 1997-1). ^d les valeurs de ξ' doivent être multipliées par un facteur de modèle de 1,20 si l'on utilise une formule de battage de pieux sans mesurer le déplacement quasi-élastique de la tête du pieu pendant l'impact (NF EN 1997-1). ^e s'il existe différents pieux dans la fondation, il convient de considérer séparément les groupes de pieux semblables lorsque l'on choisit le nombre n de pieux à tester (NF EN 1997-1).					

Tableau C.2.4.3 Facteurs de corrélation ξ' pour dériver les valeurs caractéristiques à partir d'essais d'impact dynamique^{a, b, c, d, e} (n – nombre de pieux testés)

C.2.5 Facteurs partiels de la résistance des terres (γ_R) pour la stabilité générale

(1) Pour les analyses de la stabilité générale des structures fondées sur pieux (GEO), on doit appliquer aux résistances des terres, le facteur partiel ($\gamma_{R,e}$) indiqué dans le tableau C.2.5.1.

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2	R3
Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture	$\gamma_{R,e}$	1,1	1,0

Tableau C.2.5.1 Facteurs partiels de la résistance des terres (γ_R) pour la stabilité générale

C.3 Facteurs partiels pour la vérification de l'état limite ultime de soulèvement global (UPL)

C.3.1 Facteurs partiels (γ_F) pour les actions

(1) Pour la vérification de l'état limite de soulèvement global (UPL), on doit appliquer aux actions les facteurs partiels (γ_F) suivants :

- $\gamma_{G,dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices,
- $\gamma_{G,stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices,
- $\gamma_{Q,dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

(2) La valeur à donner à ces facteurs partiels est indiquée dans le tableau C.3.1.1.

Action	Symbole	Valeur
Permanente		
Défavorable ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
Favorable ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Variable		
Défavorable ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a déstabilisatrice ^b stabilisatrice		

Tableau C.3.1.1 Facteurs partiels pour les actions (γ_F)

C.3.2 Facteurs partiels pour les paramètres des sols et les résistances

(1) Pour la vérification de l'état limite de soulèvement global (UPL), lorsqu'on prend en compte une résistance au soulèvement R_d , on doit appliquer aux paramètres des sols et aux résistances les facteurs partiels suivants :

- γ_φ pour la tangente de l'angle de frottement interne,
- $\gamma_{c'}$ pour la cohésion effective,
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée,
- $\gamma_{s,t}$ pour la résistance de traction des pieux,
- γ_a pour la résistance de l'ancrage.

(2) La valeur à donner à ces facteurs partiels est indiquée dans le tableau C.3.2.1.

Paramètres du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne ^a	$\gamma_{\varphi'}^a$	1,25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,40
Résistance de traction d'un pieu	$\gamma_{s,t}$	1,40
Résistance de traction d'un ancrage	γ_a	1,40
^a ce facteur est appliqué à $\tan\varphi'$.		

Tableau C.3.2.1 Facteurs partiels pour les paramètres des sols et les résistances

Annexe D (informative) Détermination de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

D.1 Préambule

(1) Cette annexe définit le calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e à partir de données semi-empiriques de type pressiométrique ou pénétrométrique.

(2) La grandeur D_e constitue une information permettant de distinguer les différents types de fondations : fondation superficielle d'une part et fondation semi-profonde d'autre part. En général, on définit l'encastrement équivalent D_e/B (avec B la plus petite largeur de la fondation) et les valeurs retenues sont les suivantes :

- $D_e/B < 1,5$: la fondation est dite superficielle et en général les réactions latérales (frottement sur les faces latérales, butée) sont négligées dans l'évaluation de la portance ;
- $1,5 < D_e/B < 5,0$: la fondation est dite semi-profonde et en général les réactions latérales sont prises en compte en négligeant les couches de terrain les plus proches de la surface.

D.2 Détermination de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

(1) La hauteur d'encastrement équivalente nécessite le calcul préalable de la pression limite nette équivalente p_{le}^* ou de la résistance à la pénétration lissée équivalente q_{ce} . Les relations suivantes peuvent alors être appliquées :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad (D.2.1)$$

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{ce}(z) dz \quad (D.2.2)$$

d est en général pris égal à 0 sauf s'il existe des terrains de caractéristiques très médiocres en surface dont on désire faire abstraction.

Annexe E (informative) Calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde - Synoptique et exemples

E.1 Synoptique - Schéma de calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde

(1) Pour l'estimation de la valeur de calcul de la portance $R_{c;d}$ et/ou de la résistance de traction $R_{t;d}$ d'un pieu à partir de la méthode basée sur les essais de pieux ou de la procédure du « pieu modèle », le synoptique « Schéma de calcul de la valeur de portance d'une fondation profonde » ci-après peut être utilisé pour mettre en oeuvre correctement les différents coefficients partiels.

E.2 Calcul des coefficients ξ

(1) Pour le calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde à partir d'essais de pieux, il est nécessaire d'utiliser les facteurs de corrélation ξ_1 ou ξ_2 . Suivant la valeur de la surface S comprenant les points où les essais de pieu ont été effectués et où les fondations profondes projetées doivent être mises en oeuvre, les facteurs de corrélation ξ_1 ou ξ_2 varient. La formule (E.2.1) peut être utilisée.

(2) Pour le calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde à partir de profils d'essais de sol, il est nécessaire d'utiliser les facteurs de corrélation ξ_3 ou ξ_4 . Suivant la valeur de la surface S comprenant les points où les profils d'essais de sol ont été réalisés et où les fondations profondes projetées doivent être mises en oeuvre, les facteurs de corrélation ξ_3 ou ξ_4 varient. La formule (E.2.1) peut être utilisée.

$$\xi_i(N, S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1] \sqrt{\frac{S}{S_{réf}}} \quad (E.2.1)$$

- ξ_i correspond au coefficient partiel correspondant pour i variant de 1 à 4 ;
- S correspond à la surface des investigations géotechniques pour le site d'étude et doit être compris dans une zone géotechnique homogène ([Clause 6.2](#) (2)) ;
- N correspond au nombre d'essais de pieux ou de profils d'essais de sol sur la surface considérée ;
- $S_{réf}$ correspond à une surface de référence prise égale à 2 500 m²

(3) L'utilisation des facteurs de corrélation ξ nécessite quelques règles de « bonne » mise en oeuvre :

- la valeur S utilisée dans les calculs ne doit pas être inférieure à 625 m² pour la détermination des coefficients ξ_1 et ξ_2 et à 100 m² pour la détermination des coefficients ξ_3 et ξ_4 ;
- la surface maximale des investigations géotechnique est égale à 2 500 m² ;
- la plus petite longueur l de la surface des investigations géotechniques ne doit pas être plus de deux fois inférieure à la plus grande longueur L de cette surface. Autrement dit, pour une surface d'investigation rectangulaire, le rapport L/l entre la longueur L et la largeur l ne doit pas être supérieur à 2.

NOTE 1

Les coefficients ξ' sont présentés dans les tableaux de l'annexe C (Tableaux [C.2.4.1](#) et [C.2.4.2](#)).

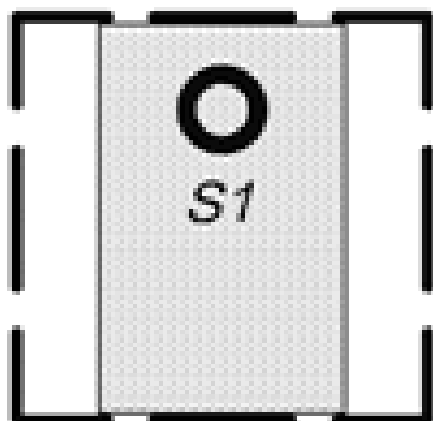
(4) Divers exemples d'application (Notes 1 à 6) de cette relation sont présentés ci-après pour les coefficients ξ_3 ou ξ_4 .

NOTE 1

Exemple 1 : 1 appui ($L = 10$ m, $l = 3$ m) – 1 sondage

L	10 m
l	3 m
$S_{\text{réel}}$	30 m^2
l_{mini}	5 m
S	50 m^2
N	1
ξ_3	1,08
ξ_4	1,08

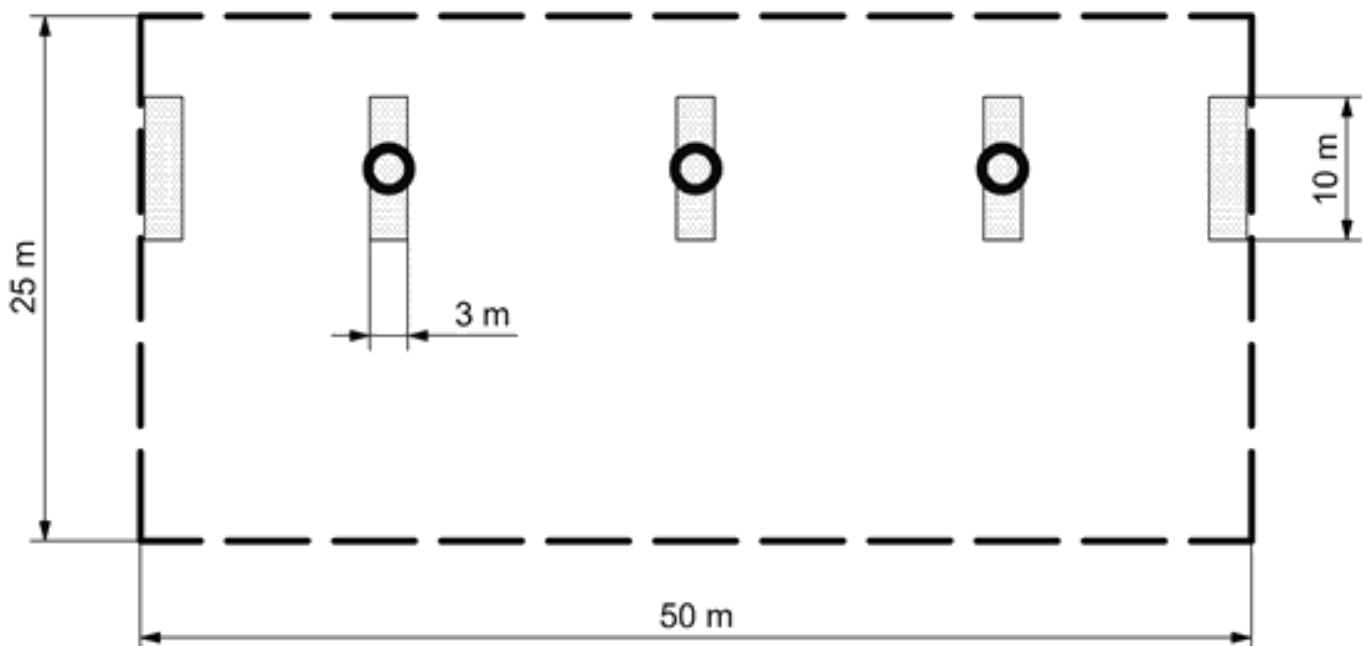
$$10\text{m} \times 3\text{m} = 30\text{m}^2$$



NOTE 2

Exemple 2 : 5 appuis ($L = 10 \text{ m}$, $l = 3 \text{ m}$) répartis sur 50 m – 3 sondages au droit des 3 appuis centraux

L	50 m
l	10 m
$S_{\text{réel}}$	500 m^2
l_{mini}	25 m
S	$1\,250 \text{ m}^2$
N	3
ξ_3	1,23
ξ_4	1,16

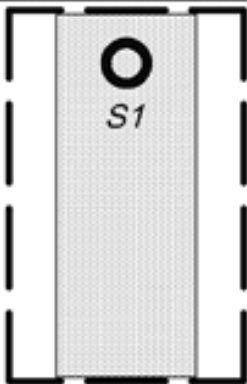


NOTE 3

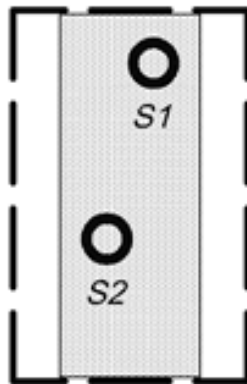
Exemple 3 : 1 appui de viaduc en rivière (L = 25 m, l = 8 m)

L	25 m		
l	8 m		
S _{réel}	200 m ²		
l _{mini}	12.5 m		
S	312.50 m ²		
N	1	2	3
ξ ₃	1,14	1,12	1,12
ξ ₄	1,14	1,10	1,08

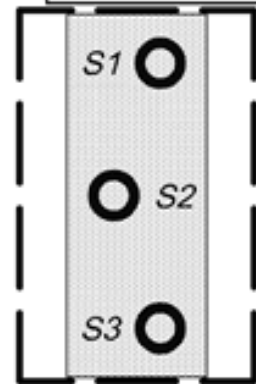
25m x 8m = 200m²



25m x 8m = 200m²



25m x 8m = 200m²



NOTE 4

Exemple 4 : Bâtiment (30 m x 20 m)

L	30 m						
l	20 m						
S _{réel}	600 m ²						
l _{mini}	15 m						
S	600 m ²						
N	1	2	3	5	7	10	
ξ ₃	1,20	1,17	1,16	1,14	1,13	1,13	
ξ ₄	1,20	1,13	1,11	1,07	1,06	1,06	

NOTE 5

Exemple 5 : Bâtiment (50 m × 30 m)

L	50 m					
I	30 m					
S_{réel}	1 500 m ²					
I_{mini}	25 m					
S	1 500 m ²					
N	1	2	3	5	7	10
ξ_3	1,31	1,27	1,26	1,22	1,21	1,21
ξ_4	1,31	1,21	1,18	1,12	1,09	1,09

NOTE 6

Exemple 6 : Bâtiment (100 m × 30 m)

L	100 m					
I	30 m					
S_{réel}	3 000 m ²					
I_{mini}	50 m					
S	5 000 m ²					
N	1	2	3	5	7	10
ξ_3	1,57	1,49	1,47	1,41	1,38	1,38
ξ_4	1,57	1,38	1,33	1,21	1,17	1,17

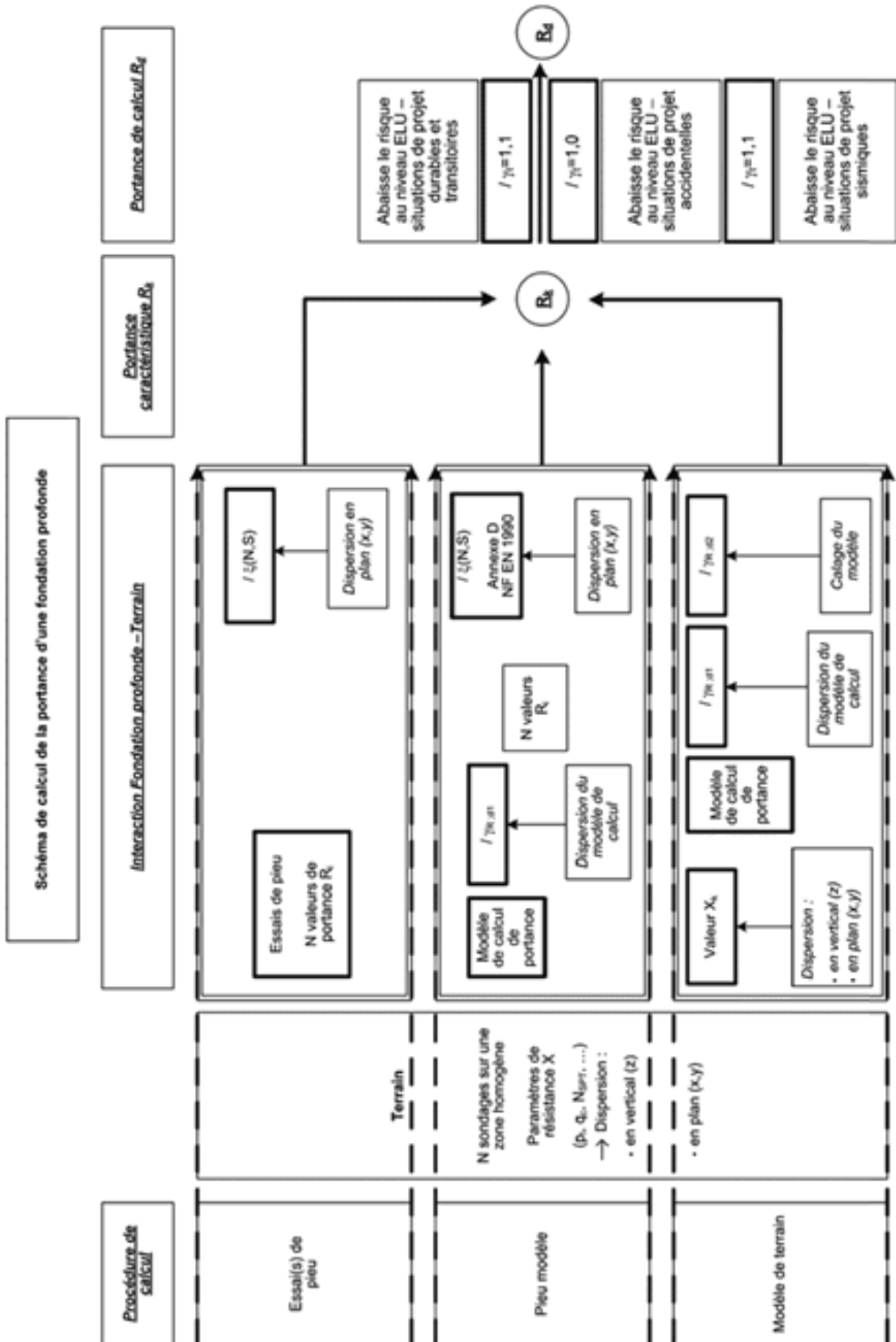


Figure E.1 Schéma de calcul de la portance d'une fondation profonde

Annexe F (normative) Portance limite et résistance limite de traction à partir de la méthode pressiométrique

F.1 Préambule

(1) Cette annexe donne les règles pour déterminer la portance limite et la résistance limite de traction d'une fondation profonde isolée sous sollicitation axiale à partir des essais en place au pressiomètre « Ménard » et en particulier de la pression limite pressiométrique p_i .

(2) Cette méthode ne s'applique pleinement que pour les sols (Note 1) et les classes de terrain indiquées dans [l'annexe B](#).

NOTE 1

Les aspects spécifiques au comportement des roches sortent du domaine du présent document. Il convient d'apprécier dans quels cas une fondation dite « au rocher » peut être justifiée par les méthodes proposées et dans quels cas le recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches est nécessaire.

(3) Cette méthode complète les sections [9](#), [10](#) et [14](#) du présent document qui traitent des justifications à faire respectivement aux états-limites ultimes et aux états-limites de service pour une fondation profonde sous sollicitation axiale en compression et en traction.

F.2 Coefficients de modèle

(1) Les valeurs des coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ sont présentées dans le tableau F.2.1. La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ varie suivant que le pieu est sollicité en compression ou en traction (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$ ne concerne pas la procédure du « pieu modèle ».

NOTE 2

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ pour des pieux ancrés principalement dans la craie est égal à 1,4 du fait de la difficulté à appréhender correctement le comportement mécanique des formations géologiques crayeuses qui peuvent présenter certaines spécificités sur le plan rhéologiques (thixotropie).

NOTE 3

Les pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20 nécessitent l'utilisation de techniques d'injection dont la maîtrise reste complexe. Les performances en termes de résistance à la compression et à la traction de ces catégories de pieux sont donc très variables. Le coefficient de modèle permettant de quantifier la dispersion du modèle de calcul liée à ces techniques a donc été augmenté et porté à une valeur égale à 2,0.

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients ξ ou de l'annexe D de la norme NF EN 1990)		Procédure du « modèle de terrain »	
	$\gamma_{R;d1}$ 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	
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 F.2.1 Valeur des coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique

F.3 Résistance limite

(1) Cet article définit les procédures pour déterminer la portance limite R_c et la résistance limite de traction R_t d'une fondation profonde isolée réalisée au droit d'un sondage pressiométrique.

(2) La portance limite en compression R_c d'une fondation profonde isolée doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante (Notes 1 et 2) :

$$R_c = R_b + R_s \quad (\text{F.3.1})$$

- R_c est la valeur de la portance de la fondation profonde ;
- R_b est la valeur de la résistance de pointe de la fondation profonde ;
- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial de la fondation profonde (Note 2) ;

NOTE 1

Les méthodologies de calcul de R_b et R_s sont précisées dans les articles [F.4](#) à [F.5](#).

NOTE 2

La hauteur de mobilisation du frottement ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier pour les fondations profondes comportant un double chemisage ou pour les fondations profondes soumises à des frottements négatifs.

(3) La résistance limite de traction R_t d'une fondation profonde isolée doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante (Note 1) :

$$R_t = R_s \quad (\text{F.3.2})$$

- R_t est la valeur de la résistance de traction du terrain ;
- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial de la fondation profonde ;

NOTE 1

La méthodologie de calcul de R_s est précisée dans l'article [F.5](#).

F.4 Résistance de pointe

F.4.1 Principe général

(1) L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe d'une fondation profonde doit être calculé à partir de l'expression générale suivante :

$$R_b = A_b q_b \quad (\text{F.4.1})$$

- R_b est la valeur de la résistance de pointe d'une fondation profonde ;
- A_b est la surface de la base de la fondation profonde ([Article A.10](#)) ;
- q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu ([F.4.2](#)).

F.4.2 Pression de rupture du terrain

(1) Sauf cas particulier (Note 1), la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base de la fondation profonde doit être calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$q_b = k_p p_{le}^* \quad (\text{F.4.2.1})$$

- k_p est le facteur de portance pressiométrique en tenant en compte des clauses de l'[Article A.10](#) ;
- p_{le}^* est la pression limite nette équivalente.

NOTE 1

Lorsqu'il y a lieu ([Clauses 9.2](#) (1) Note 1 et [F.3](#) (1) Note 1), il convient de tenir compte de la contrainte totale verticale q_0 existant dans le terrain au niveau de la base du pieu au moment des travaux (Note 2) et d'appliquer dans ce cas l'expression générale suivante :

$$q_b = q_0 + k_p p_{le}^* \quad (\text{F.4.2.2})$$

NOTE 2

La contrainte totale verticale q_0 est à considérer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée en faisant abstraction de celle-ci.

(2) La valeur du facteur de portance pressiométrique k_p doit être déterminée à partir des valeurs du [tableau F.4.2.1](#) en fonction de la nature de la formation dans laquelle se trouve la base de la fondation profonde, de son mode de mise en oeuvre (Note 1) et de son encastrement.

NOTE 1

Les résultats expérimentaux disponibles actuellement ne permettent pas de mettre en évidence une éventuelle influence de la forme de la section droite du pieu.

(3) Dans le cas d'une formation porteuse homogène (Notes 1 et 2), la valeur de la pression limite nette équivalente p_{le}^* doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz \quad (\text{F.4.2.3})$$

- $p_l^*(z)$ est le profil des pressions limites nettes considéré comme représentatif (Note 3) ;
- p_{le}^* est la « pression limite nette équivalente » (Note 3) ;
- D est la profondeur de la fondation ;
- B est la largeur du pieu ;
- h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse ;

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0,5\right\} \quad (\text{F.4.2.4})$$

$$b = \min\{a; h\} \quad (\text{F.4.2.5})$$

NOTE 1

A titre indicatif, une formation peut être considérée comme homogène si elle est composée d'un sol de nature unique et si la pression limite maximale mesurée dans cette formation n'excède pas deux fois la pression limite minimale.

NOTE 2

Dans le cas contraire, il convient de faire un choix prudent de la valeur représentative de la pression limite nette équivalente, en rappelant que s'il existe un substratum résistant près de la pointe des pieux, il est toujours possible d'approfondir le niveau de la pointe jusqu'à atteindre celui-ci.

NOTE 3

La pression limite nette pressiométrique est à déterminer selon la norme prNF EN ISO 22477-5⁶ En attendant sa parution les dispositions de la norme NF 94-110-1 s'appliquent.

6)

En préparation.

(4) Le facteur de portance dépend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} définie selon les règles suivantes :

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}} \int_{D-h_D}^D p_l^*(z) dz \quad (\text{F.4.2.6})$$

h_D désigne une longueur égale à $10B$.

