

Fondations superficielles

par **Roger FRANK**

Ingénieur civil des ponts et chaussées

Docteur-ingénieur, Docteur ès sciences physiques

*Directeur du Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols
(CERMES, ENPC-LCPC)*

Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées

1. Définitions	C 246 - 2
1.1 Types de fondations superficielles.....	— 2
1.2 Capacité portante et tassement.....	— 2
2. Actions pour le calcul aux états limites	— 3
2.1 Définitions des actions.....	— 3
2.2 Combinaisons d'actions type et sollicitations de calcul.....	— 4
3. Capacité portante des fondations superficielles	— 5
3.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- ϕ »).....	— 5
3.2 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique : définitions.....	— 9
3.3 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard	— 10
3.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique.....	— 14
4. Tassement des fondations superficielles	— 15
4.1 Calcul des tassements.....	— 15
4.2 Tassements et déplacements admissibles des structures	— 22
4.3 Calculs par la méthode des éléments finis.....	— 25
5. Justifications d'une fondation superficielle	— 26
5.1 États limites concernant le sol.....	— 27
5.2 États limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation	— 28
5.3 États limites de déplacement concernant la structure portée	— 28
6. Dispositions constructives	— 28
6.1 Généralités et conditions de site.....	— 28
6.2 Dispositions constructives.....	— 29
Pour en savoir plus	Doc. C 246

I l existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde. Le mot « fondation » est pris ici, et il en sera de même dans la suite de cet article, au sens de l'élément de la construction (en béton armé, le plus généralement). Il peut, dans certaines conditions, signifier les couches de sol elles-mêmes (sur lesquelles on entend précisément « fonder » la construction).

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral (cf. chapitre spécialisé dans ce traité).

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

1. Définitions

1.1 Types de fondations superficielles

On distingue (figure 1) :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

1.2 Capacité portante et tassement

Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols ne le lui interdisent pas, évidemment). Il devra, alors, se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. **Capacité portante et tassement** sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 2 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est

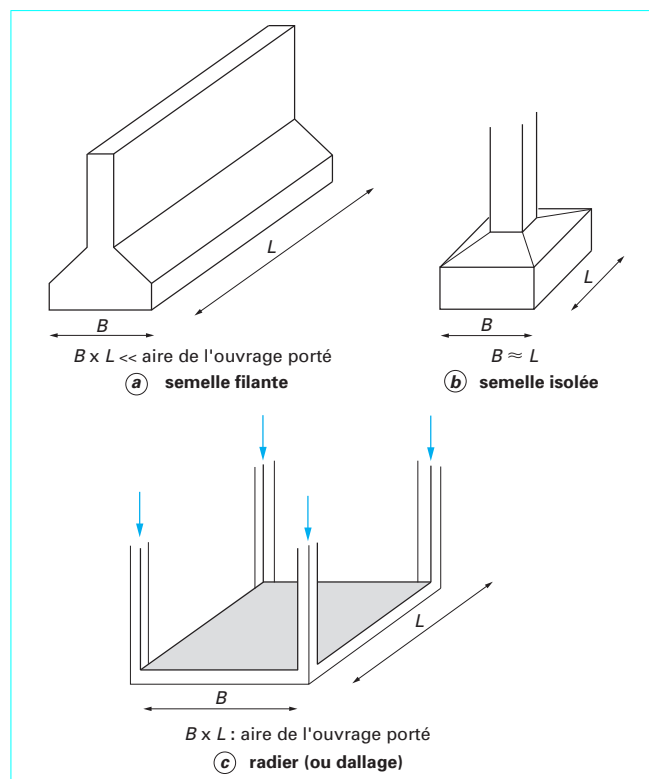


Figure 1 – Types de fondations superficielles

notée D . Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur D donnée et relevons les tassements s obtenus en fonction de la charge appliquée Q .