(5) L'encastrement effectif est égal à D_{ef}/B où B est la plus petite dimension de la fondation (Note 1) :

- lorsque l'encastrement effectif D_{ef}/B est supérieur à 5 : $k_p(D_{ef}/B) = k_{pmax}$;
- lorsque l'encastrement effectif D_{ef}/B est inférieur à 5 : $k_p(D_{ef}/B) = 1,0 + (k_{pmax} - 1,0)(D_{ef}/B)/5$.

NOTE 1

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. Si l'entreprise de fondations spéciales peut garantir la bonne exécution de l'encastrement de la pointe des pieux dans la couche porteuse soit par des prélèvements d'échantillons, soit par l'emploi de trépan, soit encore par l'utilisation de carottier alors cet ancrage peut être réduit à une valeur minimale de 0,50 m.

(6) Les sols intermédiaires ([Annexe B](#)) peuvent être considérés soit comme des argiles ou des limons soit comme des sables ou des graves. En principe, les sols intermédiaires sont désignés par les termes suivants : sable silteux, sable argileux, limon sableux, argile sableuse. C'est le premier terme de ces expressions qui définit le comportement du sol. Ainsi, les sols intermédiaires peuvent être classés de la manière suivante :

- un sable silteux et un sable argileux appartiennent à la catégorie sable ou grave ;
- un limon sableux et une argile sableuse appartiennent à la catégorie argile ou limon.

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 (c)					
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	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)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_p .

(a) La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (F.1 (2) Note

1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe F et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas pris en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de k_{pmax} peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Tableau F.4.2.1 Valeur du facteur de portance pressiométrique k_{pmax} pour un encastrement effectif $D_{ef}/B \geq 5$

F.5 Résistance de frottement axial

F.5.1 Principe général

(1) L'effort limite mobilisable par frottement axial sur la hauteur concernée du fût de la fondation profonde doit être calculé à partir de l'expression générale suivante :

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

- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde ;
- P_s est le périmètre du fût du pieu ([Article A.10](#)) ;
- D est la longueur de la fondation contenue dans le terrain (Note 1) ;
- $q_s(z)$ est la valeur du frottement axial unitaire limite à la cote z ([Article F.5.2](#)) ;

NOTE 1

La hauteur L_s où le frottement axial est mobilisé ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier des pieux comportant un double chemisage ou pour les pieux soumis à des frottements négatifs. Dans ce dernier cas, il conviendra si nécessaire de définir deux valeurs de R_s , l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

F.5.2 Frottement axial unitaire limite q_s

(1) La valeur du frottement axial unitaire limite q_s à la profondeur z doit être déterminée en fonction de la nature du terrain, du mode de mise en oeuvre du pieu et de la valeur de pression limite nette mesurée à cette même profondeur, à partir des tableaux [F.5.2.1](#) et [F.5.2.2](#) et de la figure [F.5.2.1](#).

(2) La valeur du frottement axial unitaire limite à la profondeur z est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} [p_l^*(z)] \quad (\text{F.5.2.1})$$

- $p_l^*(z)$ est la pression limite à la profondeur z ;
- $\alpha_{\text{pieu,sol}}$ est un paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu et du type de sol défini dans le [tableau F.5.2.2](#) ;
- f_{sol} est une fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de p_l .

(3) Les fonctions f_{sol} sont définies pour les différents types de sol par les équations suivantes (Figure [F.5.2.1](#)) :

$$f_{\text{sol}}(p_l^*) = (ap_l^* + b) (1 - e^{-cp_l^*}) \quad (\text{F.5.2.2})$$

Les valeurs des paramètres sont définies dans le [tableau F.5.2.2](#) pour des valeurs de pression limite p_l^* en MPa.

(4) Pour des pressions limites faibles (inférieures à 0,2 MPa pour les argiles et les limons et inférieures à 0,3 MPa pour les sables), il convient de s'assurer que le frottement axial unitaire considéré est pérenne. Il est donc nécessaire de mener une étude particulière justifiant cette hypothèse (par exemple, en démontrant l'absence de frottements négatifs induits par des surcharges ou des variations du niveau de la nappe).

(5) Indépendamment des courbes de la [figure F.5.2.1](#) et de la relation générale de l'équation [F.5.2.2](#) définies sur la base de mesures expérimentales, il convient de s'assurer que les valeurs de frottement axial unitaire déterminées ne sont pas supérieures à celles définies dans le [tableau F.5.2.3](#).

(6) Pour les fondations profondes de grande longueur visées au tableau F.5.2.1 (signe ##), avec les sols correspondants, on appliquera un abattement de 50 % sur la valeur de frottement déduite de l'application des différents tableaux et figures sur les sections de pieu situées à 25 m ou plus au-dessus de la pointe.

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou 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 (c)	Foré tarière continue 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** #	H battu	1,1	1	0,4	1	0,9
15	HBi**	H battu injecté IGU ou IRS	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 (type III)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

** Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre.

Tableau F.5.2.1 Choix des valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ — Méthode pressiométrique

Pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un abattement de 30% sur les valeurs de q_s .

Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (6) de la présente section.

(a) Pour les micropieux BE, HBi, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (Section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs ξ_1' et ξ_2' du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.

(b) Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou de micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.

(c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

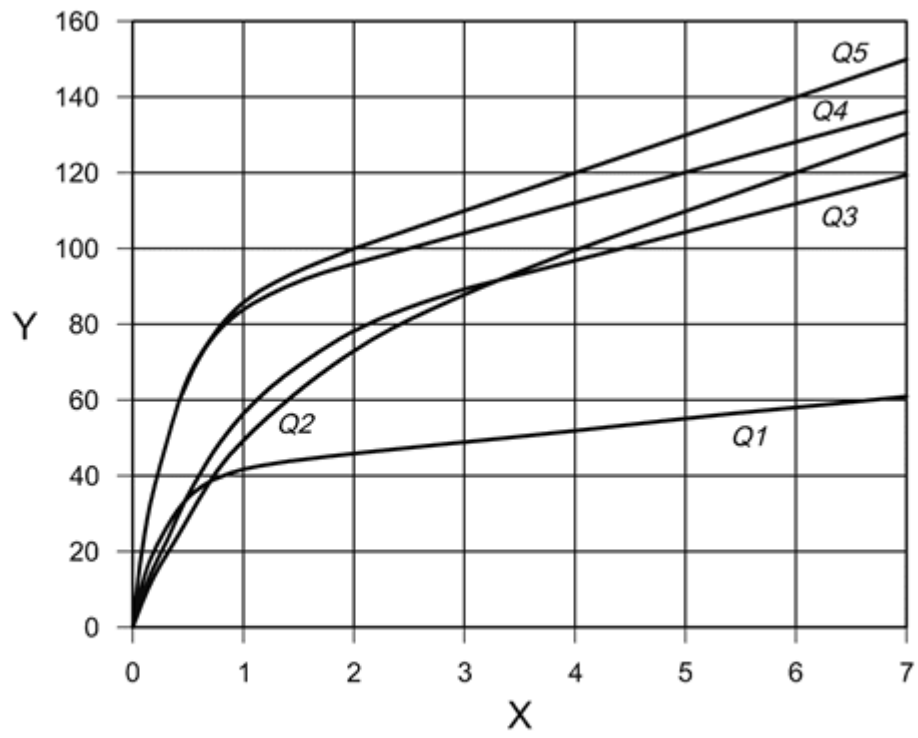
(d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mises en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de réalisation du pieu. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Type de sol	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
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 F.5.2.2 Valeurs numériques des paramètres a, b et c des courbes $f_{s\text{sol}}$ — Méthode pressiométrique



Légende : Y :

Figure F.5.2.1 Courbes f_{sol} pour l_q ; 2thde pressiométrique

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa				
			Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou 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 continue 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** #	H battu	90	130	50	90	90
15	HBI**	H battu injecté IGU ou IRS	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 (type III)	200	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	200	440	440	440	500

Tableau F.5.2.3 Valeurs maximales de frottement axial unitaire limite q_s

Annexe G (normative) Portance limite et résistance limite de traction à partir de la méthode pénétrométrique

G.1 Préambule

(1) Cette annexe donne les règles pour déterminer la portance limite et la résistance limite de traction d'une fondation profonde isolée sous sollicitation axiale à partir des essais en place au pénétromètre statique à pointe mécanique ou électrique (Notes 1 et 2).

NOTE 1

La méthode proposée est basée sur la valeur de la résistance à la pénétration q_c que celle-ci soit mesurée au moyen d'un pénétromètre à pointe mécanique ou électrique. La définition des différents paramètres de la méthode tient compte des différences entre le pénétromètre à pointe mécanique et le pénétromètre à pointe électrique.

NOTE 2

Cette annexe ne concerne pas les fondations profondes dimensionnées à partir de données mesurées au moyen d'un pénétromètre dynamique.

(2) La méthode exposée suppose que la résistance à la pénétration q_c a été mesurée au moyen d'un cône sans jupe. Dans le cas inverse, la valeur de résistance à la pénétration mécanique devra être corrigée en la divisant par un coefficient correcteur dont la valeur est de l'ordre de 1,3 (Note 1). La valeur de ce coefficient correcteur peut être éventuellement plus élevée et il convient donc de s'assurer de sa valeur avant de procéder à la correction (Note 1).

NOTE 1

Le fait d'ignorer cette correction peut conduire à un sous-dimensionnement de la fondation et provoquer des dommages plus ou moins sévères sur la structure portée.

(3) Cette méthode ne s'applique pleinement que pour les sols (Note 1) et les classes de terrain indiquées dans [l'annexe B](#) (Note 1).

NOTE 1

Les aspects spécifiques au comportement des roches sortent du domaine du présent document. Il convient d'apprécier dans quels cas une fondation dite « au rocher » peut être justifiée par les méthodes proposées et dans quels cas le recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches est nécessaire.

(4) Cette méthode complète les sections [9](#), [10](#) et [14](#) du présent document qui traitent des justifications à faire respectivement aux états-limites ultimes et aux états-limites de service pour une fondation profonde sous sollicitation axiale en compression et en traction.

G.2 Coefficient de modèle

(1) Les valeurs des coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ sont présentées dans le tableau G.2.1. La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ varie suivant que le pieu est sollicité en compression ou en traction (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$ ne concerne pas la procédure du « pieu modèle ».

NOTE 2

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ pour des pieux ancrés principalement dans la craie est égal à 1,4 du fait de la difficulté à appréhender correctement le comportement mécanique des formations géologiques crayeuses qui peuvent présenter certaines spécificités sur le plan rhéologiques (thixotropie).

NOTE 3

Les pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20 nécessitent l'utilisation de techniques d'injection dont la maîtrise reste complexe. Les performances en termes de résistance à la compression et à la traction de ces catégories de pieux sont donc très variables. Le coefficient de modèle permettant de quantifier la dispersion du modèle de calcul liée à ces techniques a donc été augmenté et porté à une valeur égale à 2,0.

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients ξ ou de l'annexe D de la norme NF EN 1990)		Procédure du « modèle de terrain »	
	Procédure du « modèle de terrain »			
	$\gamma_{R;d1}$ 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	
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 G.2.1 Valeur des coefficients de modèle pour la méthode pénétrométrique

G.3 Résistance limite

(1) Cet article définit les procédures pour déterminer la portance limite en compression R_c et la résistance limite de traction R_t d'une fondation profonde isolée réalisée au droit d'un sondage pénétrométrique.

(2) La portance limite en compression R_c d'une fondation profonde isolée doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante (G.3.1) (Notes 1 et 2) :

$$R_c = R_b + R_s \quad (\text{G.3.1})$$

- R_c est la valeur de la portance de la fondation profonde ;
- R_b est la valeur de la résistance de pointe de la fondation profonde ;
- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial de la fondation profonde (Note 2) ;

NOTE 1

Les méthodologies de calcul de R_b et R_s sont précisées dans les articles [G.4](#) et [G.5](#) ci-après.

NOTE 2

La hauteur de mobilisation du frottement ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier pour les pieux comportant un double chemisage ou pour les pieux soumis à des frottements négatifs.

(3) La résistance limite de traction R_t d'un pieu isolé doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante (G.3.2) (Note 1) :

$$R_t = R_s \quad (\text{G.3.2})$$

- R_t est la valeur de la résistance limite de traction du terrain ;
- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial de la fondation profonde (Note 1) ;

NOTE 1

La méthodologie de calcul de R_s est précisée dans l'[article G.5](#).

G.4 Résistance de pointe

G.4.1 Principe général

(1) L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe d'un pieu doit être calculé à partir de l'expression générale suivante :

$$R_b = A_b q_b \quad (\text{G.4.1})$$

- R_b est la valeur de la résistance à la compression du terrain sous la base du pieu ;
- A_b est la surface de la base de la fondation ([Article A.10](#)) ;
- q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu ([G.4.2](#)).

G.4.2 Pression de rupture du terrain

(1) Sauf cas particulier (Note 1), la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base d'une fondation profonde doit être calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$q_b = k_c q_{ce} \quad (\text{G.4.2.1})$$

- q_b est la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu ;
- k_c est le facteur de portance pénétrométrique ;
- q_{ce} la résistance à la pénétration équivalente.

NOTE 1

Lorsqu'il y a lieu ([Clause 9.2](#) (1) Note 1), il convient de tenir compte de la contrainte totale verticale q_0 existant dans le terrain au niveau de la base du pieu au moment des travaux (Note 2) et d'appliquer dans ce cas l'expression générale suivante :

$$q_b = q_0 + k_c q_{ce} \quad (\text{G.4.2.2})$$

NOTE 2

La contrainte totale verticale q_0 est à considérer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée en faisant abstraction de celle-ci.

(2) La valeur du facteur de portance pénétrométrique k_c doit être déterminée à partir du [tableau G.4.2.1](#) en fonction de la nature de la formation dans laquelle se trouve la base de la fondation profonde, du mode de mise en oeuvre du pieu (Note 1) et de l'encastrement.

NOTE 1

Les résultats expérimentaux disponibles actuellement ne permettent pas de mettre en évidence une éventuelle influence de la forme de la section droite du pieu.

(3) Le profil pénétrométrique corrigé $q_{cc}(z)$ est obtenu :

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance à la pénétration lissée sur la hauteur $(b + 3a)$ (Clause G.1(2)) ;
- en écrêtant s'il y a lieu le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$.

(4) Dans le cas d'une formation porteuse homogène (Notes 1 et 2), la valeur de la résistance à la pénétration équivalente q_{ce} doit être déterminée à partir de l'expression générale suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (\text{G.4.2.3})$$

- q_{ce} est la résistance à la pénétration équivalente ;
- b est la valeur de l'épaisseur de la tranche de terrain considérée au-dessus de la base du pieu ;
- $q_{cc}(z)$ est le profil pénétrométrique corrigé ;
- B est la largeur de la fondation profonde ;
- h est la hauteur de la fondation profonde contenue dans la formation porteuse ;

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0,5m\right\} \quad (\text{G.4.2.4})$$

$$b = \min\{a; h\} \quad (\text{G.4.2.5})$$

NOTE 1

A titre indicatif, une formation peut être considérée comme homogène si elle est composée d'un sol de nature unique et si la résistance à la pénétration maximale mesurée dans cette formation n'excède pas deux fois la résistance à la pénétration minimale.

NOTE 2

Dans le cas contraire, il convient de faire un choix prudent de la valeur représentative de la résistance à la pénétration équivalente, en rappelant que s'il existe un substratum résistant près de la pointe des pieux, il est toujours possible d'approfondir les pieux jusqu'à atteindre celui-ci.

(5) Le facteur de portance dépend de la hauteur d'encastrement effective D_{ef} définie selon les règles suivantes :

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^D q_c(z) dz \quad (\text{G.4.2.6})$$

h_D désigne une longueur égale à $10B$.

(6) L'encastrement effectif est égal à D_{ef}/B où B est la plus petite dimension de la fondation :

- lorsque l'encastrement D_{ef}/B est supérieur 5,0 : $k_c(D_{ef}/B) = k_{cmax}$;
- lorsque l'encastrement D_{ef}/B est inférieur 5,0 :
 - $k_c(D_{ef}/B) = 0,3 + (k_{cmax} - 0,3)(D_{ef}/B)/5$ pour les argiles/limons ;
 - $k_c(D_{ef}/B) = 0,2 + (k_{cmax} - 0,2)(D_{ef}/B)/5$ pour les sols intermédiaires ;
 - $k_c(D_{ef}/B) = 0,1 + (k_{cmax} - 0,1)(D_{ef}/B)/5$ pour les sables et graves ;
 - $k_c(D_{ef}/B) = 0,15 + (k_{cmax} - 0,15)(D_{ef}/B)/5$ pour la craie, les marnes et les roches altérées ou fragmentées.

NOTE 1

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. Si l'entreprise de fondations spéciales peut garantir la bonne exécution de cet encastrement de la pointe des pieux dans la couche porteuse soit par des prélèvements d'échantillons, soit par l'emploi de trépan, soit encore par l'utilisation de carottier alors cet ancrage peut être réduit à une valeur minimale de 0,5 m.

Terrain	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon	Sol intermédiaire	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée (a)
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	0,25	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)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50% sur le facteur k_c .

(a) La valeur de k_c pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (G.1.(3) Note 1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe G et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas pris en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de k_{cmax} peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Tableau G.4.2.1 Valeur du facteur de portance pénétrométrique k_{cmax} pour un encastrement effectif $D_{ef}/B \leq 5$

G.5 Résistance de frottement axial

G.5.1 Principe général

(1) L'effort limite mobilisable par frottement axial sur la hauteur concernée du fût de la fondation profonde doit être calculé à partir de l'expression générale suivante :

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

- R_s est la valeur de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde ;
- P_s est le périmètre du fût du pieu ([Article A.10](#)) ;
- D est la longueur de la fondation contenue dans le terrain (Note 1) ;
- $q_s(z)$ est la valeur du frottement axial unitaire limite à la cote z ([Article G.5.2](#)).

NOTE 1

La hauteur L_s où le frottement axial est mobilisé ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier des pieux comportant un double chemisage ou pour les pieux soumis à des frottements négatifs. Dans ce dernier cas, il conviendra si nécessaire de définir deux valeurs de R_s , l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

G.5.2 Frottement axial unitaire limite q_s

(1) La valeur du frottement axial unitaire limite q_s à la profondeur z doit être déterminée en fonction de la nature du terrain, du mode de mise en oeuvre du pieu et de la valeur de la résistance à la pénétration lissée mesurée à cette même profondeur, à partir des tableaux [G.5.2.1](#) et [G.5.2.2](#) et de la figure [G.5.2.1](#).

(2) La valeur du frottement axial unitaire limite à la profondeur z est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} [q_c(z)] \quad (\text{G.5.2.1})$$

- $q_c(z)$ est la résistance à la pénétration lissée à la profondeur z ;
- $\alpha_{\text{pieu,sol}}$ est un paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu et du type de sol défini dans le [tableau G.5.2.2](#) ;
- f_{sol} est une fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de q_c .

(3) Les fonctions f_{sol} sont définies pour les différents types de sol par les équations suivantes ([Figure G.5.2.1](#)) :

$$f_{\text{sol}}(q_c) = (aq_c + b)(1 - e^{-cq_c}) \quad (\text{G.5.2.2})$$

Les valeurs des paramètres sont définies dans le [tableau G.5.2.2](#) pour des valeurs de résistance à la pénétration q_c en MPa.

(4) Pour des résistances de pointe faibles (inférieures à 1 MPa pour les argiles et les limons et inférieures à 1,5 MPa pour les sables), il convient de s'assurer que le frottement axial unitaire considéré est pérenne. Il est donc nécessaire de mener une étude particulière justifiant cette hypothèse (par exemple, en démontrant l'absence de frottements négatifs induits par des surcharges ou des variations du niveau de la nappe ou encore en vérifiant que les descentes de charges ont été correctement calculées).

(5) Indépendamment de la [figure G.5.2.1](#) et de la relation générale de l'équation [G.5.2.2](#) définies sur la base de mesures expérimentales, il convient de s'assurer que les valeurs de frottement axial unitaire déterminées ne sont pas supérieures à celles définies dans le [tableau G.5.2.3](#).

(6) Pour les pieux de grande longueur visés au [tableau G.5.2.1](#) (signe ##), avec les sols correspondants, on appliquera un abattement de 50 % sur la valeur de frottement déduite de l'application des différents tableaux et figures sur les sections de pieu situées à 25 m ou plus au-dessus de la pointe.

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO3 < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou 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 continue 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** #	H battu	0,55	0,65	0,70	0,20	0,95	0,85
15	HBi**	H battu injecté IGU ou IRS	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 (type III)	1,35	1,60	2,00	1,10	2,25	2,25
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	1,70	2,05	2,65	1,40	2,90	2,90

Tableau G.5.2.1 Choix des valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ - Méthode pénétrométrique

** Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre.

Pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un abattement de 30 % sur les valeurs de q_s .

Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (6) de la présente section.

(a) Pour les micropieux BE, HBi, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (Section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs ξ_1' et ξ_2' du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.

(b) Pour les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou de micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.

(c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (Tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mises en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de réalisation du pieu. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

Type de sol	Argiles	Sols intermédiaires	Sables	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q2	Q2	Q2
a	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
b	0,0018	0,0015	0,0012	0,0015	0,0015	0,0015
c	0,4	0,25	0,15	0,25	0,25	0,25

Tableau G.5.2.2 Valeurs numériques des paramètres a, b et c des courbes f_{s01} - Méthode pénétrométrique

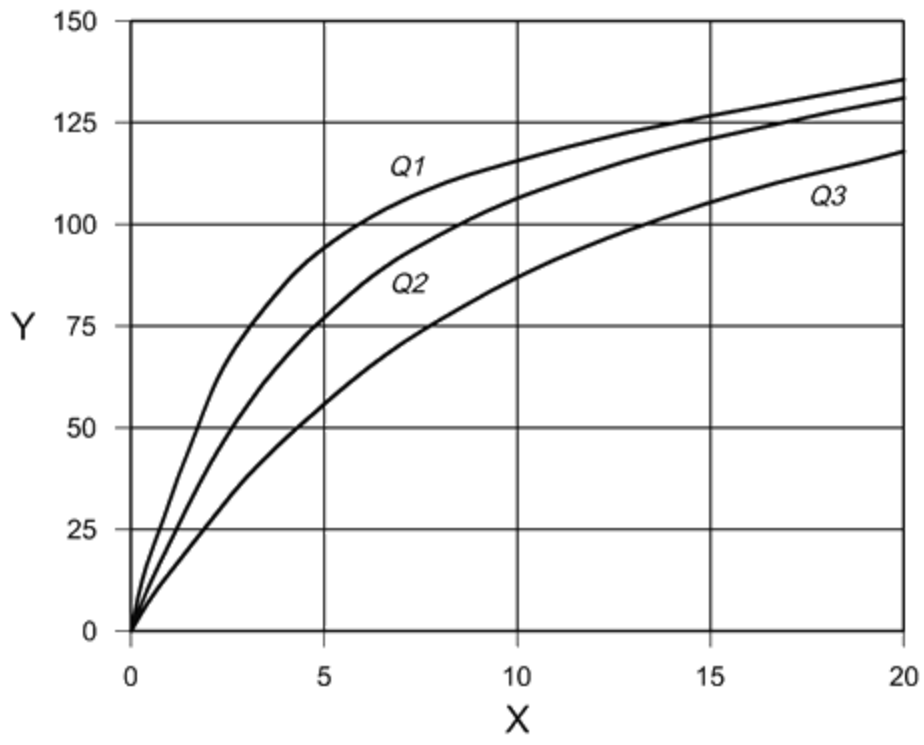


Figure G.5.2.1 Courbes f_{sol} pour la m

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Valeurs en kPa					
			Argile % CaCO3 < 30 % Limon	Sols intermédiaires	Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou 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 continue 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** #	H battu	90	90	130	50	90	90
15	HBi**	H battu injecté IGU ou IRS	200	200	380	320	320	320
16	PP** #	Palplanches battues	90	90	50	50	90	90
17	M1	Micropieu type I	—	—	—	—	—	—
18	M2	Micropieu type II	—	—	—	—	—	—
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	200	200	380	320	320	320
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	200	200	440	440	440	500

Tableau G.5.2.3 Valeurs maximales de frottement axial unitaire limite q_s

Annexe H (informative) Evaluation du frottement négatif sur une fondation profonde

H.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe s'applique au calcul du frottement négatif sur une fondation profonde traversant un sol compressible soumis à l'action pondérale d'un remblai (Note 1).