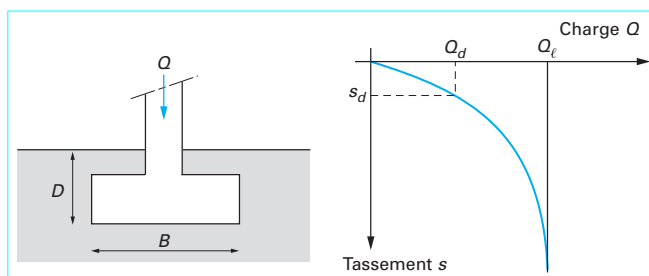


Figure 2 – Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge Q_l , il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge Q_l est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point Q_d , s_d sur la figure 2). Dans l'approche récente, dite aux « états limites », on définit en fait plusieurs charges admissibles (ou capacités portantes de calcul) Q_d , suivant la nature des actions (voir § 2).

2. Actions pour le calcul aux états limites

On distingue les **états limites de service** (ELS) et les **états limites ultimes** (ELU). Pour chacun de ces états limites, on doit, d'une part, former des combinaisons d'actions afin de déterminer la charge sur la fondation V_d et, d'autre part, déterminer la résistance du sol Q_d qui est, elle-même, fonction de l'état limite considéré (§ 5).

Selon le projet d'Eurocode 7 - partie 1 sur le Calcul géotechnique (1994), « les états limites de service sont les états au-delà desquels des critères de service précis ne sont plus satisfaits » ; ces états comprennent :

- « des déformations, des mouvements ou des déflexions qui compromettent l'aspect ou l'utilisation effective de la structure (y compris le mauvais fonctionnement des machines ou des services) ou causent des dommages aux finitions et aux éléments non structuraux ;
- des vibrations qui causent une gêne aux personnes, des dommages au bâtiment ou à son contenu, ou qui limitent son efficacité fonctionnelle ».

Les états limites ultimes sont ceux « associés à la ruine, l'instabilité ou toute forme de rupture qui peut mettre en danger la sécurité des personnes » ainsi que, conventionnellement, certains états qui les précèdent ; ces états comprennent :

- « la perte d'équilibre de la structure ou de toute partie de la structure, considérée comme un corps rigide ;

— la rupture par déformation excessive, rupture ou perte de stabilité de la structure ou de toute partie de la structure, y compris les appuis et les fondations ».

En ce qui concerne les calculs de portance (calculs en termes de charges), l'approche aux « états limites », consiste à s'assurer que :

$$V_d \leq Q_d \quad (1)$$

avec V_d charge de calcul appliquée normalement à la base de la fondation, tenant compte de coefficients pondérateurs des charges (généralement supérieurs à 1), qui sont des coefficients partiels sur les actions (voir ci-dessous),

Q_d capacité portante de calcul (ou résistance de calcul) correspondante, incluant l'effet de l'inclinaison et de l'excentrement des charges (§ 3) et tenant compte de coefficients de sécurité partiels sur la résistance du sol (§ 5).

2.1 Définitions des actions

On se contente de donner ici quelques principes généraux sans entrer dans le détail des calculs aux états limites. Les situations, les différents types de sollicitations et leurs valeurs à prendre en compte dans les calculs sont définis dans les textes normatifs ou réglementaires. Ils varient notamment suivant le type d'ouvrage considéré.

Pour les fondations superficielles des ouvrages de génie civil et des bâtiments, on distingue communément les actions suivantes (Fascicule n° 62-Titre V du CCTG, 1993).

2.1.1 Actions permanentes G

Ce sont des actions permanentes de toute nature (autres que F_w défini ci-après). Citons, par exemple :

- le poids propre de la fondation proprement dite ;
- le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison, etc.) ;
- la fraction du poids propre du bâtiment ou de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation ;
- les efforts dus au retrait, fluage, etc. ;
- les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

Notons qu'à l'état limite ultime, sous combinaisons fondamentales (§ 2.2.1.1), il y a lieu, pour chaque problème étudié, de séparer :

- les actions G défavorables notées G_{max} ;
- les actions G favorables notées G_{min} .

2.1.2 Actions dues à l'eau F_w

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations superficielles :

- la poussée d'Archimède, pour les calculs en contraintes effectives (déjaugage) ;
- l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.

2.1.3 Actions variables Q

Il s'agit essentiellement :

- des charges d'exploitation : surcharges routières, freinage, stockage temporaire, etc. ;
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige, etc.

Ces actions variables Q interviennent dans toutes les combinaisons d'actions type (§ 2.2) soit comme action variable de base Q_1 , soit comme action variable d'accompagnement Q_i ($i > 1$). On fait « tourner » les actions variables entre base et accompagnement pour déterminer la combinaison la plus défavorable.

Lorsque Q est prise comme action de base, on distingue :

- sa valeur caractéristique Q_1 , généralement donnée par les textes réglementaires ;
- sa valeur fréquente $\psi_1 Q_1$.

Lorsque Q est prise comme action d'accompagnement, on distingue :

- sa valeur de combinaison $\psi_{0i} Q_i$;
- sa valeur quasi permanente $\psi_{2i} Q_i$.

Les combinaisons d'actions type (§ 2.2) indiquent les valeurs représentatives pertinentes dans chaque cas. Lorsqu'une action variable est favorable pour un état limite donné, elle est prise à sa valeur minimale, qui est en général la valeur nulle.

2.1.4 Actions accidentelles F_A

Pour les ouvrages de génie civil, l'action accidentelle peut être un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui, un séisme, etc., pour les bâtiments, un vent extrême, une explosion, un choc, un feu, un séisme, etc.

Les actions accidentelles sont considérées avec une valeur représentative unique qui est une valeur nominale, généralement donnée dans les textes réglementaires.

2.2 Combinaisons d'actions type et sollicitations de calcul

Les fondations superficielles des ouvrages de génie civil (fascicule 62-V, 1993) et des bâtiments (DTU 13.12, 1988) doivent être justifiées pour diverses combinaisons et sollicitations de calcul, conformément aux règles du béton armé ou de l'acier en vigueur. Ainsi, le fascicule 62-V définit, pour les fondations superficielles, les combinaisons suivantes.

2.2.1 États limites ultimes

Pour les fondations superficielles, on distingue essentiellement :

- l'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;
- l'ELU de renversement ;
- l'ELU de glissement sur la base ;
- l'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation ;
- lorsque les déplacements peuvent nuire au bon comportement de la structure (tassements, par exemple), l'état limite de déplacement.

Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques. On admet de réparer.

2.2.1.1 Combinaisons fondamentales

Les combinaisons fondamentales correspondent à une probabilité d'occurrence très faible, de l'ordre de 10^{-4} ou moins sur une année, et à une durée d'application faible (inférieure à l'heure).

On considère généralement les sollicitations s de calcul suivantes :

$$1,125 s \left[1,2 G_{max} + 0,9 G_{min} + \gamma_{fw} F_w + \gamma_{f1 Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$$

avec	γ	coefficient pondérateur,
	γ_{fw}	= 1,05 pour la pression de l'eau défavorable, = 1 pour la pression de l'eau, = 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,
	$\gamma_{f1 Q1}$	= 1,33 le plus généralement (1,2 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier),
	ψ_{0i}	= 0,77 dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

2.2.1.2 Combinaisons accidentelles

Les combinaisons accidentelles correspondent à des événements très exceptionnels, dont la probabilité d'occurrence est extrêmement faible sur la durée de vie de l'ouvrage.

Les sollicitations de calcul s sont :

$$s \left[G + F_w + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right]$$

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_1 Q_1$, s'il existe, est négligeable vis-à-vis de F_A , et $\psi_{2i} Q_i = 0$.

2.2.1.3 Combinaisons vis-à-vis des états limites (ultimes) de stabilité d'ensemble

Dans le cas d'une fondation en tête de talus, on considérera, pour le grand glissement, les sollicitations de calcul s suivantes :

$$1,125 s \left[1,05 G_{max} + 0,95 G_{min} + F_w + \gamma_{f1 Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$$

(en remarquant qu'il n'y a pas lieu, en général, de considérer de forces hydrodynamiques de courant dans F_w).

Cette combinaison d'action type est celle proposée par les Recommandations Clouterre 1991.