NOTE 1

Elle ne s'applique normalement pas aux autres cas, par exemple lorsque le phénomène de frottement négatif est induit par :

- le rabattement d'une nappe ;
- des terrains naturels (subsidence) ou rapportés (remblais hydrauliques) qui tassent ;
- des sols lâches qui tassent par saturation ou par densification sous des effets sismiques.

(2) Les règles indiquées ne s'appliquent qu'à un système de fondation composé d'éléments identiques et verticaux.

(3) Elles doivent être utilisées avec les règles définies dans la [section 8](#) (Note 1).

NOTE 1

On rappelle que le frottement négatif est nul au-dessous du point neutre pour une fondation profonde isolée et que la résistance limite et la charge de fluage du terrain sont estimées en supposant que le frottement axial est nul au-dessus de ce point.

H.2 Frottement négatif maximal sur une fondation profonde isolée

H.2.1 Expression générale

(1) Le frottement négatif sur une fondation profonde doit être calculé à partir de l'expression générale suivante (Note 1) :

$$G_{sn} = P \int_{h_{j-1}}^{h_j} K(z) \tan \delta(z) \sigma'_v(z) dz \quad (\text{H.2.1.1})$$

- P est le périmètre du pieu ;
- $\sigma'_v(z)$ est la contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z, au contact de la fondation profonde, tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celle-ci ;
- $K(z)$ est le rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective ;
- $\tan \delta(z)$ est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi ;
- δ étant l'angle de frottement du contact terrain-élément de fondation ;
- h est la hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

NOTE 1

La méthode employée pour évaluer les efforts dus au frottement négatif n'introduit pas explicitement de loi de mobilisation de ces efforts en fonction du déplacement relatif sol-élément de fondation. Il s'agit d'une méthode à la rupture proposée par O.Combarieu et basée sur l'hypothèse d'un déplacement relatif suffisant pour mobiliser le frottement négatif unitaire maximal sur toute la hauteur où il est supposé agir.

H.2.2 Evaluation du terme $K_{tan\delta}$

(1) En pratique, on doit considérer le produit $K_{tan\delta}$ comme un terme dont les deux facteurs sont indissociables.

(2) Sa valeur est donnée par le tableau H.2.2.1, en fonction de la nature de la formation concernée et du type de pieu (Notes 1 à 3).

(3) Pour les catégories de fondations profondes non décrites dans le tableau H.2.2.1, il convient de se référer à la catégorie présente la plus proche en termes de technologie ([Annexe A](#)).

Sols		Pieux			
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus	Pieux chemisés bitume
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20	<0,05
Argiles, Limons	mous	0,10	0,15	0,20	<0,05
	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

NOTE 1 – Le choix du type de sol pourra être guidé par les catégories conventionnelles données dans l'annexe B.

NOTE 2 – Lorsque le type de sol ne peut être identifié précisément, le terme $K_{tan\delta}$ est déterminé par interpolation à partir des différentes valeurs présentées dans le tableau H.2.2.1.

NOTE 3 – Naturellement, la valeur de calcul de $K_{tan\delta}$ pourra être déduite des mesures effectuées lorsque, pour diverses raisons, et en particulier lorsque l'économie du projet le justifie, on est amené à procéder, sur le site même, à des essais en vraie grandeur.

Tableau H.2.2.1 Terme $K_{tan\delta}$

H.2.3 Evaluation de la contrainte verticale effective $\sigma'_v(z)$

H.2.3.1 Expression de $\sigma'_v(z,r)$

(1) On admet que la valeur de $\sigma'_v(z,r)$ est donnée par l'expression générale suivante (Figure H.2.3.1) :

$$\sigma'_v(z,r) - \sigma'_v(z) = (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)) \left(1 - e^{-\lambda \frac{r-R}{R}} \right) \quad (\text{H.2.3.1})$$

- $\sigma'_v(z, r)$ est la contrainte verticale effective à la cote z et à la distance r de l'axe longitudinal de l'élément de fondation après apparition du frottement négatif ;
- $\sigma'_1(z)$ est la contrainte verticale effective « non perturbée » correspondant à celle qui règnerait dans le sol en l'absence de l'élément de fondation ;
- λ est un coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de l'élément de fondation ;
- R est le rayon d'un pieu circulaire ou lorsque la section n'est pas circulaire, le rayon de l'élément circulaire de même périmètre ;
- r est la distance à l'axe longitudinale de l'élément de fondation.

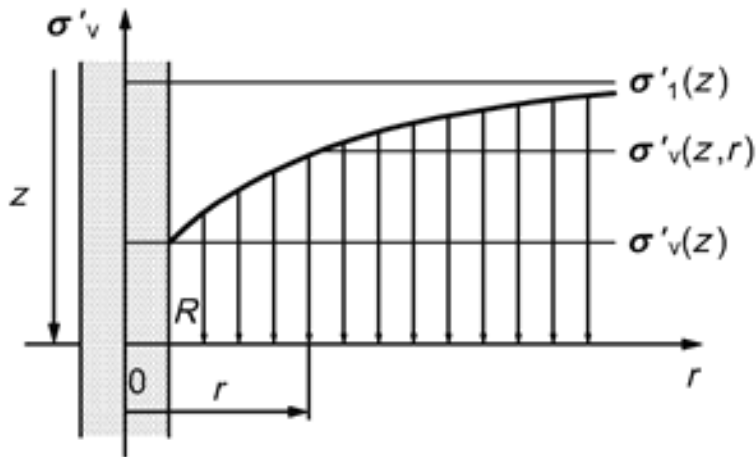


Figure H.2.3.1 Evolution de σ'_v avec r

(2) Le terme $\sigma'_1(z)$ doit être calculé dans l'axe de l'élément de fondation en tenant compte des différentes surcharges (généralement constituées par des remblais) disposées au voisinage de l'élément considéré (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Le supplément de contrainte due aux surcharges est à évaluer par les méthodes habituelles de diffusion des contraintes dans un sol élastique.

NOTE 2

Dans le cas où le frottement négatif est engendré par une surcharge uniforme indéfinie p_0 , $\sigma'_1(z)$ a pour expression $p_0 + \gamma z$ (γ étant le poids volumique du sol, éventuellement déjaugé).

(3) λ est donnée (Note 1) par les relations suivantes en fonction de la valeur de $K \tan \delta$ (Figure H.2.3.2) :

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25 \tan \delta} \text{ si : } K \tan \delta \leq 0,150 \quad (\text{H.2.3.2})$$

$$\lambda = 0,385 - K \tan \delta \text{ si : } 0,150 \leq K \tan \delta \leq 0,385 \quad (\text{H.2.3.3})$$

$$\lambda = 0 \text{ si : } 0,385 \leq K \tan \delta \quad (\text{H.2.3.4})$$

NOTE 1

La valeur de λ résulte d'une corrélation avec le terme $K \tan \delta$ établie à partir de résultats expérimentaux.

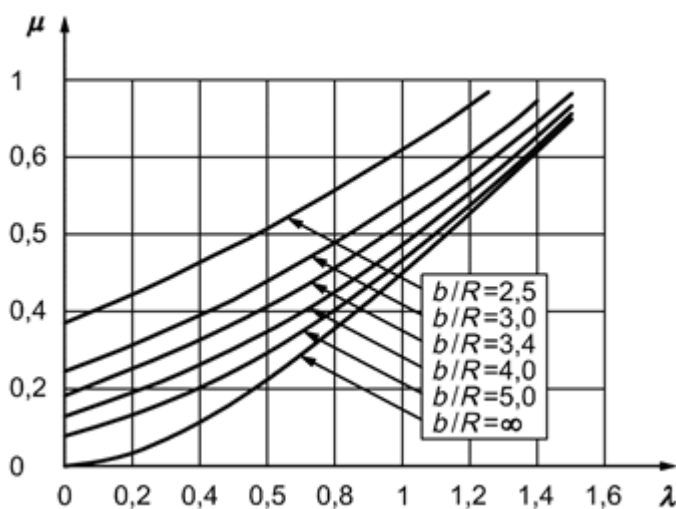


Figure H.2.3.2 Relation $\lambda=f(K \tan \delta)$

H.2.3.2 Expression de $\sigma'_v(z)$ dans une couche

La valeur $\sigma'_v(z)$ résulte du bilan des efforts verticaux appliqués au sol et à l'élément de fondation à la profondeur z , effectué en tenant compte de la loi de variation adoptée pour $\sigma'_v(z, r)$ (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Les couches successives de terrain sont découpées en tranches suffisamment fines pour que l'on puisse 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.

NOTE 2

Le calcul de $\sigma'_v(z)$ le long de l'élément de fondation s'effectue de proche en proche aux frontières entre tranches, du haut vers le bas, en partant de la valeur en tête de la première couche (généralement constituée par un remblai), cette valeur étant connue et généralement nulle.

NOTE 3

Connaissant la valeur $\sigma'_v(z_j)$ de $\sigma'_v(z)$ au sommet de la tranche j , la valeur $\sigma'_v(z_{j+1})$ au sommet $(j+1)$ se calcule par les formules :

$$\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \left(L_0 \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right) \left(1 - e^{-\frac{\Delta z_j}{L_0}} \right) \quad \text{si : } \mu(\lambda) \neq 0 \quad (\text{H.2.3.5})$$

$$\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \Delta z_j \frac{d\sigma'_1}{dz} \quad \text{si : } \mu(\lambda) = 0 \quad (\text{H.2.3.6})$$

- Δz_j est l'épaisseur de la tranche j , soit : $\Delta z_j = z_{j+1} - z_j$
- $\mu(\lambda)$ est un paramètre caractéristique de l'équation, donné par :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda}$$

- L_0 est un paramètre caractéristique de l'équation, donné par :

$$L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) K \tan \delta}$$

- R est le rayon d'un pieu circulaire, ou lorsque la section n'est pas circulaire, le rayon de l'élément circulaire de même périmètre :

$$R = \frac{P}{2\pi}$$

H.2.4 Hauteur d'action du frottement négatif

(1) La hauteur d'action du frottement négatif est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2 définies ci-après :

- h_1 est la profondeur 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 (Note 1) ;
- h_2 correspond au niveau où le tassement restant à acquérir par le sol après exécution de la fondation, calculé sans tenir compte de celle-ci, devient égal à $B/100$ (Note 2).

NOTE 1

La définition de h_1 traduit que, du fait de l'accrochage du matériau autour de l'élément de fondation, il existe un niveau le long de celui-ci où l'effet de la surcharge provoquant l'apparition du frottement négatif disparaît. Dans le cas d'un groupe de pieux, h_1 est en toute rigueur la profondeur où la contrainte de calcul moyenne entre les pieux devient égale à la contrainte préexistante dans le terrain.

NOTE 2

La définition de h_2 tient compte du tassement propre du pieu et du tassement libre du sol, dont la valeur peut être faible (sol peu compressible ou tassement à venir de faible ampleur du fait, par exemple, d'un préchargement du sol). Ce tassement « libre » est calculé selon les errements habituels, en général à partir de la théorie de consolidation.

H.2.5 Expression du frottement négatif total

(1) Le frottement négatif total agissant sur une fondation profonde pieu isolé est la somme, sur la hauteur d'action de celle-ci, des termes élémentaires calculés dans chaque intervalle où $K \tan \delta$ est constant, par les expressions suivantes (Note 1) :

$$G_{nj} = \frac{PR}{\mu(\lambda_j)} \left\{ \left[\sigma'_1(h_j) - \sigma'_v(h_j) \right] - \left[\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_v(h_{j-1}) \right] \right\} \text{ si : } \mu(\lambda) \neq 0 \quad (\text{H.2.5.1})$$

$$G_{nj} = P(K \tan \delta) \int_{h_{j-1}}^{h_j} \sigma'_1(z) dz \text{ si : } \mu(\lambda) = 0 \quad (\text{H.2.5.2})$$

- G_{nj} est le frottement négatif dans la couche j ;
- h_j et h_{j-1} sont les cotes de la couche j .

NOTE 1

Ces expressions sont valables sans restriction sur la constance de $(d\sigma'_1(z)/dz)$. Chaque terme ci-dessus peut donc être calculé sur chaque ensemble de tranches où $K \tan \delta$ est constant. La seconde expression constitue par ailleurs une borne maximale du frottement négatif sur un pieu isolé, quelle que soit la valeur de λ .

(2) Suivant le sol et la technique de pieu utilisée, la valeur du frottement négatif doit être bornée à la valeur de frottement axial unitaire définie dans les tableaux [F.5.2.3](#) et [G.5.2.3](#).

H.3 Frottement négatif sur une fondation profonde au sein d'un groupe

(1) Le frottement négatif sur un élément de fondation au sein d'un groupe peut être calculé à partir des méthodes décrites dans cet article (Note 1).

NOTE 1

Aucune méthode théorique ne permet à l'heure actuelle de traiter de façon complète et satisfaisante le cas des éléments de fondations périphériques d'un groupe. Les valeurs estimées restent donc empiriques, elles conduisent néanmoins à des valeurs raisonnables pour des espacements courants entre éléments de fondation.

H.3.1 Éléments de fondation sur une ou plusieurs files

(1) Pour évaluer le frottement négatif sur un élément quelconque d'une fondation complète, on doit distinguer le cas d'une file unique de celui de plusieurs files et déterminer les paramètres suivants (Note 1) :

- $G_{sn}(\infty)$ qui représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé isolé, calculée suivant les indications de [l'article H.2](#).
- $G_{sn}(b)$ qui représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé au sein d'un groupe illimité d'éléments identiques, et dont le mode de calcul est indiqué dans [l'article H.3.2](#).

NOTE 1

Dans les cas usuels, pour le calcul de $G_{sn}(\infty)$ et de $G_{sn}(b)$, il est admis de calculer la contrainte $\sigma'_1(z)$ dans l'axe de la fondation et de supposer qu'elle conserve la même valeur sous toute l'emprise de celle-ci. De la sorte, $G_{sn}(\infty)$ et $G_{sn}(b)$ sont identiques pour tous les éléments de la fondation.

H.3.1.1 File unique

(1) Avec les notations de la figure H.3.1.1, la valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est donnée par (Note 1) :

$$G_{sna} = \frac{1}{3}G_{sn}(b) + \frac{2}{3}G_{sn}(\infty) \quad (\text{H.3.1.1})$$

$$G_{sne} = \frac{2}{3}G_{sn}(b) + \frac{1}{3}G_{sn}(\infty) \quad (\text{H.3.1.2})$$

NOTE 1

Les éléments d'angle sont repérés par l'indice a, les autres éléments portent l'indice e.

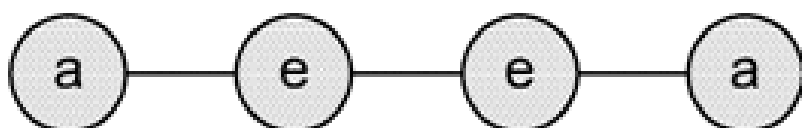
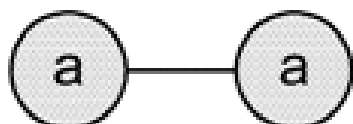


Figure H.3.1.1 File unique - Notations

H.3.1.2 Plusieurs files

(1) Avec les notations de la figure H.3.1.2, la valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est donnée par (Note 1) :

$$G_{sna} = \frac{7}{12}G_{sn}(b) + \frac{5}{12}G_{sn}(\infty) \quad (\text{H.3.1.3})$$

$$G_{sne} = \frac{5}{6}G_{sn}(b) + \frac{1}{6}G_{sn}(\infty) \quad (\text{H.3.1.4})$$

$$G_{sni} = G_{sn}(b) \quad (\text{H.3.1.5})$$

NOTE 1

Les éléments d'angles sont repérés par l'indice a, ceux de la frontière du groupe par l'indice e et les éléments intérieurs du groupe, par l'indice i.

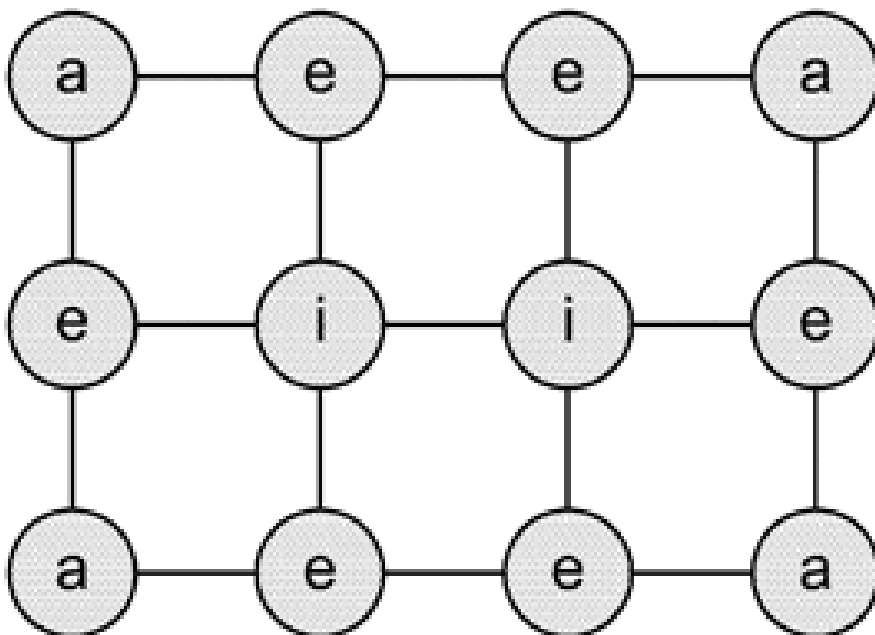


Figure H.3.1.2 Plusieurs files - Notations

H.3.2 Calcul de $G_{sn}(b)$

(1) $G_{sn}(b)$ doit être calculé sur le même principe que celui d'un élément isolé (Clause H.3.2 (3)), l'analyse étant faite sur un volume cylindrique de sol entourant l'élément de fondation de rayon b.

(2) Le rayon b du volume cylindrique de sol entourant l'élément de fondation est défini, avec les notations de la figure H.3.2.1, de la façon suivante :

- file unique :

$$b = \frac{d}{\sqrt{\pi}} \quad (\text{H.3.2.1})$$

- plusieurs files :

$$b = \sqrt{\frac{dd'}{\pi}} \quad (\text{H.3.2.2})$$

- d est l'entraxe des éléments de fondation d'une même file ;
- d' est l'entraxe des éléments de fondation de files voisines.

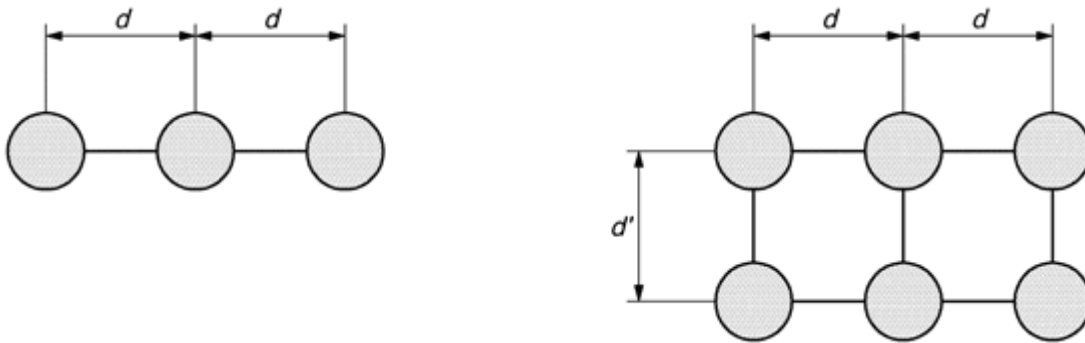


Figure H.3.2.1 Calcul de G_{sn} - Notations

(3) Les valeurs de $G_{sn}(b)$ et de $\sigma'_v(z)$ doivent être déterminées à partir des expressions relatives à l'élément isolé données à l'[article H.2](#) en remplaçant dans les expressions relatives à l'élément isolé, $\mu(\lambda)$ par $\mu(\lambda, b)$, déterminé comme indiqué ci-après (Notes 1 et 2) :

$$\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}} \quad \text{si : } \lambda \neq 0 \quad (\text{H.3.2.3})$$

$$\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1} \quad \text{si : } \lambda = 0 \quad (\text{H.3.2.4})$$

NOTE 1

L'abaque de la Figure H.3.2.2 donne les valeurs de $\mu(\lambda, b)$ en fonction de b/R et de λ .

NOTE 2

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 $\pi b^2 q_0$.

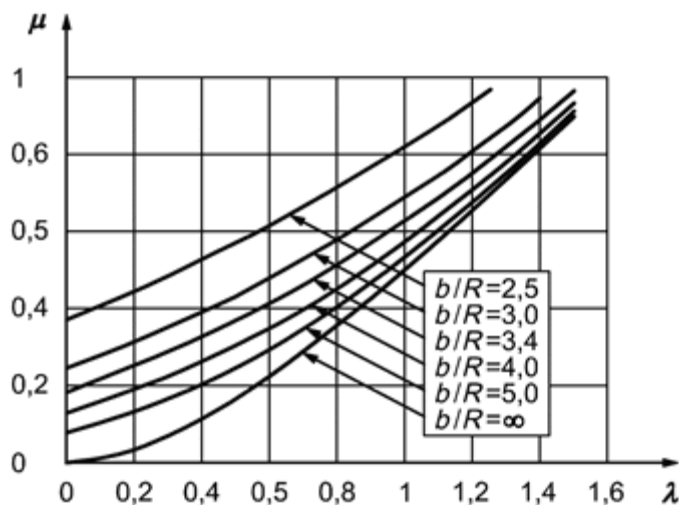


Figure H.3.2.2 Groupe de pieux - Abaque pour le calcul de $G_{sn}(b)$

H.4 Cas particuliers des culées

(1) Lorsque le terrain situé au-dessus du niveau de la semelle de liaison des éléments d'une même fondation est susceptible de tasser par rapport à celle-ci, la prise en compte du frottement négatif doit être effectuée de la façon suivante (Figure H.4.1) :

- les efforts qui se développent sur les plans passant par le bord de la semelle ont une valeur égale à la composante verticale de la force de poussée des terres supposée inclinée d'un angle égal à l'angle de frottement interne du sol ;
- la contrainte $\sigma'_1(z)$ est calculée dans l'axe de la fondation sans tenir compte du poids des terres directement appliqué à la semelle.

NOTE 1

Ces dispositions sont illustrées par la Figure H.4.1 pour 2 cas des culées de ponts.