2.2.2 États limites de service

Pour les fondations superficielles, on envisage essentiellement :

- l'état limite de service de mobilisation du sol (limitation des déplacements) ;
- l'état limite de service de décompression du sol ;
- l'état limite de service du matériau constitutif de la fondation (durabilité de la fondation) ;
- lorsque la structure portée l'exige, l'état limite de déplacement.

Il s'agit d'éviter une dégradation de l'ouvrage.

2.2.2.1 Combinaisons quasi permanentes

Les sollicitations dues aux combinaisons quasi permanentes correspondent aux sollicitations réellement subies par la structure pendant la majeure partie de sa durée de vie. Elles sont intéressantes pour étudier les déplacements à long terme de la fondation.

Les sollicitations de calcul s suivantes sont à envisager :

$$s \left[G + F_w + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_i \right]$$

avec, le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_{2i} Q_i = 0$.

2.2.2.2 Combinaisons fréquentes

Ces combinaisons sont à considérer lorsque les déplacements (tassements, par exemple) peuvent nuire au bon comportement de

la structure portée. De tels calculs des fondations *en déplacement* sont encore, à l'heure actuelle, délicats. On s'attachera à tenir compte, le plus possible, des phénomènes physiques réels d'interaction sol-fondation et à faire intervenir toutes les actions concomitantes (par exemple, charges permanentes et actions variables réglementaires).

Les sollicitations en combinaisons fréquentes s'écrivent :

$$S \left\{ G + F_w + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right\}$$

2.2.2.3 Combinaisons rares

Les sollicitations dues aux combinaisons rares correspondent aux sollicitations que les ouvrages auront à subir, quelquefois seulement au cours de leur durée de vie.

Les sollicitations de calcul S à considérer sont données par :

$$S \left[G + F_w + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i \right]$$

avec $\psi_0 = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

3. Capacité portante des fondations superficielles

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la **pression limite** p_ℓ du pressiomètre Ménard ou à partir de la **résistance de pointe** q_c du pénétromètre statique CPT.

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Penetration Test : SPT) (voir, par exemple, les recommandations du Transportation Research Board (TRB), 1991).

La méthode à partir de SPT, comme celles à partir du pressiomètre Ménard ou du CPT sont des méthodes empiriques directes (c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place). Il existe également des méthodes indirectes qui proposent d'abord de déterminer les paramètres de résistance du sol à partir des résultats de l'essai, puis, ensuite, d'appliquer la méthode « $c-\phi$ » (§ 3.1). C'est le cas, par exemple, des méthodes basées sur les résultats d'essai au dilatomètre plat Marchetti DMT.

Dans certains cas, on peut envisager de baser l'estimation de la portance d'une fondation sur un essai de chargement statique. Pour les fondations superficielles, cet essai est peu répandu, notamment parce que le problème de la méthode d'exécution ne se pose pas comme dans le cas des fondations profondes.

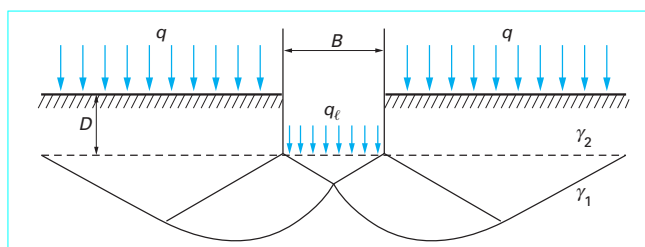


Figure 3 – Schéma de rupture d'une fondation superficielle

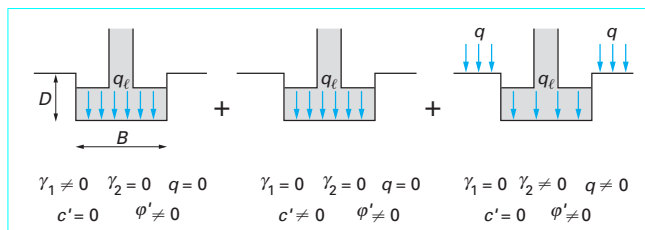


Figure 4 – Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\phi$ »)

3.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « $c-\phi$ »)

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et ϕ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement c et ϕ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire, on se reportera à l'article *Résistance au cisaillement* dans ce traité [42].

3.1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi, figures 3 et 4) :

$$q_\ell = 1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\phi) + c N_c(\phi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\phi) \quad (2)$$

avec	q_ℓ	contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
	γ_1	poids volumique du sol sous la base de la fondation,
	γ_2	poids volumique du sol latéralement à la fondation,
	q	surcharge verticale latérale à la fondation,
	c	cohésion du sol sous la base de la fondation,
	$N_\gamma(\phi)$, $N_c(\phi)$ et $N_q(\phi)$	facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants :

— le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\phi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite

(théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

— le deuxième terme ($cN_c(\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

— le troisième terme ($(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

3.1.1.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u . On prend :

$$c = c_u \text{ et } \varphi = 0$$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_\ell = c_u N_c(0) + q + \gamma_2 D \quad (3)$$

avec $N_c(0) = \pi + 2$ pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$ pour les fondations rugueuses

γ_2 est le poids volumique total du sol latéral. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w (voir § 2.1.2). En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

3.1.1.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_\ell = 1/2 \gamma_1' BN_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2' D) N_q(\varphi') \quad (4)$$

avec γ_1' et γ_2' poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

avec γ poids volumique total du sol,

γ_w poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_\ell = \frac{1}{2} (\gamma_1 - \gamma_w) BN_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + [q + (\gamma_2 - \gamma_w) D] N_q(\varphi')$$

et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_\ell = \frac{1}{2} \gamma_1 BN_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi') \tan^2(\pi/4 + \varphi'/2) \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

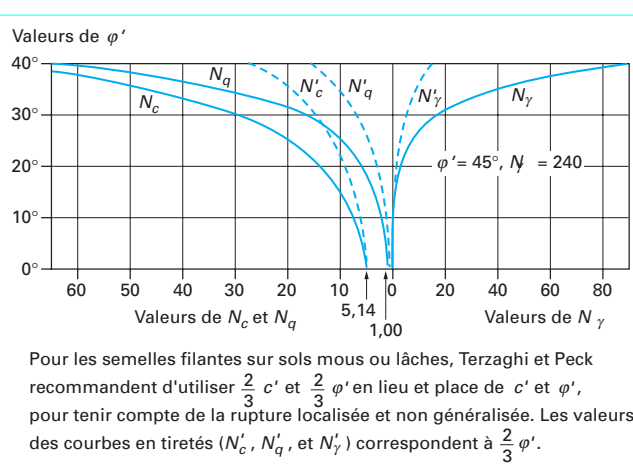


Figure 5 – Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck [38]. Les valeurs de N_γ sont dues à Meyerhof [24]

Tableau 1 – Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ (DTU 13.12, 1988)

φ'	N_c	N_γ	N_q
0°	5,14	0	1,00
5°	6,50	0,10	1,60
10°	8,40	0,50	2,50
15°	11,00	1,40	4,00
20°	14,80	3,50	6,40
25°	20,70	8,10	10,70
30°	30,00	18,10	18,40
35°	46,00	41,10	33,30
40°	75,30	100,00	64,20
45°	134,00	254,00	135,00

Ces valeurs sont données sur la figure 5 et dans le tableau 1.

Il existe diverses recommandations concernant les valeurs du facteur de portance $N_\gamma(\varphi')$, pour lequel on ne dispose pas d'une solution exacte. Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise l'expression suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

lorsque la base est rugueuse (pour un angle de frottement fondation-sol supérieur à $\varphi'/2$).

Les valeurs de N_γ retenues par le DTU 13.12 (1988) sont données dans le tableau 1 [15]. Elles sont légèrement inférieures à celles du projet d'Eurocode 7-1 (1994) (voir [10]).

3.1.2 Influence de la forme de la fondation. Charge verticale et centrée

La relation (2) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_\ell = 1/2 s_\gamma \gamma_1 BN_\gamma(\varphi) + s_c c N_c(\varphi) + s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (5)$$

Tableau 2 – Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$s_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
s_q	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

Les valeurs de Terzaghi sont données dans le tableau 2. Pour les fondations rectangulaires ou carrées, le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs.