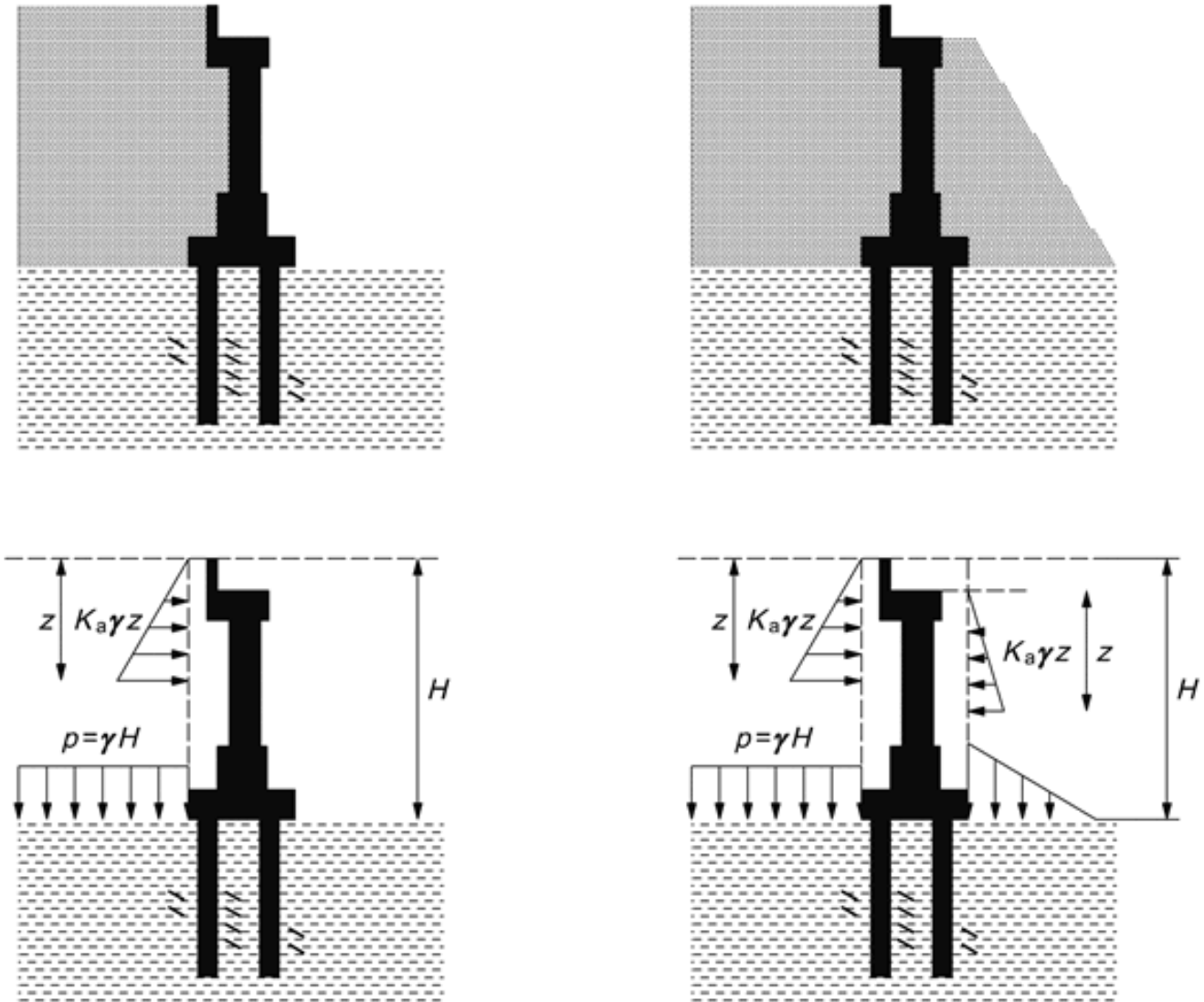


Figure H.4.1 Exemples de culées d'ouvrages

Annexe I (informative) Modélisation du comportement transversal d'une fondation profonde à partir des essais au pressiomètre et au pénétromètre

I.1 Pieu isolé

I.1.1 Domaine d'application

(1) L'annexe I.1 définit, pour un élément de fondation profonde isolé (Notes 1 et 2), la construction des lois d'interaction sol-élément de fondation décrivant le comportement transversal, à partir des résultats des essais au pressiomètre Ménard. Elle aborde le cas des groupes de pieux dans [l'annexe I.2](#). Dans [l'annexe I.3](#) sont présentés les principes de détermination des lois d'interaction sol-élément pour des sollicitations sismiques. [L'annexe I.4](#) comporte les principes de détermination de ces lois d'interaction sol-élément à partir de données pénétrométriques.

NOTE 1

Les annexes [I.1.3 à I.1.6](#) définissent les lois de caractéristiques probables, applicables dans la plupart des cas. [L'annexe I.1.7](#) définit des lois de caractéristiques maximales, plus particulièrement adaptées à l'étude d'éléments soumis à des poussées transversales du sol. Des modèles plus élaborés représentant plus correctement les phénomènes réels sont également proposés, pour les cas où la complexité du projet justifie de faire appel à de tels modèles.

NOTE 2

Il peut y avoir lieu d'apporter des modifications au modèle de comportement de l'élément isolé pour traiter du cas des fondations profondes composées de plusieurs éléments. Des indications sont données dans ce sens au paragraphe [I.2](#) ci-après.

I.1.2 Principe général

(1) On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, qui est fonction du déplacement relatif transversal de la section considérée, et que cette réaction se compose :

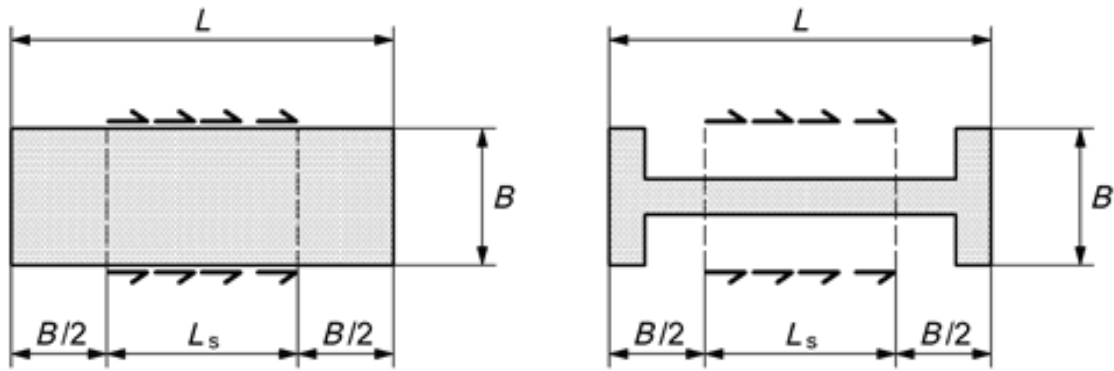
- de pressions frontales, que l'on modélise par une pression uniforme s'exerçant sur la plus grande largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B (Note 1) ;
- d'efforts de frottements transversaux s'exerçant sur les parties du périmètre parallèles au sens du déplacement; toutefois, une part de ces frottements étant déjà intégrée dans les pressions frontales citées ci-dessus, on retranche la valeur B à chacune de ces parties pour l'évaluation du frottement (Note 2).

NOTE 1

Par exemple, dans le cas d'un pieu circulaire, cette pression s'exerce uniformément sur une largeur égale au diamètre du pieu.

NOTE 2

Les frottements latéraux sont des efforts qui s'opposent au déplacement de l'élément considéré. Dans le cas de sections rectangulaires tendant à se déplacer dans le sens de leur plus grande dimension, ces efforts apparaissent sur les faces parallèles au sens du déplacement. Dans le cas de sections composites, il est admis de considérer qu'ils se développent sur les surfaces, parallèles au sens du déplacement, du plus petit périmètre circonscrit à la section réelle. Les parties de ce périmètre à prendre en compte sont schématisées sur la Figure I.1.2.



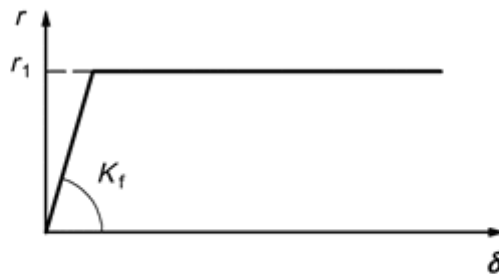
Légende : $L_s = L - B$: longueur de calcul des frottements latéraux.

Figure I.1.2 Longueur de calcul des frottements latéraux

I.1.3 Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application

(1) Sauf cas particulier (Clause I.1.3 (3)), la loi de mobilisation de la réaction frontale $r = p.B$ en fonction du déplacement δ du pieu doit être définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f ;
- un palier r_1 (Figure I.1.3.1)



Légende : r_1 : réaction frontale ; δ : déplacement relatif de l'élément de fondation.

Figure I.1.3.1 Loi de réaction frontale - Cas général

(2) L'évaluation de K_f et de r_1 à partir des résultats d'essais pressiométriques Ménard doit être effectuée suivant les indications ci-après :

- le module K_f est calculé à partir de l'une des deux formules suivantes :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[2,65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \text{ lorsque } B \geq B_0 \quad (I.1.3.1)$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} [2,65]^\alpha + \alpha} \text{ lorsque } B \leq B_0 \quad (I.1.3.2)$$

- K_f est le module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde (Note 1) ;
- E_M est le module pressiométrique Ménard ;
- B est la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement ;
- B_0 est une largeur de référence prise égale à 0,60 m ;

- α est un coefficient caractérisant le terrain dans la méthode pressiométrique (Tableaux I.1.3.1 et I.1.3.2).
- le palier r_f est pris égal à :

$$r_1 = B p_f^* \quad (I.1.3.3)$$

- B est la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement ;
- p_f^* est la pression de fluage nette (Note 2)

NOTE 1

K_f est lié au module surfacique appelé coefficient de réaction k_f par l'expression $K_f = B k_f$

NOTE 2

Les résultats de calculs doivent mettre en exergue la valeur maximale de réaction calculée (en général en tête) et la comparer à p_f^* dans le cas où la résultante des réactions transversales du sol sur la fondation profonde est considérée nulle avant l'application des sollicitations. Dans le cas où un état de contraintes géostatique est considéré (résultante des réactions latérales du sol non nulle), la valeur maximale de pression calculée doit être comparée à p_f .

(3) Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis de sollicitations accidentelles très brèves (chocs) ou, pour les sols cohérents, de sollicitations rares de courte durée, il est admis que les justifications soient menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure I.1.3.2.

(4) La valeur du palier r_2 est définie par la relation suivante :

$$r_2 = B p_l^* \quad (I.1.3.4)$$

- B est la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement ;
- p_l^* est la pression limite pressiométrique nette.

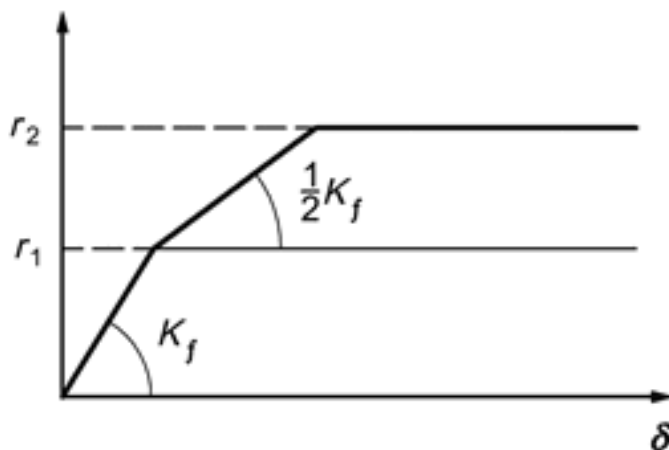


Figure I.1.3.2 Loi de réaction frontale - Cas particulier

Terrain ^a	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
I	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
II	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
III	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-

a I : terrain surconsolidé ou très serré,
 II : terrain normalement consolidé ou normalement serré,
 III : terrain sous-surconsolidé altéré et remanié ou lâche.

Tableau I.1.3.1 Coefficients rhéologiques α - Méthode pressiométrique

Rocher	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

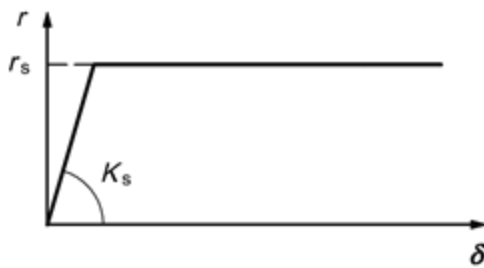
Tableau I.1.3.2 Coefficients α pour les terrains rocheux - Méthode pressiométrique

(5) La loi de mobilisation de la réaction tangentielle, c'est-à-dire le frottement développé sur les surfaces latérales des éléments de fondation allongés comme les barrettes, doit être définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente $K_s = K_f$;
- un palier r_s (Figure I.1.3.3).

NOTE 1

Il est loisible d'utiliser d'autres relations pour estimer K_s notamment en considérant les relations susceptibles d'exister entre les coefficients de réaction k_f et k_s .



Légende : r : réaction tangentielle ; δ : déplacement de l'élément de fondation.

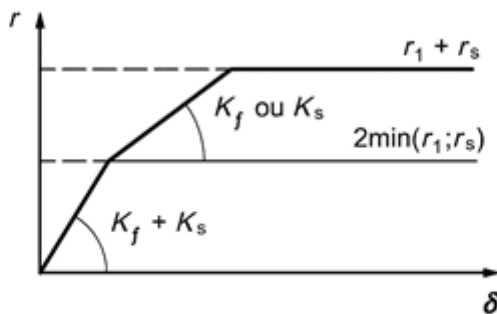
Figure I.1.3.3 Loi de réaction tangentielle - Cas général

(6) L'évaluation de r_s à partir des résultats d'essais pressiométriques Ménard doit être effectuée à partir de la relation suivante :

$$r_s = 2L_s q_s \quad (I.1.3.5)$$

- L_s est la longueur sur laquelle est calculée le frottement latéral (I.1.2 et Figure I.1.2) ;
- q_s est le frottement limite q_s dont la valeur est prise égale à celle du frottement axial.

(7) La loi de mobilisation de la réaction globale à considérer est la somme de la réaction frontale et de la réaction tangentielle définies ci-dessus dans les clauses I.1.3 (1) à I.1.3 (5). Il en résulte que, dans les cas courants, la loi d'interaction globale se présente sous la forme illustrée par la figure I.1.3.4.



Légende : r : réaction résultante ; δ : déplacement de l'élément de fondation.

Figure I.1.3.4 Loi de réaction globale - Cas général

I.1.4 Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application

(1) Dans les cas usuels (Notes 1 et 2), la loi d'interaction à prendre en compte vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application est définie comme suit :

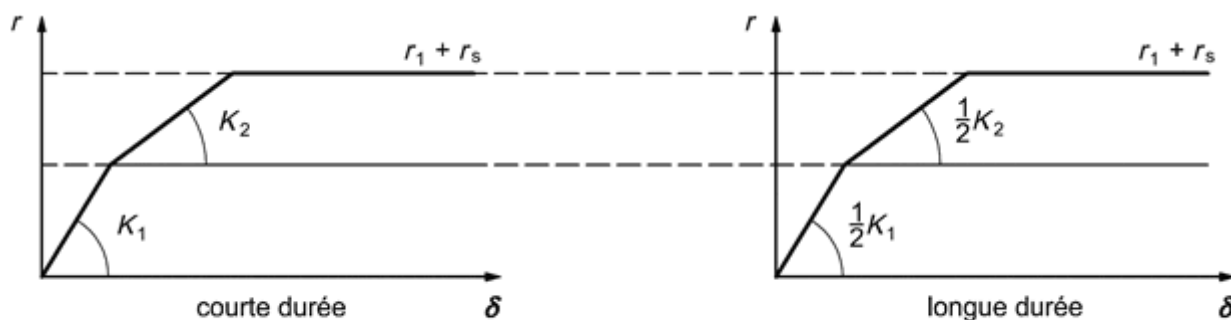
- la réaction frontale est dans tous les cas bornée par la valeur r_1 ;
- le palier de la réaction tangentielle r_s est égal à la valeur définie ci-dessus à la clause [I.1.3 \(6\)](#) pour les sollicitations de courte durée d'application ;
- les valeurs des modules décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement relatif sont prises égales à la moitié de celles définies ci-dessus à [l'article I.1.3](#) pour les sollicitations de courte durée d'application (Figure I.1.4.1).

NOTE 1

Lorsqu'une vérification « en fourchette » est envisagée, une analyse spécifique des lois d'interaction à adopter est nécessaire. On tiendra compte en particulier du fait que, pour les sols granulaires, les lois d'interaction peuvent être sensiblement identiques vis-à-vis des charges de courte et de longue durée d'application.

NOTE 2

Les résultats de calculs doivent mettre en exergue la valeur maximale de réaction calculée (en général en tête) et la comparer à p^*_r .



Légende : r : réaction résultante ; δ : déplacement horizontal de l'élément de fondation.

Figure I.1.4.1 Loi d'interaction vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application - Cas usuel

I.1.5 Cas d'un élément implanté en tête de talus

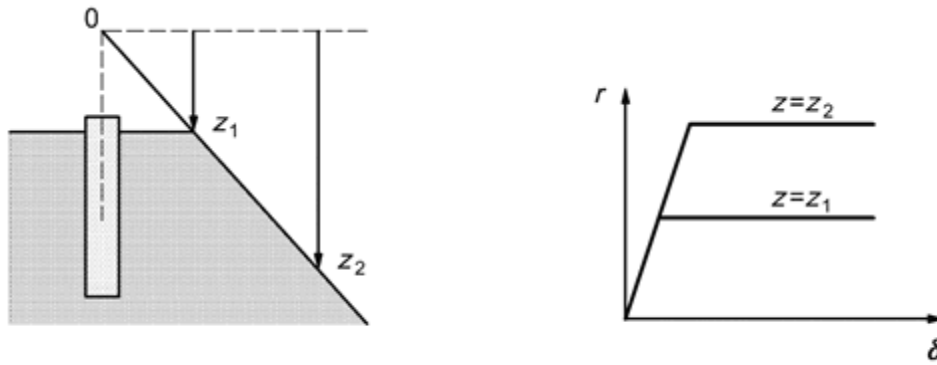
(1) Dans le cas de fondations implantées en crête de talus, la réaction frontale et les frottements latéraux éventuels du sol ne doivent être intégralement pris en compte qu'à partir d'une cote telle que l'épaisseur horizontale de sol susceptible d'être mise en butée soit au moins égale à 5.B.

NOTE 1

Cette disposition couvre les situations les plus fréquentes où l'effort horizontal appliqué à la fondation s'exerce en direction du talus, de manière permanente ou par alternances. Dans les cas, rares, où l'effort s'exerce exclusivement en direction opposée à celle du talus, il n'y a pas lieu d'appliquer les abattements prescrits ci-après.

(2) La réaction frontale et les frottements latéraux éventuels du sol au-dessus du niveau défini en [I.1.5 \(1\)](#) doivent être déterminés selon les dispositions suivantes :

- les pentes des lois élémentaires de mobilisation de la pression frontale et des frottements latéraux éventuels sont conservées ;
- on fait varier linéairement la valeur du palier plastique de ces lois entre le point fictif d'intersection du talus avec l'axe de l'élément cité ci-dessus et le niveau défini en [I.1.5 \(1\)](#), en attribuant une valeur nulle au niveau du point d'intersection de l'axe du pieu et du plan du talus (Figure [I.1.5.1](#)).



Légende : r : réaction frontale ou tangentielle ; δ : déplacement horizontale de l'élément de fondation.

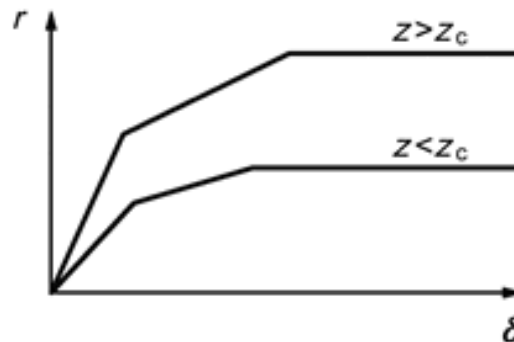
Figure I.1.5.1 Loi d'interaction dans le cas d'un élément de fondation implanté en tête de talus

I.1.6 Modifications près de la surface du sol

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

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

$$0,5 \left[1 + \frac{z}{z_c} \right]$$



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

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

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

I.1.7 Cas d'un élément soumis à des poussées transversales

(1) Lorsqu'un élément de fondation est soumis à des poussées transversales (déplacement horizontal) du terrain, les lois d'interaction sol-élément de longue durée doivent être définies à partir des dispositions des articles [I.1.3](#) et [I.1.4](#) en remplaçant la valeur du palier r_1 par la valeur r_2 .

NOTE 1

Dans le cas d'une fondation profonde implantée en tête de talus, les poussées transversales sont en général liées à la présence du talus et elles s'exercent vers l'extérieur de ce dernier.

(2) Ces dispositions visent à prendre en compte le fait que les poussées transversales du terrain sont susceptibles d'engendrer des sollicitations dans l'élément de fondation profonde plus défavorables que celles à laquelle conduisent les lois de réaction définies en [I.1.3](#) et [I.1.4](#).

(3) En cas d'application seule de ces poussées transversales, les minorations définies en [I.1.6](#) et [I.1.7](#) pour tenir compte respectivement de la présence d'un talus et de la proximité de la surface du terrain ne doivent pas être prises en considération.

(4) Lorsque des poussées transversales et des efforts horizontaux en tête coexistent, on peut faire le calcul en cumulant les deux actions, et en considérant successivement le profil des lois de réactions incorporant toutes les réductions (lois de réaction limitée à p_f^* et/ou prise en compte des effets de surface), puis le profil des lois de réaction jusqu'à p_f^* sans les effets de surface.

I.1.8 Cumul des charges de longue et de courte durée d'application

(1) Lorsque les conséquences des phénomènes d'hystérésis peuvent être considérées comme négligeables, pour calculer les sollicitations et les déplacements dans la structure sous une combinaison d'actions donnée, les dispositions suivantes s'appliquent :

- on commence par étudier l'état d'équilibre de la structure sous l'effet des actions (Note 1) de longue durée d'application seules soit :

$$r_{v0} = \Phi_v(\delta_{v0}) \quad (I.1.8.1)$$

$r_v = \Phi_v(\delta_v)$ est la loi effort-déplacement vis-à-vis des actions de courte durée ;

- on étudie ensuite le déplacement incrémental $\delta_i = \delta - \delta_{v0}$ et les efforts incrémentaux $r_i = r - r_{v0}$ à l'aide de la loi (Notes 2 et 3) :

$$r_i = \Phi_i[\delta_i + \Phi_i^{-1}(r_{v0})] - r_{v0} \quad (I.1.8.2)$$

- $r_i = \Phi_i(\delta_i)$ est la loi effort-déplacement vis-à-vis des actions de courte durée ;
en choisissant, lorsque $\Phi_i(\delta_{v0})$ se trouve sur le palier plastique de la loi Φ_i , pour la valeur de $\Phi_i^{-1}(r_{v0})$ le plus petit déplacement δ tel que $\Phi_i(\delta) = r_{v0}$.

$$r_v = \phi_v \cdot (\delta_v)$$

$$r_i = \phi_i \cdot (\delta_i)$$

NOTE 1

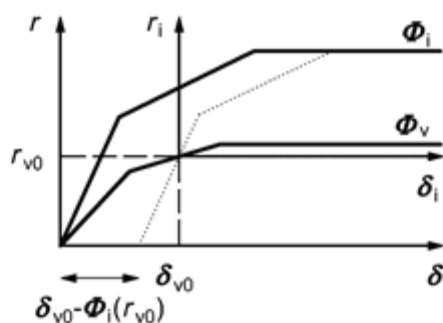
Les actions sont introduites avec leurs « valeurs de calcul » conformément aux dispositions de la section [7.3](#)

NOTE 2

Cette façon de procéder revient à effectuer une translation, parallèlement à l'axe des δ , sur la loi $r_i = \Phi_i(\delta_i)$, l'amplitude de cette translation étant telle que la nouvelle loi passe par le point de coordonnées (δ_{v0}, r_{v0}) . Ces dispositions sont illustrées par la Figure I.1.8.1.

NOTE 3

Lorsque Φ_v et Φ_i sont des lois linéaires, il est équivalent d'étudier indépendamment les effets des actions de longue et de courte durée d'application puis d'en faire la somme.



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

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

I.2 Groupes de fondations profondes

I.2.1 Généralités

(1) Les dispositions de l'annexe I.2 s'appliquent pour définir les lois de comportement transversal de plusieurs éléments de fondation profonde lorsque les règles d'écartement minimal définies dans la section 8.7.3 (Figures 1.2.2.1 et 1.2.3.1) sont vérifiées et qu'il n'existe donc aucune d'interaction entre les comportements des divers éléments.

I.2.2 Eléments placés dans le sens du déplacement

(1) Lorsqu'il existe une interaction possible entre les comportements de divers éléments de fondation profonde placés dans le sens du déplacement (Figure I.2.2.1), les lois effort-déplacement définies dans la section 1.1 doivent être modifiées de la manière suivante :

- la pente K_f de mobilisation de la pression frontale reste inchangée ;
- pour tous les éléments situés en arrière par rapport au sens du déplacement, la valeur du palier plastique r_f est réduite dans le rapport :

$$\frac{a}{2 \max(B, L)} \quad (I.2.2.1)$$

- B est la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement ;
 - L est la longueur de l'élément parallèlement au sens du déplacement ;
 - a est la distance entre deux éléments dans le sens du déplacement (Figure I.2.2.1) ;
- les lois de modélisation des éventuels frottements latéraux ne sont pas modifiées.

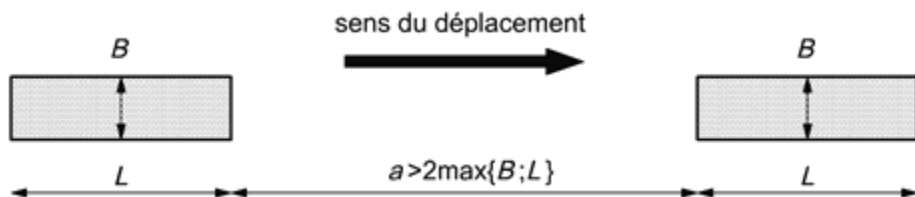


Figure I.2.2.1 Conditions de non interaction entre deux éléments de fondation profonde placés dans le sens du déplacement

I.2.3 Eléments placés perpendiculairement au sens du déplacement

(1) Lorsqu'il existe une interaction possible entre les comportements de divers éléments de fondation profonde placés perpendiculairement au sens du déplacement (Figure I.2.3.1), les lois effort-déplacement de la réaction frontale définies dans la section 1.1 doivent être modifiées de la manière suivante :

- le palier plastique r_f reste inchangé ;
- la valeur du module K_f relatif à chaque élément de fondation est réduite, lorsque b est inférieur à 2B, par application du coefficient minorateur suivant :

$$\rho = \frac{b}{2B} + \rho_0 \left(1 - \frac{b}{2B} \right) \quad (I.2.3.1)$$

- b est la distance entre deux éléments perpendiculaires au sens du déplacement
- B est la largeur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement ;
- ρ_0 est le rapport entre le module K_f propre à un groupe de n éléments et n fois celui propre à un élément isolé déterminé à partir de l'expression suivante :

$$\rho_0 = \frac{K_f(nB)}{nK_f(B)} \approx \frac{\alpha + \frac{4}{3}(2,65)^\alpha}{(n\alpha) + \frac{4}{3}(2,65n)^\alpha} \quad (1.2.3.2)$$

- n est le nombre d'éléments de fondation concernés ;
- α est un coefficient caractérisant le terrain dans la méthode pressiométrique (Tableaux [1.1.3.1](#) et [1.1.3.2](#))

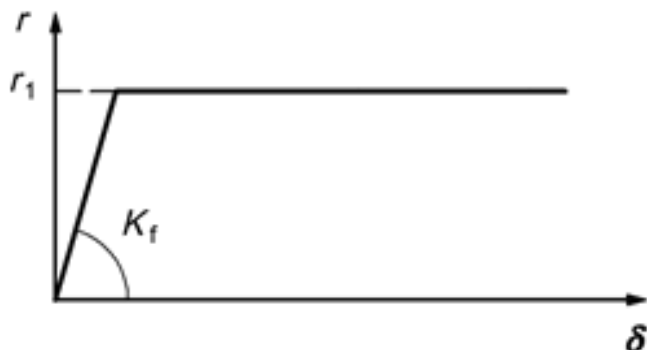


Figure I.2.3.1 Conditions de non interaction entre des éléments de fondation profonde placés perpendiculairement au sens du déplacement

NOTE 1

Il est à noter que cette formule ne peut être appliquée qu'à un faible nombre d'éléments; au-delà, le comportement du groupe s'approche de celui d'un rideau continu. Le palier plastique r_1 reste inchangé.

(2) Lorsqu'il existe une interaction possible entre les comportements de divers éléments de fondation profonde placés perpendiculairement au sens du déplacement (Figure I.2.3.1), les lois effort-déplacement de la réaction tangentielle définies dans la [section I.1](#) doivent être modifiées de la manière suivante :

- lorsque $b < 2B$, aucune réaction tangentielle ne doit être prise en compte ;
- lorsque $b \geq 2B$:
 - le module K_s reste inchangé ;
 - la valeur du palier plastique r_s relatif à chaque élément de fondation est réduite, lorsque b est inférieur à $2L$, dans le rapport :

$$\frac{b - 2B}{2(L - B)} \quad (1.2.3.3)$$

- b est la distance entre deux éléments perpendiculairement au sens du déplacement ;
- B est la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement ;
- L est la longueur de l'élément parallèlement au sens du déplacement ;
- on retient enfin pour chaque élément la loi la plus défavorable vis-à-vis de l'effet recherché entre la loi définie ci-dessus et la loi de l'élément isolé.

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

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

- la réaction frontale est bornée par la valeur r_2 en tenant compte éventuellement de la diminution des caractéristiques mécaniques du sol sous l'effet des sollicitations cycliques du séisme ;
- le palier de la réaction tangentielle r_s est égal à la valeur définie ci-dessus à la [clause I.1.3 \(5\)](#) pour les sollicitations de courte durée d'application ;

- les valeurs des modules décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement peuvent être notablement plus élevées (Note 2) que celles définies pour les sollicitations de courte durée d'application ([Figure I.1.4.1](#)).

NOTE 1

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

NOTE 2

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

I.4 Autre modèle de calcul

(1) Les corrélations entre la résistance à la pénétration et la pression limite permettent d'estimer le module de réaction K_f ainsi que les paliers r_1 et r_2 à partir des données pénétrométriques. Dans ce cas, les relations à utiliser sont les suivantes :

$$K_f = \beta q_c \quad (I.4.1)$$

$$r_1 = B \frac{q_c}{\beta_1} \quad (I.4.2)$$

$$r_2 = B \frac{q_c}{\beta_2} \quad (I.4.3)$$

- q_c est la résistance à la pénétration mesurée au pénétromètre statique à pointe électrique ;
- β_1 et β_2 sont des paramètres fonction du type de sol dans la méthode pénétrométrique ([Annexe G](#)) et définis dans les tableaux I.4.1 et I.4.2.

Type de sol	Sols sableux $I_R < 2,05$	Sols intermédiaires $2,05 \leq I_R \leq 2,6$	Sols argileux $I_R > 2,6$	Craies et Marnes
β	4,5	7,5	12	4,5

Tableau I.4.1 Coefficients β pour le calcul de K_f à partir de q_c

Type	Sols sableux	Sols	Sols argileux	Craies et
				et

Tableau I.4.2 Coefficients β_1 et β_2 pour le calcul de r_1 et r_2 à partir de q_c

de sol	$I_R < 2,05$	intermédiaires $2,05 \leq I_R \leq 2,6$	$I_R > 2,6$	Marnes
β_1	13	10	5	13
β_2	8	6	3,5	8

Tableau I.4.2 Coefficients β_1 et β_2 pour le calcul de r_1 et r_2 à partir de q_c (suite)

Annexe J (informative) Effets de groupe vis-à-vis d'un chargement axial

J.1 Domaine d'application - Définition

(1) Les dispositions de l'annexe J s'appliquent pour la justification des états-limites ultimes de mobilisation globale du terrain des fondations profondes sous charge axiale selon les dispositions des sections [9](#) et [10](#) et pour la justification des états-limites de service de mobilisation du terrain sous la base d'un groupe de pieux selon les dispositions de la [section 14.2](#) (Note 1).

(2) Ces dispositions ne sont applicables sans adaptations qu'aux fondations constituées de pieux circulaires ou carrés disposés suivant une maille carrée sous la semelle de répartition.

(3) Cette annexe définit les procédures permettant de conduire les vérifications vis-à-vis des deux phénomènes susceptibles de réduire la portance d'un groupe de pieux définis à la [clause 9.3](#) (3) :

- le rapprochement des pieux modifie les réactions mobilisables. Ce phénomène affecte essentiellement le frottement axial. Il s'exprime avec un coefficient d'efficacité C_e ;
- le comportement global du groupe constitué par le groupe de pieux et le terrain enserré qui peut présenter une résistance moindre du fait de son interaction avec le terrain encaissant.

J.2 Effet de groupe lié au rapprochement des pieux - Coefficient d'efficacité C_e

(1) L'effet de groupe lié au rapprochement des pieux affecte le frottement axial d'un groupe de pieux. La réduction est exprimée au moyen d'un coefficient d'efficacité C_e . La portance du groupe R_g est alors donnée par la relation suivante (J.2.1) :

$$R_g = \sum_{i=1}^n R_{b;i} + C_e \sum_{i=1}^n R_{s;i} \quad (\text{J.2.1})$$

- C_e est le coefficient d'efficacité ;
- R_g est la résistance limite d'un groupe de n pieux ;
- $R_{b;i}$ est la résistance de pointe limite d'un pieu i du groupe supposé isolé ;
- $R_{s;i}$ est la résistance limite par frottement axial d'un pieu i du groupe supposé isolé.

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

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

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

- d est l'entraxe des pieux ;
- B est le diamètre des pieux ;
- m est le nombre de lignes de pieux ;
- n est le nombre de pieux par lignes.

(3) Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu et il est admis d'adopter une valeur du coefficient d'efficacité C_e égale à 1.

J.3 Effet de groupe lié au comportement du bloc

(1) Il convient de vérifier que la portance d'un groupe de fondations profondes, en considérant ce dernier comme un bloc monolithique, c'est-à-dire comme un seul élément de fondation, est suffisante vis-à-vis de la descente de charge verticale transmise par la structure portée.

(2) L'évaluation de la portance du groupe R_g peut s'appuyer sur la méthode suivante qui ne s'applique que si $d \leq 3 < B$:

- il convient de considérer l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrant comme un bloc monolithique, exception faite des pieux inclinés éventuels ;
- la charge limite du bloc monolithique de sol est calculée en sommant le frottement axial limite (dans les couches où il est positif) et la contrainte de rupture à la base du bloc ;
- le frottement axial est égal au frottement sol-sol, estimé à partir des valeurs de cisaillement à court terme ou à long terme mesurées ou déduites par corrélation à partir de résultats d'essais en place ;
- le facteur de portance est celui d'une fondation profonde ou d'une fondation superficielle selon l'élanement ;
- en fonction de son encastrement équivalent, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde.

J.4 Estimation du tassement du groupe de fondations profondes

(1) Pour l'ensemble des méthodes définies précédemment, le tassement du groupe de pieux et du bloc monolithique de sol est à déterminer selon des méthodes de calculs adaptés (méthode au coefficient de réaction ou méthode des éléments finis ou des différences finies). Il est nécessaire de prendre en compte l'adéquation entre le tassement des pieux et du terrain en place.

(2) Lorsqu'un groupe de pieux est implanté dans des sols argileux ou limoneux, avec des modules croissant à peu près proportionnellement avec la profondeur (sols normalement consolidés), on peut appliquer le schéma de calcul de Terzaghi, qui consiste à considérer une semelle fictive au 2/3 de la longueur des pieux et d'y appliquer toute la charge appliquée à la fondation.

(3) Lorsqu'une couche sol déformable se présente en dessous des sols d'ancrage d'un groupe de pieux (Figure J.4.1), il convient d'évaluer la part de la charge qui s'exerce au niveau de la base des pieux, y compris les frottements négatifs éventuels, puis d'appliquer un schéma de diffusion de la charge jusqu'au toit de la couche de sol déformable, par exemple selon un tronç de cône de pente de 1/2, et enfin de calculer le tassement de la couche déformable avec la contrainte ainsi obtenue.

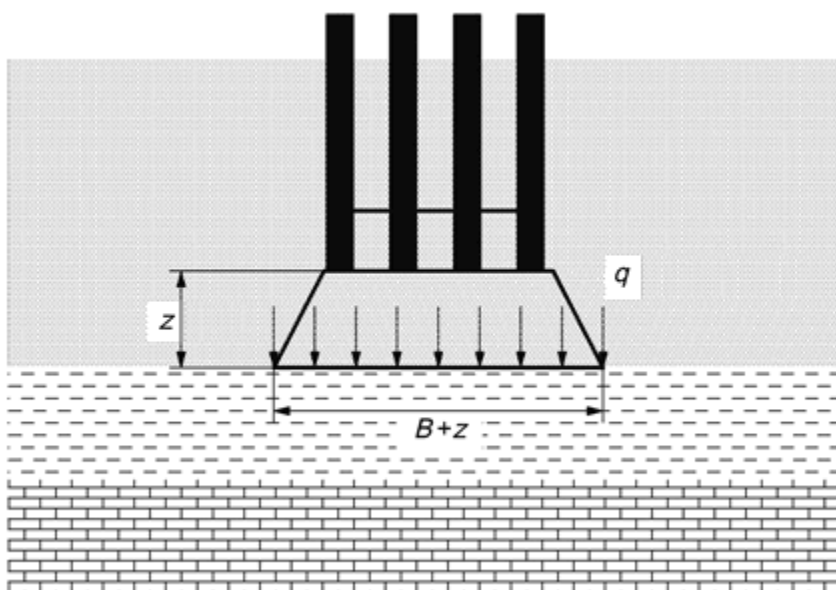


Figure J.4.1 Calcul du tassement d'un groupe de pieux selon la méthode de Terzaghi

J.5 Interaction de la pointe entre deux fondations profondes voisines

(1) Il convient d'attirer l'attention sur le fait que les fondations profondes construites en limite de propriété peuvent mobiliser aussi la réaction du massif de sol situé à l'extérieur de cette propriété. Leur capacité portante peut donc se trouver réduite si à l'avenir des travaux sont entrepris sur la propriété voisine.

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

(3) Un pieu réalisé après la mise en chargement d'un autre (cas de la construction différée de deux bâtiments voisins) et situé à plus de trois diamètres de celui-ci n'est jamais affecté par la mobilisation de la pointe de cet autre pieu puisque l'état des contraintes du sol autour de ce nouveau pieu n'est pas modifié. En revanche, lorsque l'espacement d'axe à axe est inférieur à 3 diamètres, il y a lieu de vérifier l'incidence d'un pieu sur l'autre car l'état initial des contraintes peut alors être perturbé par la réalisation.

Annexe K (informative) Déplacement horizontal d'une couche de terrain

K.1 Domaine d'application

(1) Les présentes règles concernent l'évaluation du déplacement horizontal d'une couche compressible soumise à une charge dissymétrique de remblai (Notes 1 à 4).

NOTE 1

Ce déplacement horizontal, noté $g(z)$, intervient dans la justification des éléments d'une fondation profonde traversant la couche compressible.

NOTE 2

Le déplacement ainsi évalué représente le déplacement « libre » du sol en l'absence de la fondation.

NOTE 3

Tout ou partie de ces règles sont à appliquer en l'absence d'indications plus précises (mesures sur le site, mesures lors de cas d'études analogues, études spécifiques, etc.).

NOTE 4

En toute rigueur, la présence de la fondation modifie la répartition et l'amplitude des déplacements du sol, mais il n'existe à l'heure actuelle aucune méthode simple pour tenir compte de cette interaction.

K.2 Principe de la méthode

(1) La méthode s'applique à une couche compressible d'épaisseur D chargée par un remblai de hauteur H , de poids volumique γ_r , et d'angle de talus β .

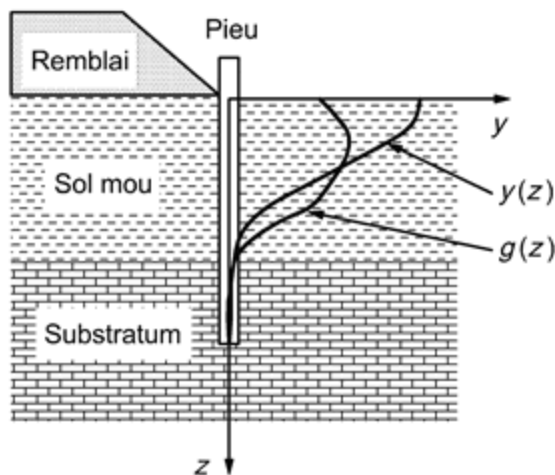


Figure K.2.1 Déplacement du sol en pied de talus - Domaine d'application

(2) Lorsqu'à partir d'une certaine profondeur h_0 la charge apportée par le remblai est inférieure à $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$, on donne à D la valeur h_0 (σ'_p étant la pression de préconsolidation, σ'_{v0} la pression verticale des terres au point considéré).

(3) On admet que le déplacement horizontal du sol exprimé en fonction de la profondeur z dans le sol compressible et du temps t est de la forme :

$$g(z,t) = G(Z)g_{max}(t) \text{ avec : } Z = \frac{z}{D} \quad (\text{K.2.1})$$

K.3 Détermination de G(Z)

(1) Les courbes G(Z) sont données, selon le cas (Clause K.3 (2)), par l'une des deux expressions suivantes, illustrées par la figure K.3.1 :

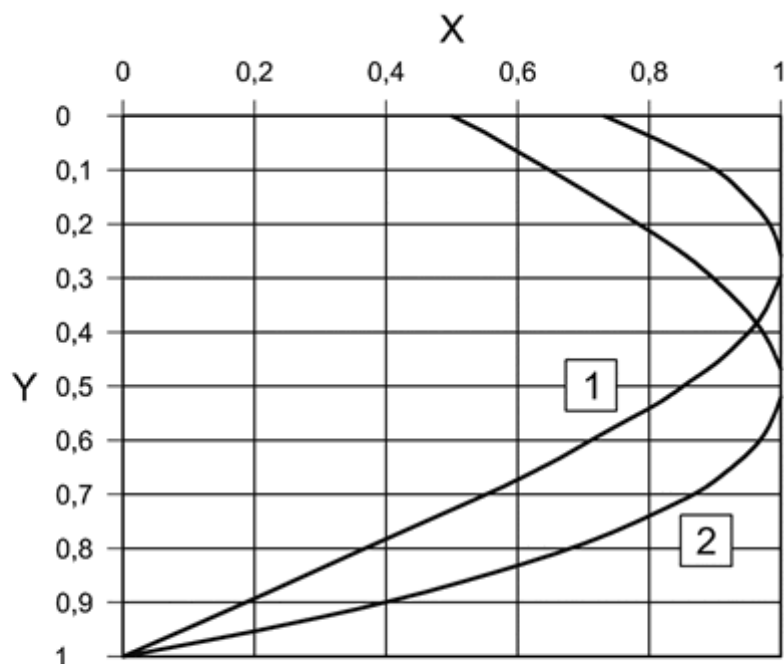
- courbe 1 :

$$G(Z) = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73 \quad (\text{K.3.1})$$

- courbe 2 :

$$G(Z) = -2,0 Z^3 + 1,5 Z + 0,5 \quad (\text{K.3.2})$$

(2) On utilise la courbe 1 dans le cas général. La courbe 2 est utilisée lorsqu'il existe en surface, sur une hauteur significative ($\geq 0,3 \times D$), une couche moins déformable que les couches profondes.



Légende : Y : N – X : Fonction G(z)

Figure K.3.1 Fonction G(z)

K.4 Détermination de $g_{max}(t)$

K.4.1 Principes

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

$$g_{max}(t) = g_{max}(0) + \Delta g_{max}(t) \quad (K.4.1)$$

- $g_{max}(0)$ est déterminé conformément à [K.4.2](#) ;
- $\Delta g_{max}(t)$ est déterminé conformément à [K.4.3](#) ;
- $t = 0$ correspond à la fin de construction du remblai.

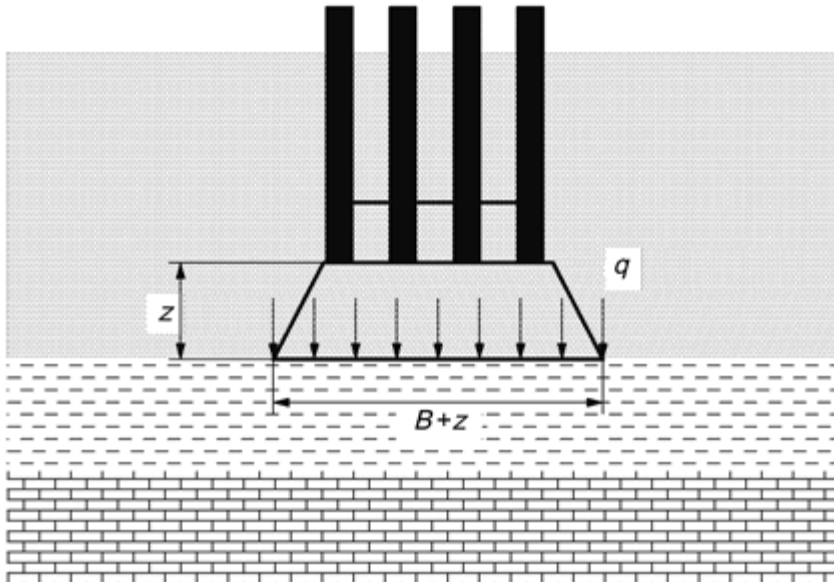


Figure K.4.1 Détermination de $g_{max}(t)$ - Notations

K.4.2 Détermination de $g_{max}(0)$

(1) Lorsque le coefficient de sécurité au grand glissement F est supérieur à 1,5 et que le remblai est mis en place relativement rapidement, $g_{max}(0)$ s'obtient de la manière indiquée en K.4.1 (2), faisant intervenir les paramètres suivants :

- cohésion moyenne :

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

- paramètre adimensionnel caractérisant la résistance non drainée du sol

$$\bar{c}_u$$

par rapport au niveau de charge $\gamma_r H$:

$$f = \frac{(\pi + 2) \bar{c}_u}{\gamma_r H} \quad (K.4.2.2)$$

- paramètre caractérisant à la fois la position du pieu par rapport à la crête du remblai et la pente du talus ($0 \leq \beta' \leq \pi/2$) :

$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta'}{\sin \beta'} \quad (\text{K.4.2.3})$$

$c_u(z)$ est mesuré au scissomètre de chantier ou à défaut déterminé à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations avec des essais en place.

(2) $g_{\max}(0)$ est déterminé de la manière suivante, pour $f \geq 1,1$ (Figure K.4.2) :

$$\frac{g(0)}{D} = \lambda(m, f) = \frac{8-m}{7} \lambda_1(f) \quad \text{pour : } 1 \leq m \leq 8 \quad (\text{K.4.2.4})$$

$$\lambda_1(f) = \frac{4,85}{f} - 1,15 \quad \text{pour : } 1,1 \leq f \leq 3 \quad (\text{K.4.2.5})$$

$$\lambda_1(f) = \frac{1,4}{f} \quad \text{pour : } f \geq 3 \quad (\text{K.4.2.6})$$

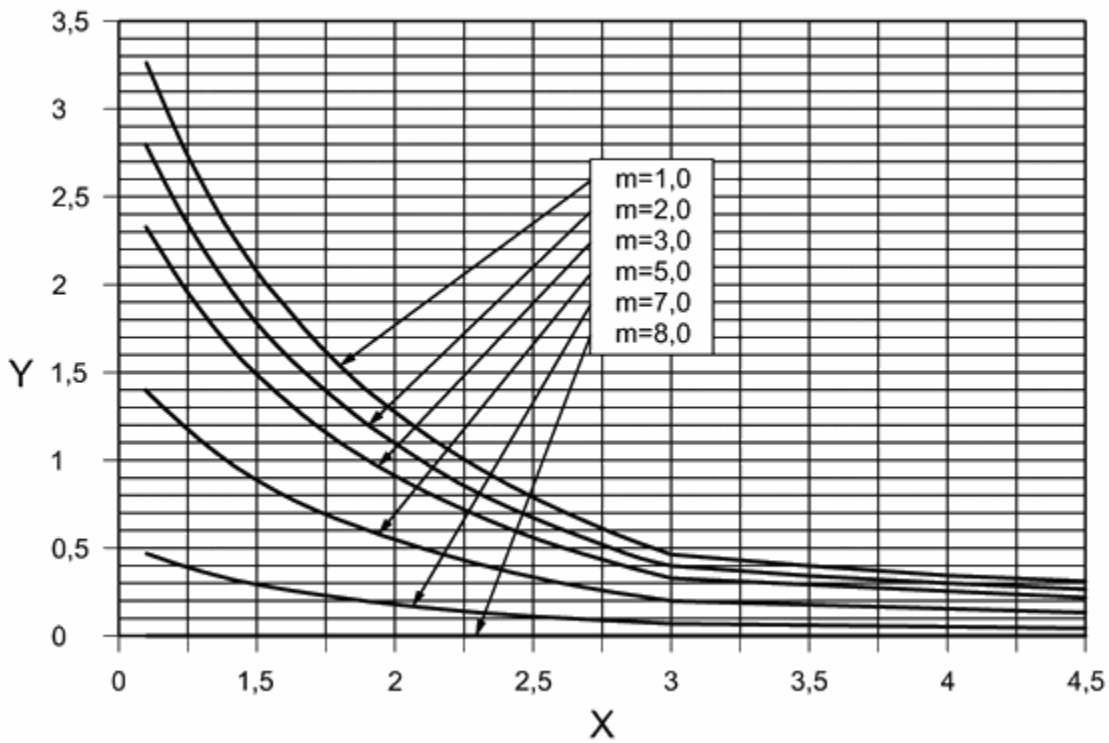


Figure K.4.2 Détermination de $g_{\max}(0)$ - Abaque

K.4.3 Détermination de $\Delta g_{\max}(t)$

(1) On admet que $\Delta g_{\max}(t)$ est relié aux tassements calculés dans l'axe du remblai, en section courante, par la relation suivante :

$$\Delta g_{\max}(t) = \Gamma [s(t) - s(0)] \quad (\text{K.4.3})$$

- $s(0)$ est le tassement à la fin de la construction du remblai ;
- $s(t)$ est le tassement à l'instant t .
- Γ est un coefficient déterminé expérimentalement à partir de mesures sur différents sites, donné dans le tableau K.4.3.