Les propositions de l'Eurocode 7-1 (1994) sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne s_c et s_q (tableau 3).

Quoi qu'il en soit, lorsque l'on passe d'une fondation carrée (ou circulaire) ($B/L = 1$) à une fondation rectangulaire ($B/L < 1$), on remarque que les différentes propositions reviennent à :

- accroître le terme de surface (ou de pesanteur), pour les conditions drainées ;
- laisser égal ou diminuer le terme de surcharge (ou de profondeur) ;
- diminuer le terme de cohésion.

3.1.3 Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge

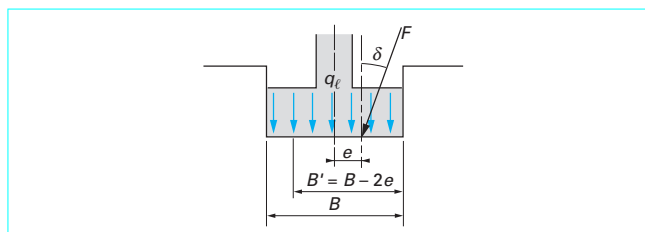
3.1.3.1 Influence de l'inclinaison

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_\ell = 1/2 \ i_\gamma \ s_\gamma \ \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_c \ s_c \ c N_c(\varphi) + i_q \ s_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (6)$$

avec i_γ , i_c et i_q coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (figure 6), d'angle δ par rapport à la verticale, le

**Figure 6 – Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B**

DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q dues à Meyerhof [25] :

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi')^2 \quad (7)$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2 \quad (8)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof [23] a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (figure 7). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du tableau 4.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentrement de la charge dans les deux directions (voir au § 3.1.3.2) :

- en conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0,5 \ (1 + \sqrt{1 - H/A'c_u})$$

- en conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

- en conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (1 - 0,7 H/(V + A'c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H/(V + A'c' \cot \varphi'))^3$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

Tableau 3 – Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Tableau 4 – Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (d'après Meyerhof, [23])

Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{\gamma q}(\delta)/N_{\gamma q}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta)/N_{\gamma q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2	0 pour $\delta = \varphi$			
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15	0,05	0

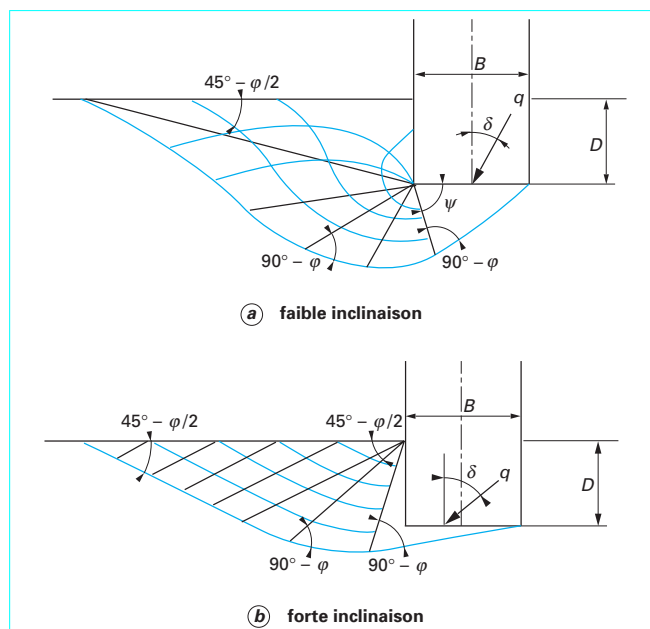


Figure 7 – Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [23]

3.1.3.2 Influence de l'excentrement de la charge

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective (figures 6 et 8) :

$$B' = B - 2e$$

ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge.