Remblai ^{a)}	Situation	Γ
$0,5 \leq \tan \beta \leq 0,67$	pied de remblai	0,16
	crête de remblai	0,25
$\tan \beta \leq 0,5$ ^{b)}	$\tan \beta = 0,4$ - pied de remblai	0,08
	$\tan \beta = 0,25$ - pied de remblai	0,035

a) pour $\tan \beta$ donné, Γ diminue lorsque la distance au pied du remblai augmente, c'est à dire avec $\tan \beta'$.

b) en pied de remblai et pour $\tan \beta$ inférieur à 0,5, la valeur du coefficient Γ diminue avec $\tan \beta$ (voir les valeurs données, à titre indicatif pour $\tan \beta = 0,4$ et $\tan \beta = 0,25$).

Tableau K.4.3 Valeurs du coefficient Γ

K.5 Détermination de $g(z)$ dans la couche compressible

K.5.1 Cas où la fondation est réalisée avant le remblai

(1) Dans ce cas (Note 1), le déplacement à prendre en compte est le déplacement total entre l'état initial et l'instant $t = \infty$, soit :

$$g(z) = G(Z)g_{\max}(\infty) \text{ avec : } Z = \frac{z}{D} \quad (\text{K.5.1})$$

NOTE 1

Cette manière de faire, fortement déconseillée, peut être rendue nécessaire par les impératifs du chantier.

K.5.2 Cas où la fondation est réalisée après le remblai

(1) Dans ce cas, le déplacement à prendre en compte est le déplacement entre les instants $t = t_1$ de réalisation de la fondation et $t = \infty$, soit :

$$g(z) = G(Z)\Gamma[s(\infty) - s(t_1)] \text{ avec : } Z = \frac{z}{D} \quad (\text{K.5.2})$$

K.6 Détermination de $g(z)$ dans le remblai

(1) Que ce soit entre le pied et la crête du remblai, c'est à dire lorsque $\beta \leq \beta' \leq \pi/2$ ou à l'intérieur du remblai, c'est à dire lorsque $\beta' \geq \pi/2$ (Notes 1 et 2), on admet que $g(z)$ pour $z < 0$ est une fonction linéaire de z déterminée par :

- la valeur $g(0)$ en surface du sol compressible ;
- la valeur $g(-H)$ correspondant à la surface haute du remblai.

NOTE 1

Pour l'étude des mouvements du remblai, on étend le domaine de validité de β' à $\beta' \in]\pi/2; \pi/2[$;

NOTE 2

Il est conseillé d'effectuer des calculs en fourchette avec les hypothèses semblant les plus vraisemblables suivant les cas de figure. Parmi celles-ci, on peut citer les suivantes :

- le déplacement est uniforme dans le remblai, $g(-H) = g(0)$;
- le déplacement correspondant à la surface haute du remblai est nul, $g(-H) = 0$;
- le déplacement correspondant à la surface haute du remblai est de direction opposée à celui du sol compressible et vaut : $g(-H) = -g(0)$.

Annexe L (informative) Rigidité axiale d'une fondation profonde

L.1 Domaine d'application

(1) Les présentes règles concernent l'évaluation de la rigidité axiale vis-à-vis de l'effort axial d'un élément isolé de fondation profonde. Il est loisible d'utiliser les méthodes proposées (Note 1) lorsque les règles forfaitaires données dans la [section 8.5.1](#) sont jugées d'une précision insuffisante.

NOTE 1 : Deux méthodes sont proposées :

- une méthode d'évaluation à partir de la charge de fluage R_{cr} (Article L.2). Il s'agit certainement de la méthode la plus précise lorsqu'il est procédé à des essais de chargement. Dans le cas contraire, on pourra considérer que cette méthode est satisfaisante pour le calcul des sollicitations dans les différents éléments d'une même fondation, mais que les valeurs de déplacements fournies ne restent qu'indicatives.
- une méthode d'évaluation à partir des lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort en pointe (celle de Frank-Zhao) qui permet en général une évaluation satisfaisante des déplacements (tassements) des fondations profondes lorsqu'il n'est pas procédé à des essais de chargement. Elle est décrite à l'[article L.3](#).

L.2 Evaluation à partir des paramètres de charge

(1) Pour le calcul des sollicitations, on admet que l'élément de fondation se comporte de façon élastique et linéaire et la rigidité axiale de l'élément est prise égale à sa rigidité sécante entre 0 et la charge de fluage R_{cr} . On a dans ce cas :

- vis-à-vis des charges de courte durée d'application :

$$K_i = \frac{R_{cr}}{S_{cr;i}} \quad (\text{L.2.1})$$

- K_i est la valeur de rigidité de l'élément de fondation profonde pour les charges de courte durée d'application ;
- R_{cr} est la valeur de la charge de fluage ;
- $S_{cr;i}$ représente l'enfoncement provoqué par la charge R_{cr} supposée de courte durée d'application ;

- vis-à-vis des charges de longue durée d'application :

$$K_v = \frac{R_{cr}}{S_{cr;v}} \quad (\text{L.2.2})$$

- K_v est la valeur de rigidité de l'élément de fondation profonde pour les charges de longue durée d'application ;
- R_{cr} est la valeur de la charge de fluage ;
- $S_{cr;v}$ représente l'enfoncement provoqué par la charge R_{cr} supposée de longue durée d'application.

(2) Lorsqu'il est procédé à un ou plusieurs essais de pieux représentatifs, $S_{cr;i}$ et $S_{cr;v}$ doivent être estimés à partir des résultats de ces essais en tenant compte des différences éventuelles de géométrie entre les pieux d'essai et les pieux réels. Ils peuvent être pris égaux aux enfoncements sous la charge de fluage correspondant à $t = 1$ h et extrapolé à $t = 1$ an.

(2) Dans le cas où la charge de fluage R_{cr} est déterminée à partir d'essais pressiométriques ou pénétrométriques, on doit déterminer les valeurs de $S_{cr;i}$ et de $S_{cr;v}$ à partir des relations suivantes :

$$S_{cr;i} = k \frac{B}{100} + e_{li} \quad (\text{L.2.3})$$

e_{li} représente le raccourcissement instantané sous la charge R_{cr} de la partie de l'élément non compris dans le terrain.

$$S_{cr;v} = k \frac{B}{100} + e_{lv} \quad (\text{L.2.4})$$

- e_{lv} représente le raccourcissement de la partie de l'élément non compris dans le terrain lorsque la charge R_{cr} est supposée maintenue indéfiniment ;
- k est un facteur empirique, pris habituellement égal à 2 à défaut de valeur plus représentative.

L.3 Evaluation à partir des lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe

(1) Le tassement en tête d'une fondation profonde isolée peut être calculé 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, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical s_p de celle-ci. La méthode de Frank et Zhao ci-après 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 , calculées dans les conditions définies dans les [annexes F](#) et [G](#) (Figure L.3.1).

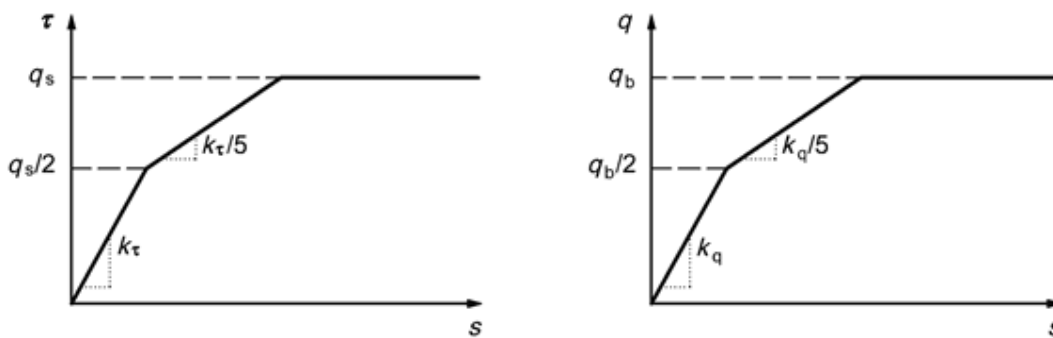


Figure L.3.1 Evaluation de la rigidité axiale d'un pieu à partir des lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe

(2) On pourra adopter, aussi bien pour les éléments battus que pour les éléments forés les règles qui suivent (Notes 1 à 4) :

- pour les sols fins :

$$k_{\tau} = \frac{2,0 E_M}{B} \quad k_q = \frac{11,0 E_M}{B} \quad (\text{L.3.1})$$

- pour les sols granulaires :

$$k_{\tau} = \frac{0,8 E_M}{B} \quad k_q = \frac{4,8 E_M}{B} \quad (\text{L.3.2})$$

NOTE 1 : Les résultats de cette méthode sont considérés comme représentatifs que pour des charges inférieures ou égales à $0,7 R_{cr}$, qui représentent le domaine de chargement sur lequel elle a été calée.

NOTE 2 : Par contre, dans cette gamme de chargement, on peut considérer que la durée d'application de la charge n'introduit pas de différence de comportement notable du sol. Cette méthode pourra donc être appliquée aussi bien aux charges de longue que de courte durée d'application, en tenant compte toutefois de la rhéologie du matériau constitutif du pieu.

NOTE 3 : Après résolution numérique, cette méthode permet de tracer le diagramme charge-enfoncement en tête entre 0 et $0,7 R_{cr}$ et d'en déduire les rigidités axiales globales du pieu.

NOTE 4 : Ces règles ont été établis pour des pieux dont le diamètre est compris approximativement entre 0,8 et 1,2 m.

Annexe M (informative) Reconnaissances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains

M.1 Reconnaissance des terrains

(1) Les articles [3.2](#) et [3.3](#) de la norme NF EN 1997-1 et l'[article 2](#) de la norme NF EN 1997-2, en tenant compte des indications de la présente annexe, permettent l'élaboration des reconnaissances des terrains et l'évaluation des paramètres géotechniques.

(2) Les aspects suivants sont à considérer pour l'élaboration du contenu de la reconnaissance géotechnique (Notes 1 à 3) :

- identifier de façon fiable la disposition et la nature des formations concernées par la réalisation des pieux ;
- fournir les propriétés géotechniques, mécaniques, hydrauliques et électrochimiques des couches de terrain nécessaires à la conception et à la justification de la stabilité de la fondation sur pieux ;
- fixer le niveau des nappes (libres ou souterraines) pour le calcul de la fondation sur pieux.

NOTE 1

L'article vise essentiellement la connaissance des couches de terrain à l'origine des actions sur les pieux et celles où se développent les résistances géotechniques ainsi que des conditions des nappes extérieures et souterraines, pour permettre l'établissement d'un modèle géotechnique fiable.

NOTE 2

Les formations sous le niveau de la base des pieux sont reconnues, le plus souvent sur une profondeur de 3 à 5 fois leur diamètre, et bien au delà, dans certaines situations de projet, par exemple lorsqu'une couche de terrain de faible résistance est susceptible d'être rencontrée sous la couche de fondation retenue, et peut être sollicitée par le groupe de pieux.

NOTE 3

La reconnaissance géotechnique peut aussi avoir comme objectifs, la fourniture d'informations nécessaires au choix de la technique d'exécution et l'identification des difficultés qui peuvent apparaître pendant les travaux. On suppose ici que le contenu de la reconnaissance a pour objet essentiel le calcul de l'ouvrage

(3) Les sondages et les essais à réaliser en place et en laboratoire sont choisis pour obtenir directement (Notes 1 et 2) les informations recherchées (disposition des couches, paramètres mécaniques de résistance et de déformation des terrains, perméabilité des terrains, etc.), en tenant compte des indications ci-après :

- l'utilisation combinée d'essais de laboratoire et d'essais de sol en place permet de mieux apprécier la représentativité et la variabilité des résultats obtenus à l'échelle du site ;
- les paramètres de résistance pressiométrique p_i ou pénétrométrique q_c sont au moins à fournir pour les méthodes de calcul empiriques de portance décrites respectivement en annexes [F](#) et [G](#) ;
- les propriétés mécaniques effectives de résistance et de déformation des sols φ' , c' , E' , ν' et lorsque nécessaire (sols fins) les propriétés en contraintes totales de résistance et de déformation des sols c_u , E_u sont au moins à fournir pour les méthodes de calcul analytique et l'évaluation des frottements négatifs ;
- les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement φ' et c' des sols fins cohérents, sont normalement ([Clause M.2](#) (2)) à déduire d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire à la presse triaxiale (de préférence des essais consolidés drainés (CD) ou à défaut des essais consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle (CU + u)) sur des échantillons intacts (prélèvement de classe 1) ;

- les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement φ' et c' , des sols fins ou grossiers pulvérulents, sont normalement déduites d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire, à la presse triaxiale, ou à la boîte de cisaillement, sur des éprouvettes de sols saturés, si besoin reconstitués à la masse volumique du sol en place ;
- plusieurs essais de cisaillement dans chaque couche de sol sont normalement à réaliser pour obtenir des propriétés de résistance représentatives.

NOTE 1

Il est par exemple pertinent de réaliser des sondages carottés complétés par des essais d'identification, pour définir la disposition et la nature des couches de terrains. De même il est préférable de réaliser des essais de cisaillement en laboratoire en nombre suffisant pour avoir accès aux paramètres de résistance au cisaillement des sols plutôt que d'utiliser des corrélations, etc.

NOTE 2

L'annexe A de la norme NF EN 1997-2 précise les paramètres qu'on peut déduire directement de chaque essai de sol. Les tableaux M.1.1, et M.1.2 ci-dessous rappellent et complètent ces données en présentant une liste de normes françaises traitant de ces aspects. Ils indiquent, respectivement pour les essais sur le terrain en place et en laboratoire, les paramètres directement mesurables, les types de sol concernés et les informations complémentaires susceptibles d'être tirées de l'essai. Pour ces domaines, des normes de type NF EN élaborées au niveau européen existent aussi.

a - Paramètres hydrauliques mesurés et pouvant être déduits

Domaine d'emploi	But de l'essai	Paramètres déduits
Essai de pompage (NF P 94-130)		
Sols aquifères grenus Sols aquifères fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités	Estimer - le coefficient moyen de perméabilité - le rayon d'action du pompage - le débit de pompage - l'amplitude du rabattement	Perméabilité moyenne du terrain
Essai d'eau LUGEON (NF P 94-131)		
Rocher Sols cohérents de résistance appropriée (1)	Évaluer la possibilité de circulation d'eau dans les sols Détecter des hétérogénéités et des fissurations	Nombre d'unités LUGEON U_L (2)
Essai d'eau LEFRANC (NF P 94-132)		
Sols fins ou grenus sous la nappe	Déterminer la perméabilité LEFRANC	Perméabilité LEFRANC k_L (3)
Notes :		
(1) compatible avec la pression de 1 MPa injectée pendant l'essai ;		
(2) une unité LUGEON est le débit moyen injecté sous une pression de 1 MPa, exprimé en l/minutes et ramené à 1 m de forage ;		
(3) la perméabilité LEFRANC k_L d'un sol (mesuré lors d'un essai par pompage ou par injection) s'exprime par $Q / (m \cdot h \cdot B)$, Q : débit, h charge, m : coefficient de forme B, diamètre de la partie crépinée.		

Tableau M.1.1 Essais sur le terrain en place

b - Paramètres de résistance et de déformation mesurés et pouvant être déduits

Sol	Paramètres mesurés	Stratigraphie	Paramètres déduits (1)
Essai pressiométrique Ménard (NF P 94-110-1)			
Tous types (sauf les sols très mous ou très lâches)	Pression limite, p_l Pression de fluage, p_f Module pressiométrique Ménard, E_M	(2)	Sols fins : - c_u (corrélation avec p_l) Sols grossiers : - angle de frottement interne φ' - état de compacité (corrélation avec E_M/p_l)
Essai scissométrique en place (NF P 94-112)			
Sols fins cohérents $s_u < 0,1$ MPa	Cohésion non drainée c_u	-	
Essai de pénétration statique (NF P 94-113) ou Essai au piézocône (NF P 94-119)			
$D_{moy} < 20$ mm	Résistance à la pénétration du cône, q_c Frottement axial unitaire, q_s^* Pression interstitielle, u^*	(2) (3)	Sols fins : - c_u (corrélation avec q_c) Sols grenus : - angle de frottement interne φ' - état de compacité (corrélation avec q_c)
Essai de pénétration dynamique type A (NF P 94-114)			
$D_{moy} < 60$ mm	Résistance dynamique de pointe, q_d	(2)	-
Essai de pénétration dynamique type B (NF P 94-115)			
$D_{moy} < 60$ mm	Nombre de coups de mouton pour faire pénétrer la pointe de 20 cm, N_{d20}	(2)	-
Essai de pénétration au carottier (NF P 94-116)			
$D_{moy} < 20$ mm	Nombre de coups de mouton pour faire pénétrer le carottier SPT de 30 cm, N	(2)	Sols grenus : - angle de frottement interne φ' - indice de densité I_d (corrélation avec N)
Essai au phicomètre (XP 94-120)			
	Résistance au cisaillement	-	Sols grenus : - angle de frottement interne φ'
Notes :			
(1) l'angle de frottement interne φ' ne peut dans ce cas qu'être indicatif ;			
(2) la succession et l'homogénéité des couches de terrains peuvent être déduites d'un sondage ;			
(3) la présence d'anomalies fines (alternance de sable et argile dans une couche par exemple) peut être repérée.			

Tableau M.1.1 Essais sur le terrain en place (suite)

a – essais d'identification et de classification des terrains

Terrain	Paramètres mesurés	Nature	Etat	Notes
Teneur en eau pondérale : méthode par étuvage (NF P 94-050)				
tous sols	Teneur en eau, w	-	OUI	(1)
Limites d'Atterberg : Limites de liquidité à la coupelle et de plasticité au rouleau (NF P 94-051) - Limite de liquidité au cône (NF P 94-052)				
d < 400 μm	Limite de liquidité, w _L ou w _{LC} et de plasticité, w _P Indice de plasticité, I _P	OUI	-	(2)
Masse volumique : méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau (NF P 94-053)				
sols fins	Masse volumique, ρ	-	OUI	(1)
Masse volumique des particules solides des sols : méthode du pycnomètre à eau (NF P 94-054)				
tous sols	Masse volumique des particules solides, ρ _S	OUI	-	(1)
Teneur pondérale en matières organiques : méthode chimique (NF P 94-055)				
tous sols	Teneur pondérale en matières organiques, MO	OUI	-	-
Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (NF P 94-056)				
d > 80 μm	Diamètre maximal des grains, d _{max} Distribution granulaire, d	OUI	-	-
Analyse granulométrique par sédimentation (NF P 94-057)				
d < 80 μm	Distribution granulaire, d	OUI	-	-
Essai Von Post : Etat de décomposition (humification) des sols organiques (XP P 94-058)				
sols MO > 10 %	Classification	OUI	-	-
Masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents (NF P 94-059)				
d < 50 mm	Masse volumique maximale ρ _{dmax} et minimale ρ _{dmin} Indice de densité, I _D	OUI	OUI	-
Teneur en carbonate : Méthode du calcimètre (XP P 94-048)				
tous sols, roche	Teneur en carbonate, % C _{CaCO₃}	OUI	-	(1)
Masse volumique sèche d'un élément de roche : méthode par pesée hydrostatique (NF P 94-064)				
roche	Masse volumique, ρ	-	OUI	-
Valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache (NF P 94-068)				
tous sols, roche	Valeur de bleu, V _{BS}	OUI	-	-
Essais Proctor normal et modifié (NF P 94-093)				
d < 20 mm	ρ _d OPM	-	OUI	(3)
Notes :				
(1) d'autres méthodes d'essais sont possibles, la méthode citée est celle qui est recommandée ;				
(2) l'essai au cône est le plus souvent utilisé pour déterminer la limite de liquidité ;				
(3) l'essai Proctor modifié (2700 kNm/m ³) est préférable à l'essai Proctor normal (600 kNm/m ³) ;				

Tableau M.1.2 Essais en laboratoire

b – Essais de caractérisation mécanique des sols

Sol	Paramètres mesurés	Nature	état	Propriétés
Essai de cisaillement direct rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1)				
d < 8 mm	Angle de frottement interne φ'_P et cohésion de pic c'_P Angle de frottement interne φ'_R et cohésion résiduelle c'_R	-	OUI	
Essai de cisaillement alterné à la boîte (NF P 94-071-2)				
d < 1 mm	Angle de frottement interne φ'_P et cohésion de pic c'_P Angle de frottement interne φ'_R et cohésion résiduelle c'_R	-	OUI	
Essais de cisaillement UU, CU + u et CD à l'appareil triaxial de révolution (NF P 94-070 et NF P 94-074)				
tous sols	Cohésion non drainée, c_u Angle de frottement interne, φ' et cohésion, c' effective	-	OUI	C_{cu} , λ_{cu} (1)
Essai de gonflement à l'œdomètre (XP P 94-091)				
sols fins	Pression de gonflement, σ'_g Résistance de gonflement, R_g	-	OUI	
Essai de compressibilité à l'œdomètre avec chargement par paliers XP P 94-090-1)				
sols fins	Pression de consolidation, σ'_p Coefficient de compressibilité, C_c , C_v (2)	-	OUI	
Notes :				
(1) c_{cu} et λ_{cu} sont les paramètres permettant de calculer l'amélioration de la cohésion avec la contrainte ;				
(2) C_v est le coefficient de consolidation du sol.				

Tableau M.1.2 Essais en laboratoire (suite)

M.2 Terrains en place

(1) Les propriétés géotechniques des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées conformément aux articles [2.4.3](#) et [2.4.5.2](#) de la norme NF EN 1997 (Note 1), en tenant compte indications des articles [M.2.1](#) et [M.2.2](#) ci-dessous.

NOTE 1

Il importe en particulier que ce choix s'appuie sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience et que la valeur caractéristique retenue pour un paramètre géotechnique soit une estimation prudente de la valeur qui influence l'état limite considéré ([article M.2.2](#)).

(2) Pour déterminer les paramètres géotechniques des sols et des roches, des normes nationales d'essais indiquées dans les [Tableaux M.1.1](#) (essais sur les terrains en place) et [M.1.2](#) (essais de sol en laboratoire), ainsi que les normes européennes d'essais de sols non référencées dans ce document peuvent être utilisées.

(3) Les corrélations utilisées pour obtenir les valeurs des propriétés géotechniques doivent être appropriées aux conditions de terrains et au matériel d'essais utilisé et documentées (Note 1). Le cas échéant, il convient d'indiquer les données bibliographiques qui les justifient

NOTE 1

Les corrélations figurant dans la norme [NF EN 1997-2](#) sont des exemples de corrélations documentées.

M.2.1 Propriétés géotechniques des terrains

M.2.1.1 Poids volumiques

(1) Les valeurs des poids volumiques des terrains en place nécessaires au calcul des actions sont déduites des mesures de teneur en eau et de masse volumique réalisées en laboratoire ou en place ([Tableau M.1.2 a](#)). En l'absence de telles mesures, il est loisible de leur attribuer des valeurs forfaitaires basées sur des données bibliographiques représentatives, à condition qu'il en résulte à l'évidence une sécurité accrue pour l'ouvrage.

M.2.1.2 Résistance au cisaillement

(1) Les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne, cohésion) des terrains sont déterminées ([Clauses M.1 \(2\) et \(3\)](#)) à partir d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire sur des échantillons de classe de prélèvement 1.

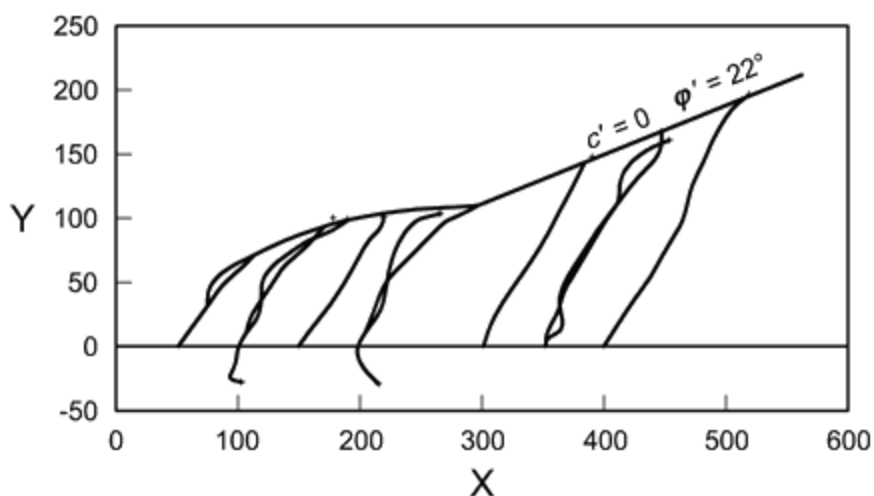
(2) Les paramètres de cisaillement drainé d'un sol sont à déterminer en distinguant, le cas échéant (sol surconsolidé), le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé (Figure M.2.1.2), en tenant compte si besoin de la contrainte de consolidation obtenue lors des essais de chargement à l'oedomètre pour délimiter ces domaines (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Dans le domaine surconsolidé, l'enveloppe de rupture n'est pas linéaire. Il est habituellement admis de considérer la partie supérieure de la surface de charge comme linéaire.

NOTE 2

Dans le domaine normalement consolidé, l'enveloppe de rupture est linéaire et la cohésion effective est normalement nulle. Il est néanmoins habituel, de considérer la cohésion « mesurée » en la bornant à 5 ou 10 kPa.



Légende : Y -

Figure M.2.1.2 Exemple d'enveloppe de rupture sur une argile surconsolidée saturée obtenue à la presse triaxiale lors d'essais de cisaillement consolidés drainés

(3) Lorsque des essais en laboratoire ne sont pas possibles (par exemple lorsque la nature des terrains ne permet pas le prélèvement d'échantillons représentatifs), il est admis de déduire les valeurs des propriétés de résistance au cisaillement des terrains de corrélations reconnues (Notes 1 à 3), les reliant à des propriétés de résistance ou à des propriétés de nature et d'état du terrain mesurées en place ou en laboratoire, et/ou tirées de données bibliographiques représentatives.

NOTE 1

Des exemples de corrélations sont par exemple donnés dans les annexes [D](#) et [E](#) de la norme NF EN 1997-2. pour estimer l'angle de frottement (φ' des sols non cohérents, respectivement à partir d'essais sur le sol en place au pénétromètre statique (CPT) et d'essais de pénétration au carottier (SPT).

NOTE 2

Des procédures sont également disponibles dans la littérature pour estimer l'angle de frottement φ' des sols non cohérents, à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard, par exemple celles proposées par O. Combarieu ou J. Monnet.

NOTE 3

D'une façon générale, la plus grande prudence est conseillée quand au choix de la valeur φ' adoptée dans les calculs. En tout état de cause, il est fortement conseillé de réserver ces procédures au pré-dimensionnement des ouvrages, ou à l'évaluation des actions particulières comme le frottement négatif.

M.2.1.3 Modules de déformation

(1) Les valeurs des modules de déformation des terrains à partir d'essais sont déterminées et interprétées de manière appropriée aux conditions de projet et au modèle de calcul utilisé (Notes 1 à 3).

NOTE 1

Habituellement, dans ce cas, pour modéliser le chargement du terrain on adopte comme module celui tiré de la partie initiale de la courbe contrainte-déformation et pour modéliser le déchargement du terrain on adopte celui tiré d'un cycle de chargement-déchargement.

NOTE 2

Les modules pressiométriques Ménard ne sont pas en règle générale appropriés pour modéliser un chargement du terrain dans un modèle d'élasticité linéaire. Ils sont par contre à utiliser directement pour déterminer la valeur des modules de réaction ([annexe I](#)) lorsqu'on calcule les déplacements d'un pieu à partir d'un modèle d'interaction sol-structure au module de réaction.

NOTE 3

Les modules pressiométriques Ménard sont également à utiliser directement pour déterminer les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci et la loi de mobilisation de l'effort de pointe en fonction du déplacement vertical de celle-ci, à partir de la méthode empirique proposée par « Frank - Zhao » ([Annexe L](#)), pour estimer par exemple le tassement en tête d'un pieu isolé.

(2) Lorsque des essais en laboratoire ne sont pas possibles (par exemple lorsque la nature des terrains ne permet pas le prélèvement d'échantillons représentatifs), il est admis de déterminer les valeurs des modules de déformation des terrains à partir d'essais en place appropriés en tenant compte du comportement non linéaire et non élastique des terrains (Note 1).

NOTE 1

Cet article vise les essais par propagation d'ondes dans le terrain pour modéliser le comportement en chargement d'un terrain sous très faible déformation ([Figure M.2.1.3](#)) et pour modéliser son comportement en déchargement, lorsqu'on utilise un modèle de calcul d'interaction sol-structure aux éléments finis ou aux différences finies.

M.2.2 Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

(1) En règle générale, il est possible de déterminer, conformément aux indications du [Tableau M.2.2.1](#) :

- dans un premier temps les valeurs basses et les valeurs moyennes des paramètres géotechniques en ne tenant compte que de la stratigraphie des couches de terrains et de la variabilité des paramètres dans une même couche (Note 1),
- puis dans un second temps, la valeur caractéristique du paramètre à l'intérieur de la fourchette ainsi déterminée en tenant compte de l'ouvrage et du volume de terrain concerné par l'état limite considéré (Note 2).

NOTE 1

La valeur caractéristique peut être déterminée en référence à une probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépassant pas **5** % et que la valeur

moyenne soit déterminée en référence à une probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 25 %.

NOTE 2 : Les procédures recommandées dans ce cas sont celles proposées par F. Baguelin et J.B Kovarik

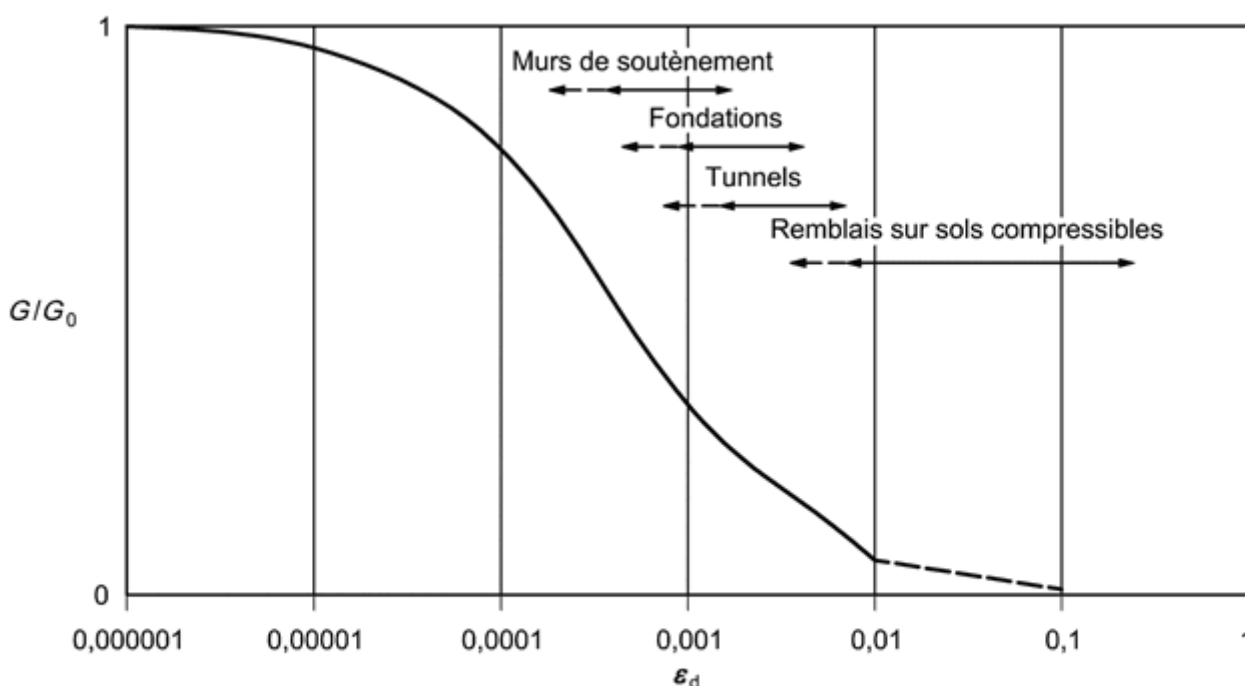
7)

F. Baguelin, J.B. Kovarik, Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechnique, Revue Française de Géotechnique n°93 .

(2) En pratique, pour le calcul des fondations profondes, il convient de retenir les valeurs basses déterminées comme indiqués ci-dessus en M.2.2 (1) ou à défaut, des profils de résistance ou de modules de déformation du terrain déterminés de manière plus empiriques, à condition qu'il en résulte à l'évidence une sécurité accrue pour l'ouvrage (Note 1).

NOTE 1

Par exemple, l'enveloppe basse du fuseau des profils des paramètres mécaniques mesurés avec moins d'une mesure sur 20 en deçà du profil retenu.



G : module de cisaillement – G_0 : module de cisaillement à faible niveau de déformation – ϵ_d : déformation déviatorique (norme de la partie déviatorique du tenseur des déformations)

Figure M.2.1.3 Domaine habituel d'utilisation des modules de déformation des terrains et matériels d'essais pour les déterminer

Etape	Propriétés des terrains	Base de calculs
1	Valeurs mesurées et/ou valeurs dérivées	Reconnaissance géotechnique et/ou corrélations et/ou expérience
2	Valeur moyenne, X_m , Valeur basse, X_b	Géotechnique + Hydrogéologie
3	Valeur caractéristique, $X_m < X_k < X_b$	Géotechnique + Hydrogéologie + Etat-limite + Méthode de calcul
4	Valeur de calcul, $X_d = X_k / \gamma_M$	

Tableau M.2.2.1 Principe de détermination des valeurs caractéristiques et de calcul des propriétés des terrains

M.3 Matériaux rapportés

(1) Pour les études de projet, il est admis, sauf indication différente du marché et sauf pour les cas visés par les clauses M.3 (2) et M.3 (3), de prendre en compte un poids volumique égal à 20 kN/m^3 pour les sols rapportés hors nappe et égal à 22 kN/m^3 pour les sols rapportés saturés (Note 1).

NOTE 1

Les sols rapportés sont considérés comme saturés lorsqu'ils se trouvent sous la nappe.

(2) Dans le cas où le poids volumique des matériaux rapportés est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison d'actions donnée, on admet, pour cette combinaison, que les poids volumiques des sols rapportés hors nappe et des sols rapportés saturés sont respectivement de 18 kN/m^3 et de 20 kN/m^3 , ces valeurs étant toutefois à justifier par des contrôles d'exécution (Note 1).

NOTE 1

Si les valeurs réelles mesurées sont plus défavorables que celles adoptées pour le projet, il convient d'examiner les conséquences sur la stabilité de l'ouvrage.

(3) Lorsqu'il est fait usage d'un matériau rapporté d'origine particulière, il convient que son poids volumique soit fixé par le marché.

Annexe N (informative) Déformations des structures et mouvements des fondations

N.1 Préambule

(1) On donne dans cette annexe des indications sur les valeurs généralement admises pour assurer un comportement en service satisfaisant des structures de bâtiments afin de fixer des critères réalistes de déplacements acceptables pour les pieux lorsqu'ils sont associés à ces constructions.

N.2 Déformation des structures et mouvements des fondations

(1) Les composantes du mouvement des fondations, qu'il convient de considérer sont le tassement, le tassement relatif (ou différentiel), la rotation, l'inclinaison, la déflexion, la déflexion relative, la rotation relative, le déplacement horizontal et l'amplitude des vibrations. Les définitions de certains termes relatifs au mouvement et aux déformations des fondations sont données sur la [figure N.1](#).

(2) Il est peu probable que les rotations relatives maximales admissibles pour les structures à cadres ouverts, les cadres avec remplissage et les murs porteurs ou les murs en maçonnerie continus soient les mêmes mais elles se situent vraisemblablement entre environ 1/2 000 et environ 1/300 pour empêcher qu'un état limite de service ne soit atteint dans la structure. Une rotation relative maximale de 1/500 est acceptable pour beaucoup de structures. La rotation relative pour laquelle il est probable qu'un état limite ultime soit atteint est d'environ 1/150.

(3) Les valeurs indiquées dans la clause N.2 (2) s'appliquent au cas d'un fléchissement de la structure, comme illustré sur la [figure N.1](#). Dans le cas d'une flèche négative (les bords tassent plus que le milieu), les valeurs doivent être divisées par deux.

(4) Pour les structures courantes à fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables. De plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans des limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problème aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc.

(5) Les indications données ci-dessus sur les tassements limites s'appliquent aux ouvrages courants. Il convient de ne pas les appliquer aux bâtiments ou ouvrages hors du commun ou pour lesquels l'intensité du chargement a une distribution non uniforme très prononcée.

N.3 Flèches dans les bâtiments en béton armé

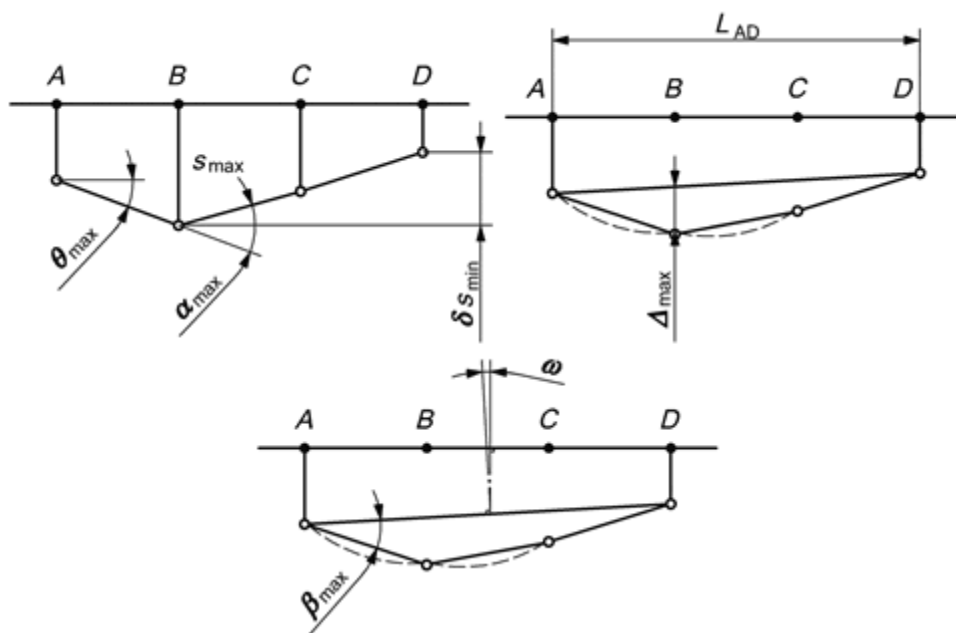
(1) Les limites des flèches qui devraient généralement assurer un comportement satisfaisant des constructions telles que logements, bureaux, bâtiments publics ou usines sont données dans les clauses 7.4.1 (4) et (5) de la norme NF EN 1992-1-1. Elles sont tirées de l'ISO 4356 à laquelle il convient de se reporter pour plus d'informations sur les déformations et leurs valeurs limites.

NOTE 1

L'article vise les constructions où il n'y a pas d'exigence particulière pour assurer le bon fonctionnement de machines supportées par la structure ou pour éviter la formation de flaques sur les toitures terrasses.

(2) L'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumise à des charges quasi permanente est supérieure à $l/250$ (l désigne la portée de l'ouvrage).

(3) Pour la déformation après construction, $l/500$ représente normalement une limite adéquate pour les charges quasi permanentes.



- définitions du tassement s , du tassement différentiel δs , de la rotation θ et de la déformation angulaire α
- définitions de la déflection Δ et de la déflection relative Δ/L
- définitions de l'inclinaison ω et de la rotation relative (distorsion angulaire) β

Figure N.1 Définition du mouvement des fondations

Annexe O (informative) Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages

O.1 Généralités

(1) On liste dans cette annexe les points les plus importants (Notes 1 à 3) qu'il convient de prendre en compte au cours de la surveillance de l'exécution des travaux (section O.2) et du suivi du comportement de l'ouvrage terminé ([section O.3](#)).

NOTE 1

D'une manière générale, les travaux sont réalisés conformément aux plans établis préalablement. Si pendant les travaux, il est constaté que les caractères physiques, mécaniques, chimiques ou électrochimiques du terrain ou de la nappe ne correspondent pas aux prévisions, il convient de vérifier les informations et d'effectuer si besoin les modifications appropriées.

NOTE 2

L'importance des points varie selon le projet. La liste n'est pas exhaustive.

NOTE 3

L'approche connue sous le nom de "méthode observationnelle", dans laquelle la conception est revue pendant la construction n'est en général pas adaptée aux cas des fondations sur pieux. On indique néanmoins dans la [section O.4](#) les points à considérer lorsqu'une telle procédure est adoptée

O.2 Surveillance de l'exécution

O.2.1 Points généraux à contrôler

(1) Les points généraux à contrôler sont les suivants :

- vérification des conditions de terrain et de la localisation et de la disposition d'ensemble de l'ouvrage ;
- écoulement de l'eau souterraine et régime des pressions interstitielles ; effets sur les nappes des opérations de pompage ; efficacité des mesures prises pour contrôler le débit d'infiltration ; processus d'érosion interne et phénomène de renard ; composition chimique de l'eau souterraine ; potentiel de corrosion ;
- mouvements, plastification, stabilité des parois et de la base des excavations ; systèmes de support temporaire, effets sur les bâtiments et équipements avoisinants ; mesure des pressions du sol ; mesure des variations de la pression interstitielle dues aux excavations ou au chargement ;
- sécurité des personnes en tenant compte des états limites géotechniques.

O.2.2 Ecoulement de l'eau et pressions interstitielles

(1) Les points à considérer sont les suivants :

- aptitude du système à assurer le contrôle des pressions interstitielles dans tous les aquifères lorsque des surpressions pourraient affecter la stabilité d'un ouvrage, y compris les pressions artésiennes dans les nappes aquifères situées sous les excavations ; évacuation de l'eau extraite des systèmes de rabattement de nappe ; abaissement du niveau de la nappe dans toute l'excavation afin d'éviter les conditions de boulangerie, d'érosion interne et de remaniement des terrains par les équipements de construction ; déviation et enlèvement des eaux de pluie et autres eaux superficielles ;
- fonctionnement effectif et efficace du système de rabattement de la nappe tout au long de l'exécution des travaux en tenant compte du colmatage des crépines des puits, de l'envasement des puits ou puisards, de l'abrasion dans les pompes, de l'obstruction des pompes ;

- contrôle des rabattements de nappe afin d'empêcher des perturbations dans les ouvrages voisins ou les zones voisines ; observation des niveaux piézométriques ; efficacité, fonctionnement et entretien des systèmes de recharge d'eau, si nécessaire ;
- contrôle du non entraînement des fines ;
- tassement des ouvrages ou terrains avoisinants ;
- efficacité des systèmes de drainage par forages subhorizontaux.

O.3 Suivi du comportement

(1) Les points généraux à considérer sont les suivants :

- tassements du terrain, en particulier dans le cas d'un terrain de médiocre qualité ;
- déplacement latéral et distorsions de l'ouvrage, notamment en liaison avec à la mise en oeuvre de remblai, de dépôts de matériaux et autres charges superficielles et des pressions d'eau ;
- comportement des structures mitoyennes avec plusieurs points par profil pour avoir des indications sur les tassements différentiels ;
- niveaux piézométriques derrière et sous l'ouvrage ou dans les zones voisines, en particulier lorsqu'un drainage profond ou des systèmes permanents de rabattement de nappe sont installés ;
- mesure du débit d'écoulement des drains.

O.4 Mise en oeuvre de la méthode observationnelle

(1) Lorsque la « méthode observationnelle » est retenue ([O.1](#) (1) Note 3), les dispositions de l'[article 2.7](#) de la norme NF EN 1997-1 s'appliquent (Notes 1 à 3).

NOTE 1

La liste qui suit rappelle les points à prendre en compte avant le début de la construction.

- les limites du comportement acceptable de la fondation sur pieux doivent être établies ;
- le domaine des comportements possibles doit être analysé et on doit montrer qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables ;
- un plan d'instrumentation doit être établi, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites acceptables. Le suivi doit pouvoir le montrer clairement et aussitôt que possible et avec une fréquence de mesures qui permette de mettre en oeuvre efficacement les mesures destinées à rectifier le projet ;
- le temps de réponse des instruments de mesure et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides par rapport à l'évolution possible du système ;
- un plan d'actions de sauvegarde doit être établi, pour être mis en oeuvre si le suivi révèle un comportement sortant des limites acceptables.

NOTE 2

La liste qui suit rappelle les points à prendre en compte pendant la construction.

- le suivi est exécuté tel que planifié ;
- les résultats des observations sont analysés à des étapes appropriées du projet et on doit mettre en oeuvre le plan d'actions de sauvegarde si l'on sort des limites du comportement autorisé.
- l'équipement de mesure est soit remplacé soit étendu en cas d'incidents, afin de fournir des données fiables de type approprié et en quantité suffisante.

NOTE 3

Il est possible de se reporter aux guides abordant le dimensionnement des ouvrages géotechniques à partir de la méthode observationnelle.

Annexe P (informative) Catégories géotechniques et durée d'utilisation du projet

P.1 Généralités

(1) Les exigences minimales relatives à l'ampleur et au contenu des reconnaissances géotechniques, des calculs et des contrôles d'exécution sont établies conformément à la norme [NF EN 1997-1](#), complétée par les dispositions de son annexe nationale référencée [NF EN 1997-1/NA](#) (Note 1).

NOTE 1

Afin d'établir les exigences de calcul, la complexité de chaque ouvrage doit être identifiée ainsi que les risques associés à sa construction et la catégorie géotechnique du projet est établie en fonction des conditions de site et des conséquences de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire, en tenant compte également de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

(2) La complexité d'un ouvrage est identifiée avant d'en entreprendre sa conception et sa justification (Notes 1 et 2).

NOTE 1

On donne dans cette annexe des indications pour établir la catégorie géotechnique d'un ouvrage, sa durée d'utilisation ainsi que les classes de conséquences du projet.

NOTE 2

La complexité d'un projet est à fixer par le maître d'ouvrage ou son représentant avant le début des études. Elle est à préciser le cas échéant au fur et à mesure de leur avancement.

P.2 Classes de conséquence

(1) La classe de conséquence de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire, vis-à-vis des personnes, des ouvrages et des constructions avoisinantes et vis-à-vis de la protection de l'environnement est établie en distinguant conformément aux indications de la norme [NF EN 1990](#) :

- les conséquences faibles (CC1), ayant des effets faibles ou négligeables sur les personnes, sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;
- les conséquences moyennes (CC2), ayant des effets modérés sur les personnes, et/ou des effets importants sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;
- les conséquences élevées (CC3), ayant des effets importants sur les vies humaines et/ou des conséquences très importantes sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

P.3 Catégorie géotechnique

(1) Conformément à l'[annexe nationale](#) de la norme NF EN 1997-1, la catégorie géotechnique de projet est définie en tenant compte des indications du Tableau P.3.1.

(2) Les conditions de site (simples, complexes) doivent être établies en se fondant sur la connaissance de la topographie du site, de la nature et des propriétés des terrains, du régime hydraulique du site du projet.

(3) Les classes de conséquences (CC1, CC2 ou CC3) sont établies en tenant compte des indications de l'article P.2.

CLASSE DE CONSEQUENCE	CONDITIONS DE SITE	CATEGORIE GEOTECHNIQUE ^a	BASE DES JUSTIFICATIONS
CC1	Simples et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simples	2	
	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis
CC3	Simples ou complexes	3	

^a Il n'y a pas de règles établies pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, on considère qu'un ouvrage fondés sur pieux relève au moins de la catégorie 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 P.3.1 Catégories géotechniques en fonction des classes de conséquence et des conditions de site et bases des justifications

P.4 Durée d'utilisation de projet

(1) La justification d'une fondation sur pieux et les caractéristiques des produits et des matériaux à mettre en oeuvre peuvent être liées à la durée d'utilisation du projet. Il convient donc de fixer celle-ci avant d'entreprendre la conception et la justification d'une fondation sur pieux (Notes 1 et 2).