Dans le cas d'un excentrement e' parallèle à la dimension L , on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e'$$

La capacité portante totale Q_ℓ est alors obtenue par :

$$Q_\ell = q_\ell B' L' \quad \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_\ell = q_\ell \pi B' B / 4 \quad \text{pour une fondation circulaire}$$

avec q_ℓ contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,
 B' largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,
 L' longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

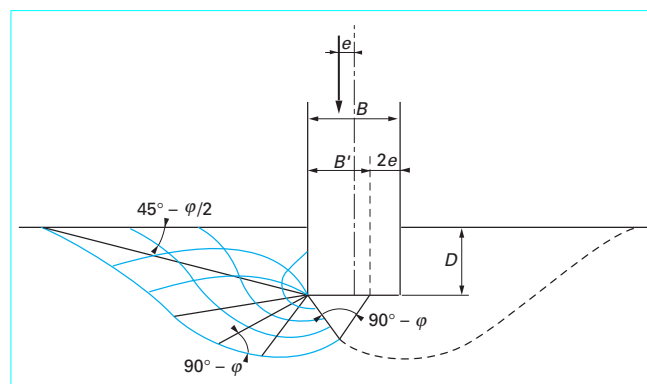


Figure 8 – Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [23]

3.1.4 Fondations sur sols hétérogènes

Les valeurs des facteurs $N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ mentionnées ci-dessus ne sont rigoureusement applicables que si la couche de fondation est homogène (elle peut être caractérisée par une valeur de la cohésion ou de l'angle de frottement interne unique) et si elle a une épaisseur suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse entièrement s'y développer. Dans le cas de couches de sols hétérogènes ou ayant une épaisseur limitée, on dispose de solutions, du moins pour certains cas de figure. Certaines de ces solutions sont données par Giroud et al. [15] sous forme de tables d'un usage aisé. Citons les cas suivants (pour des fondations filantes) :

— couche d'épaisseur finie de sol homogène (solutions de Mandel et Salençon, [18] [19]) ;

— sol composé de deux couches homogènes ou dont la cohésion croît avec la profondeur (dont les solutions de Button, [9]).

Citons également les solutions de Matar et Salençon [20] pour le cas d'une couche d'épaisseur limitée dont la cohésion croît avec la profondeur.

On pourra s'assurer de la portance d'une couche molle sous-jacente (située au-dessous de la couche porteuse), en appliquant la méthode dite de la « semelle fictive » (figure 9). Cette méthode consiste à vérifier la portance d'une fondation posée sur le toit de la couche molle et ayant pour largeur celle qui est obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30°. Si la couche porteuse a une épaisseur H , la largeur de la semelle fictive est alors $B + H$ dans le cas de la diffusion à 1 pour 2.

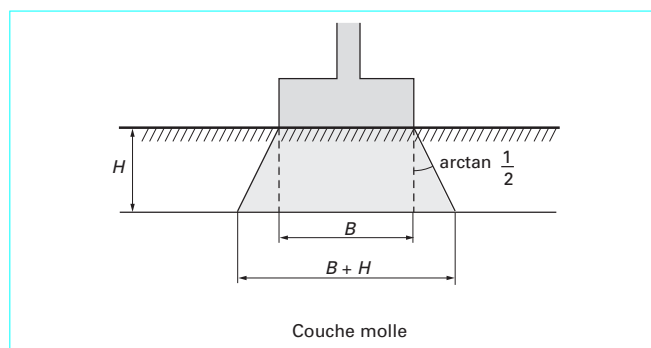


Figure 9 – Méthode de la semelle fictive

3.1.5 Fondations sur pente ou à proximité de la crête d'un talus

Dans ces cas de figure, il existe également un certain nombre de solutions obtenues dans le cadre de la méthode « $c-\varphi$ ». On pourra se servir des travaux de Meyerhof [26] ou de Giroud et al. [15], par exemple.

En ce qui concerne les fondations à proximité de la crête d'un talus, on donne ci-dessous (§ 3.3.3) la solution préconisée par le fascicule 62, titre V (1993), dans le cadre de la méthode pressiométrique. Elle peut être également utilisée pour la méthode « $c-\varphi$ », moyennant certains aménagements.

3.2 Méthodes pressiométrique et pénétrométrique : définitions

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale (voir, par exemple, [2] pour les règles pressiométriques et [3] pour les règles pénétrométriques).