NOTE 1

Des durées indicatives d'utilisation de projet habituellement appliquées aux ouvrages de bâtiment et de génie civil, sont données dans le [tableau AN.1](#) de l'annexe nationale à la norme NF EN 1997-1.

NOTE 2

Pour la protection contre la corrosion des aciers de précontrainte (qui peuvent être utilisés par exemple pour réaliser des micropieux), il convient de distinguer les ouvrages provisoires et les ouvrages d'une durée d'utilisation supérieure à 2 ans.

Annexe Q (informative) Dispositions générales de conception pour les ponts

Q.1 Matériaux constitutifs des pieux

Q.1.1 Béton, coulis ou mortier

(1) Pour les ponts, les dispositions de la [section 6.4.1](#) relative à la vérification de la résistance structurelle d'un pieu en béton, coulis ou mortier sont complétées par les spécifications qui suivent :

- la valeur de C_{max} est limitée à 25 MPa ;
- la valeur de k_3 indiquée dans la [clause 6.4.1](#). (7) peut être adaptée en fonction des recommandations suivantes : $k_3 = 1,2$ dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût. Pour les pieux de ponts, le contrôle renforcé consiste à ausculter tous les pieux de l'ouvrage par la méthode A ou la méthode B (le [tableau 6.4.1.2](#) est remplacé par le tableau Q.1.1).

Ouvrages	Méthodes d'auscultation (1)	
	A	B
Nombre de pieux concernés	100 % par transparence (2)	80 % par transparence (2) + 30 % par impédance (3)

Notes :

(1) Les procédures d'auscultation A ou B peuvent être appliquées indifféremment.

(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.

(3) Selon la norme NF P 94-160-4 (méthode vibratoire par impédance).

(4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.

Tableau Q.1.1 Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité des ponts

Q.2 Résistance structurale des pieux

Q.2.1 Pieux ou éléments de fondation en béton armé

(1) Les pieux ou éléments de fondation doivent être armés sur toute leur longueur lorsqu'ils supportent des ouvrages de génie civil tels que ponts et passages inférieurs.

Q.2.2 Etats limites de service sous sollicitations normales

(1) Les justifications requises par la norme [NF EN 1992-2](#) (Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives, qui se réfère elle-même à la norme [NF EN 1992-1-1](#)) et son annexe nationale ([NF EN 1992-1-1/NA](#)) sont complétées comme suit (ces dispositions dispensent de prendre en compte un abattement forfaitaire sur le diamètre tel qu'il est indiqué à l'[article 2.3.4.2](#) de la norme NF EN 1992-1-1) :

(2) La contrainte moyenne de compression du béton sur la surface comprimée de celui-ci est limitée à $0,3k_3 f_{ck}^*$ ([Article 6.4.1](#)) ;

(3) La contrainte de traction des armatures ou des gaines, lorsque ces dernières sont prises en compte dans la résistance de la section, est limitée aux deux tiers de la limite d'élasticité de l'acier (Note 1).

NOTE 1

L'attention est attirée sur l'importance que revêt, pour les éléments de fondation profonde, la compatibilité entre les dispositions des armatures et la mise en place correcte du béton ([Clause 9.8.5](#) (2) de la norme NF EN 1992-1-1). Il est conseillé de veiller à bien motiver la classe d'exposition retenue et de s'assurer que les dispositions constructives relatives au ferrailage puissent être respectées.

(4) Pour les cas de charge à l'ELS quasi-permanent, la résultante des efforts axiaux s'exerçant sur les fondations profondes ne doit pas rendre compte d'un état de traction.

Q.3 Dispositions constructives

Q.3.1 Principes

(1) En l'absence de contraintes particulières, la disposition en plan des éléments d'une même fondation (c'est-à-dire les éléments reliés par une même semelle de liaison) doit permettre :

- d'assurer une répartition homogène des charges axiales entre les différents éléments, sous combinaisons d'actions quasi permanentes ;
- d'assurer le centrage des éléments ou groupes d'éléments sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.

(2) Sauf prescription différente, tous les éléments constitutifs d'une même fondation (béton armé, métal, etc.) doivent posséder la même constitution. Il convient, en outre, qu'ils soient mis en oeuvre dans les mêmes conditions.

Q.3.2 Pieux préfabriqués en béton armé

(1) Sauf prescriptions différentes, les dispositions suivantes s'appliquent (Note 1) :

- les armatures longitudinales sont, autant que possible, d'une seule longueur. S'il n'en est pas ainsi, les recouvrements ou soudures n'intéressent pas plus du tiers du nombre des barres dans une même section transversale et se trouvent à une distance des extrémités supérieure ou égale à six fois la plus petite dimension transversale du pieu ;
- le diamètre des armatures longitudinales est au moins de 12 mm. Leurs extrémités ne peuvent pas être terminées par des crochets. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles générales ;
- le diamètre des armatures transversales est au moins de 5 mm. Leur espacement courant n'excède pas 20 cm ;
- à chaque extrémité, cet espacement est divisé au moins par deux sur une longueur égale à deux fois la plus petite dimension transversale du pieu. Lorsque la sévérité de la mise en oeuvre, notamment par battage, le motive, cet espacement est divisé par trois sur la longueur indiquée ci-dessus. De plus, une zone de transition de même longueur comporte un espacement des armatures transversales égal aux 2/3 de l'espacement courant ;
- dans les pieux de section carrée comportant des armatures longitudinales intermédiaires, celles-ci sont maintenues par des cadres ou épingles supplémentaires.

NOTE 1

Il convient aussi de se référer à la norme [NF EN 12794+A1](#) qui traite des pieux préfabriqués en béton.

(2) Dans le cas où les dispositifs de suspension des pieux aux engins de manutention sont susceptibles d'affaiblir la résistance du pieu, il doit en être tenu compte dans les calculs.

Q.3.3 Pieux tubulaires en béton précontraint

Q.3.3.1 Armatures passives

(1) La tête et la base du pieu doivent comporter des armatures de frettage permettant d'assurer l'intégrité du béton sous l'effet des actions localisées de la précontrainte et de la mise en oeuvre.

Q.3.3.2 Armatures de précontrainte

(1) Sauf prescriptions différentes, ces armatures sont employées conformément aux prescriptions des règles du béton précontraint aux états-limites.

(2) Lors de la mise en oeuvre du pieu, ces armatures doivent assurer au béton une compression moyenne supérieure ou égale à 5 MPa (Note 1).

NOTE 1

Cette compression minimale est destinée à compenser les sollicitations de traction dues à la réflexion des ondes de choc qui apparaissent lors de la mise en oeuvre du pieu.

Q.3.4 Pieux exécutés en place et barrettes

(1) Les dispositions qui suivent complètent celles de la norme [NF EN 1536](#) relative aux pieux forés et celles de la norme [NF EN 12699](#) relative aux pieux à refoulement de sol.

Q.3.4.1 Dispositions géométriques

Q.3.4.1.1 Dimensions

(1) Pour les ponts-routes, la plus petite dimension transversale des pieux doit être supérieure ou égale à 0,6 m. Elle doit être supérieure ou égale à 0,8 m pour les pieux circulaires disposés sur une seule file.

Q.3.4.1.2 Inclinaison

(1) Pour les ponts, sauf prescription différente, seuls peuvent être inclinés les pieux dont l'exécution est entièrement conduite à l'abri d'un tube de travail, récupéré ou non.

Q.3.4.1.3 Distance entre axes

(1) Sauf prescription différente, la distance de nu à nu entre deux éléments de fondation voisins est supérieure ou égale à 0,75 fois la somme de leurs diamètres lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et 0,75 fois la somme de leur largeurs lorsqu'il s'agit de barrettes (Note 1).

NOTE 1

Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en oeuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où le béton constitutif est très jeune, voire en deçà du phénomène de prise.

Q.3.4.2 Armatures

Q.3.4.2.1 Constitution et dimensions des cages d'armatures

(1) Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices.

(2) Pour les pieux de section non circulaire et notamment les barrettes, les armatures transversales sont constituées par des cadres, épingles et étriers.

(3) Le diamètre extérieur (ou la largeur) de la cage d'armatures est :

- au plus égal au diamètre intérieur du tube diminué de 8 cm pour les pieux battus pilonnés et battus moulés ;
- 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.

(4) On peut remplacer la cage d'armature par un profilé ou un tube. Si le profilé ou le tube est intérieur au béton, il est nécessaire de respecter les exigences de la norme NF EN 1992-1-1 [clause 9.1](#) (3) et de l'annexe nationale de la norme NF EN 1992-2 [clause 9.1](#) (103) (Note 1). En outre, il convient de s'assurer du comportement composite de l'interface acier béton et en particulier du non glissement, si nécessaire en utilisant par exemple des connecteurs.

NOTE 1

Il convient de mettre en place une nappe d'armatures minimales sur le béton selon la classe d'environnement. Par exemple, en classe XC, il faut placer 3 cm² par mètre de paroi (en classe XD et XS au moins 5 cm²) perpendiculaire à la direction des armatures sans être inférieur à 0.1% de la section de la paroi.

Q.3.4.2.2 Armatures longitudinales

(1) Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre n'est pas inférieur à 12 mm ;

(2) En général, l'espacement des barres longitudinales ne peut être inférieur à 10 cm entre nus et ne peut être supérieur à 20 cm. Sauf dispositions différentes, cette distance doit être respectée entre les nus de couples de barres au droit des recouvrements ;

(3) La section minimale d'armatures longitudinales $A_{s,bpmin}$ est donnée par le [tableau 9.6N](#) de l'article [9.8.5](#) de la norme NF EN 1992-1-1 (tableau Q.3.4.2.2).

Section transversale du pieu A_c	Aire minimale d'armatures longitudinales $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

Tableau Q.3.4.2.2 Aire minimale d'armatures

Q.3.4.2.3 Armatures transversales

- (1) L'écartement des barres transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.
- (2) Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm. Il est recommandé d'adopter les valeurs données dans le tableau Q.3.4.2.3.
- (3) Dans le cas de pieux non circulaires, et notamment des barrettes, elles sont disposées de façon à éviter tout mouvement des barres longitudinales vers la paroi la plus proche.
- (4) Il est toutefois admis que certaines barres longitudinales ne soient que partiellement maintenues en vue de permettre le passage de la ou des colonnes de bétonnage.

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

Tableau Q.3.4.2.3 Diamètres recommandés pour les armatures transversales (en millimètres)

Q.3.4.2.4 Rigidité

- (1) Outre les justifications relatives à la résistance du pieu fini, la conception de la cage d'armatures et, en particulier, le choix des diamètres des fers, doit lui assurer une rigidité suffisante pour limiter les déformations lors des opérations de manutention, ainsi que tout risque de flambement pendant le bétonnage.
- (2) Dans le cas des barrettes ou de pieux de gros diamètre, cette rigidité doit être améliorée par adjonction de barres obliques disposées et fixées de façon à obtenir un contreventement effectif de la cage.

Q.3.4.2.5 Enrobage

- (1) L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures est au moins égale à (Note 1) :
 - 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, cet enrobage étant compté à partir de la surface intérieure du tubage ou de la chemise.

NOTE 1

On notera que les dispositions de l'article [Q.3.4.2.1](#) relatives au diamètre extérieur (ou à la largeur) de la cage d'armatures en cas d'utilisation d'un tubage provisoire fixent de fait un enrobage minimal pour les éléments de fondations concernés.

Q.3.4.2.6 Tubes de réservations

- (1) Les tubes d'auscultation (Note 1), d'injection, etc., sont placés de façon à ne pas nuire au bon enrobage des armatures (Note 2).

NOTE 1 : Il s'agit généralement de tubes 50/60 permettant une auscultation sonique par transparence. La distance entre les tubes doit être adaptée à la sensibilité de la méthode.

NOTE 2 : Quelle que soit leur destination, les tubes doivent être rigides, étanches, et protégés durant les travaux contre toute détérioration susceptible de nuire à leur utilisation.

Q.3.4.2.7 Recépage

- (1) La cote de bétonnage est fixée de façon à ce que le béton sain soit atteint au niveau théorique de recépage (Notes 1 et 2).

NOTE 1 : On peut la qualifier par la formule suivante : $0.3 \cdot (1+z)$ limité à 1.8 m où z représente le niveau théorique de recépage.

NOTE 2 : Néanmoins, cette valeur peut être diminuée sous réserve de garantir le résultat. Elle peut aussi être augmentée lorsqu'il y a des risques de striction du béton avant son durcissement.

Annexe R (informative) Prise en compte des imperfections géométriques liées aux tolérances d'exécution

R.1 Préambule

(1) Les tolérances géométriques d'excentricité en tête et d'inclinaison sont indiquées par les normes d'exécution.

(2) Le projet de conception d'un ouvrage peut prévoir des tolérances différentes de celles indiquées par les normes.

(3) Les tolérances doivent être prises en compte dans le dimensionnement et les justifications, sachant que, sauf exception, on ne peut pas attendre que les fondations profondes soient réalisées pour mesurer les défauts géométriques réels et concevoir les superstructures en les prenant en compte.

(4) L'écart sur l'inclinaison induit généralement sur des pieux isolés des efforts parasites de bien moindre importance que ceux qui résultent du défaut de centrage en tête.

(5) Les efforts parasites ne sont à prendre en compte que dans le cadre de justifications vis-à-vis des ELU ; ils peuvent être équilibrés par :

- les fondations profondes ;
- des chevêtres et longrines installés entre fondations profondes ;
- les poteaux et murs ;
- une répartition entre ces éléments.

(6) Dans certains cas, la répartition des efforts de flexion doit prendre en compte les rigidités, comme par exemple quand la fondation profonde supporte un poteau élancé dont on doit justifier la stabilité de forme ou dans certains cas de micropieux. Le plus souvent, on peut répartir, pour équilibrer les moments en tête de l'élément de fondation profonde, les mobilisations de résistance de manière arbitraire.

(7) Les justifications doivent constituer un ensemble cohérent et les règles entre les parties doivent être clairement définies au préalable, en envisageant aussi les cas de dispositions correctives éventuellement nécessitées par des défauts géométriques excédant les tolérances convenues.

R.2 Règles à préciser dans le projet de conception

(1) Le projet de conception d'un ouvrage doit préciser (Note 1) :

- les tolérances géométriques de centrage et d'inclinaison des fondations profondes (le cas échéant de défaut d'orientation autour de l'axe vertical pour les fondations non axisymétriques) lorsqu'elles sont différentes de celles prévues par les normes d'exécution ;
- les choix d'éléments structurels mobilisés pour les justifications de stabilité et de résistance de l'ouvrage dans un contexte de respect des tolérances ; cela se traduit normalement par la fourniture d'une descente de charges à la base des massifs de tête des pieux pour leurs justifications propres, y compris des efforts parasites générés par les défauts géométriques, et des caractéristiques des pieux pris en compte par le concepteur ;

NOTE 1

Les écarts géométriques excédant les tolérances peuvent avoir des conséquences modestes telles qu'un renforcement des armatures d'une longrine ou plus lourdes telles que l'ajout d'éléments structurels.

(2) Lorsque l'on s'oriente vers des pieux de caractéristiques différentes de celles de la conception initiale, il est nécessaire d'aménager celle-ci pour être cohérent avec la solution mise en oeuvre.

(3) Par défaut, si le projet de conception ne le précise pas :

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

R.3 Cas particulier de pieux isolés soumis à une « compression centrée »

(1) Ce cas (Note 1) est celui d'un pieu pour lequel les justifications de la structure portée ne mobilisent qu'une réaction verticale centrée, et dont la tête n'est pas reliée à des longrines croisées.

NOTE 1

Historiquement, une pratique courante était de considérer qu'une charge axiale pouvait sans conséquence être excentrée jusqu'à $B/8$ sur des pieux verticaux non armés sollicités entre 4 et 5 MPa à l'ELS et respectant des tolérances spécifiques ; les justifications exigées à l'ELU sont plus pénalisantes.

(2) Les défauts géométriques se traduisent par des efforts parasites de flexion ; l'effort normal limite maximal N_{lim} supportable par le pieu à l'ELU est calculé en tenant compte de ces efforts parasites maximaux (Note 1).

NOTE 1

On envisage un domaine d'excentricité maximale, par exemple la valeur maximale entre $B/10$ et 0,08 m ; on détermine alors l'effort normal N_{lim} à l'ELU supportable par diamètre pour cette excentricité maximale. Tout pieu présentant un défaut d'excentricité inférieur à la limite est alors capable de supporter un effort normal à l'ELU au moins égal à N_{lim} .

(3) L'effort normal N_{lim} reste plafonné à 65 % de l'effort normal admissible pour une charge effectivement centrée.

(4) Il est souvent opportun de prévoir un ferrailage minimum en partie supérieure de pieux en béton non armé pour faire face à de possibles chocs en phase travaux. Ce ferrailage augmente l'effort normal limite maximal supportable par le pieu, puisque les moments générés par les défauts géométriques s'amortissent rapidement en s'éloignant de la surface du sol.

(5) Les tolérances prises en compte peuvent être des tolérances plus restrictives que celles prévues par les normes d'exécution, choisies raisonnablement en fonction de la technologie et du contexte géotechnique.

Annexe S (informative) Eléments relatifs aux essais de chargement statique en compression

S.1 Préambule

(1) Cette annexe présente quelques éléments pour la réalisation d'essais de chargement statique axial en compression en vue de déterminer portance limite et la charge de fluage en compression d'un élément isolé de fondation profonde (Notes 1 et 2).

NOTE 1

L'essai de chargement statique est le moyen le plus fiable pour déterminer la charge de fluage et la résistance limite d'un pieu. Son utilisation est particulièrement recommandée pour des projets importants ou dans des sites difficiles. Ces essais peuvent être également l'occasion de mettre au point les moyens d'exécution (nécessité d'un gainage, rainurage, possibilités de battage, etc.) ou de nouveaux types de pieux.

NOTE 2

Des indications plus détaillées sur les situations qui nécessitent la réalisation d'essais de chargement de pieu et sur leur objet sont données à l'[article 7.5.1](#) de la norme NF EN 1997-1.

(2) La façon dont les essais de chargement statique sont réalisés (procédure de chargement, nombre de pieux d'essai nécessaire) doit être conforme à l'[article 7.5.2](#) de la norme NF EN 1997-1, complété par les indications de la présente annexe (Note 1 et [Articles S.2 à S.4](#)).

NOTE 1

En attendant la publication des normes européennes (NF EN 22477-1 à 4) sur les essais de chargement de fondation profonde, les essais sont menés et interprétés conformément aux normes NF P 94-150-1 et 2, NF P 94-151 et NF P 94-153.

S.2 Reconnaissance du site

(1) Lorsqu'un essai de pieu est envisagé, la reconnaissance générale du site, outre ses caractéristiques habituelles ([Annexe M.1](#)), doit permettre de démontrer que l'emplacement retenu est représentatif du site du projet (Note 1) ou permettre de déterminer le meilleur emplacement d'essai possible ([S.3](#)).

NOTE 1

Il convient d'inclure la zone d'essai dans la reconnaissance pour confirmer par exemple que la géologie du site est suffisamment homogène du point de vue de l'épaisseur des couches et de leurs caractéristiques mécaniques, ou à défaut pour avoir les données nécessaires à l'interprétation des résultats d'essai.

NOTE 2

Il convient que chaque site d'essai fasse l'objet d'une campagne de reconnaissance spécifique consistant en un sondage carotté et un profil pressiométrique ou pénétrométrique réalisés à moins de deux mètres de l'axe du pieu d'essai.

S.3 Emplacement de l'essai

(1) L'emplacement de chaque essai, choisi à l'issue de la campagne de reconnaissance, doit être représentatif des natures des terrains rencontrés par les pieux de l'ouvrage ainsi que de leurs caractéristiques mécaniques (Note 1).

NOTE 1

Il y a lieu de tenir compte de la configuration définitive dans laquelle travaillera la fondation, qui peut être différente de celle de l'essai dans le cas d'excavations ou de remblais.

S.4 Pieux d'essai

(1) La méthode d'exécution des pieux d'essai doit être identique à celle des pieux de l'ouvrage.

(2) Sauf pour les cas visés à la clause S.4 (3), les pieux d'essai doivent avoir les mêmes dimensions et forme que les pieux de l'ouvrage.

(3) Pour les pieux de grandes dimensions transversales, les pieux d'essais peuvent avoir des dimensions plus réduites (Notes 1 et 2), dans les limites suivantes :

- $B_{\text{essai}} \geq 0,5 \cdot B_{\text{réel}}$

- $B_{\text{essai}} \geq 0,6 \text{ m}$

NOTE 1

Ce type d'essai convient plus particulièrement :

- dans les cas où les pieux de l'ouvrage ont des dimensions trop importantes pour qu'il soit envisageable d'effectuer un essai en vraie grandeur,
- dans les cas où la variabilité des épaisseurs des couches ou des caractéristiques mécaniques du sol de fondation ne permet pas de tester un nombre suffisant de sites représentatifs.

NOTE 2

Il convient d'utiliser prudemment cette approche dans le cas des pieux battus ouverts à cause de l'influence du diamètre sur la mobilisation de la capacité portante du bouchon de sol qui se trouve à l'intérieur du pieu.

(4) Dans des cas exceptionnels dûment justifiés, les dimensions du pieu d'essai pourront être inférieures à celles du pieu réel sans aller en deçà de la moitié.

(5) L'instrumentation d'un pieu d'essai doit être appropriée aux conditions de projet et de site (Notes 1 à 3) et conforme à l'instrumentation requise par la norme d'essai ([Annexe S.1](#) (2) Note 1).

NOTE 1

Il existe deux grandes catégories d'instrumentation :

- les essais dit « simples » qui ne font l'objet que de mesures en tête du pieu (déplacement et charge appliquée) ;
- les essais dit « instrumentés » qui font l'objet de mesures tout le long de leur fût de sorte que l'on puisse mettre en évidence, à chaque palier de chargement, les frottements mobilisés dans chaque couche de caractéristiques géotechniques ou mécaniques différentes et la réaction mobilisée sous la pointe.

NOTE 2

Les pieux d'essai instrumentés sont recommandés dans le cas général car ils permettent de tenir compte d'une certaine variabilité des conditions géotechniques. Ils sont normalement nécessaires dans les cas suivants :

- fortes excavations ou remblais entre la configuration définitive et la configuration de l'essai ;
- pieux soumis à des frottements négatifs ;
- pieux d'essais de dimensions réduites par rapport aux pieux de l'ouvrage.

NOTE 3

Les pieux d'essai simple ne peuvent convenir que lorsque la configuration géotechnique du site est suffisamment uniforme et lorsque l'on est assuré que le comportement des pieux durant l'essai est représentatif du comportement des pieux de l'ouvrage.

(6) Sauf dispositions différentes, les pieux d'essai ne peuvent être utilisés dans les fondations de l'ouvrage.

S.5 Charge maximale d'essai

(1) Sauf dispositions différentes du marché, l'essai est poursuivi jusqu'à ce que la résistance limite R_c soit atteinte (Notes 1 et 2).

NOTE 1

On considère habituellement que la résistance limite est atteinte pour un enfoncement de la tête du pieu égal à $B/10$, B étant la largeur ou le diamètre du pieu avec une valeur minimale de l'ordre de 5 cm.

NOTE 2

Dans le cas d'une fondation sur pieux soumise à des frottements négatifs, Il convient d'appliquer au pieu d'essai une charge maximale au moins égale à la somme de la charge externe de calcul plus le double de la force de frottement négatif (au cours de l'essai de chargement d'un pieu soumis à des frottements négatifs, un frottement superficiel positif se développera en effet sur la longueur totale du pieu et il convient d'en tenir compte).

S.6 Interprétation des résultats d'essai

(1) Si le diamètre du pieu d'essai diffère de celui des pieux de la fondation, il convient de tenir compte de la différence éventuelle entre le comportement de pieux de diamètres différents lors de l'évaluation de la capacité portante à retenir pour le calcul.

(2) Dans le cas d'une fondation sur pieux soumise à des frottements négatifs, on doit déduire des forces mesurées en tête de pieu la valeur mesurée ou la valeur calculée la plus défavorable de la force due au frottement positif dans la couche compressible.