En ce qui concerne les essais pressiométriques et pénétrométriques eux-mêmes, on se reportera à l'article spécialisé dans ce traité [44]. La méthode pour conduire et interpréter ces essais est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard, et NF P 94-113 pour l'essai de pénétration statique.

3.2.1 Hauteur d'encastrement équivalente D_e

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (figure 10) :

— soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$p_{\ell}^* = p_{\ell} - p_0$$

avec p_{ℓ} pression limite mesurée,
 p_0 contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

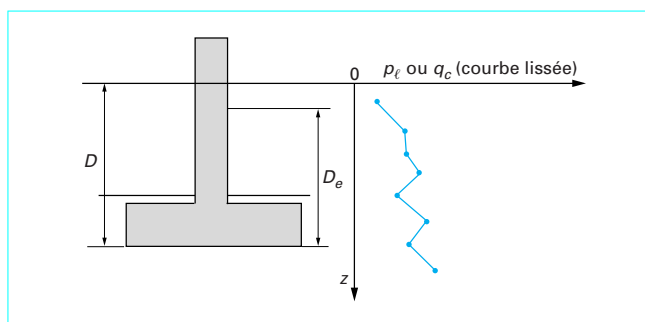


Figure 10 – Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

— soit, dans le cas du **pénétromètre statique**, la résistance de pointe (ou résistance de cône) q_c ,

la **hauteur d'encastrement équivalente** D_e est définie par :

— cas du **pressiomètre** :

$$D_e = \frac{1}{p_{\ell e}^*} \int_0^D p_{\ell}^*(z) dz$$

— cas du **pénétromètre statique** :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

$p_{\ell e}^*$ et q_{ce} étant respectivement la pression limite nette et la résistance de pointe *équivalentes* définies ci-après.

3.2.2 Pression limite nette équivalente $p_{\ell e}^*$ au pressiomètre Ménard

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_{ℓ} sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la **pression limite nette** $p_{\ell}^* = p_{\ell} - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente $p_{\ell e}^*$ la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la figure 11 :

$$p_{\ell e}^* = p_{\ell}^*(D + 2/3 B)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour $p_{\ell e}^*$ la moyenne géométrique :

$$p_{\ell e}^* = \sqrt[n]{p_{\ell 1}^* p_{\ell 2}^* \dots p_{\ell n}^*}$$

$p_{\ell 1}^*, p_{\ell 2}^*, \dots$ et $p_{\ell n}^*$ étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

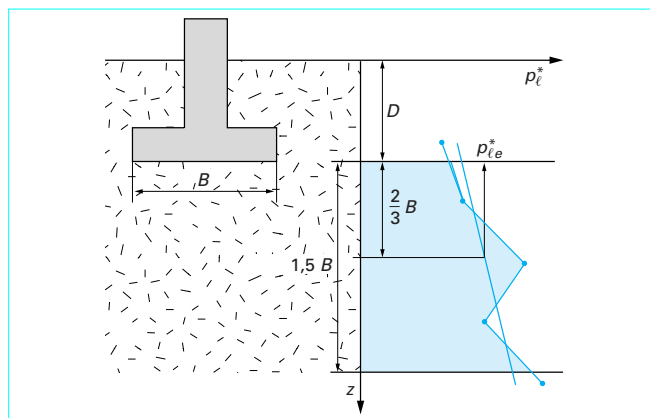


Figure 11 – Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (fascicule 62-V, 1993)

3.2.3 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT)

C'est une résistance de pointe *moyenne* autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (figure 12) :

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

avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$:

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

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$,
 $a = 0,5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$,
 $b = \min\{a, h\}$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

3.2.4 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation Q_t augmente avec la profondeur D , jusqu'à une profondeur dite *profondeur critique* D_c au-delà de laquelle elle reste constante (figure 13). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_e/B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993).

$D_e/B < 1,5$: il s'agit de **fondations superficielles** : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.

$D_e/B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation (cf. article spécialisé dans ce traité [46]).

$1,5 < D_e/B < 5$: il s'agit de **fondations semi-profondes ou sous-critiques**. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

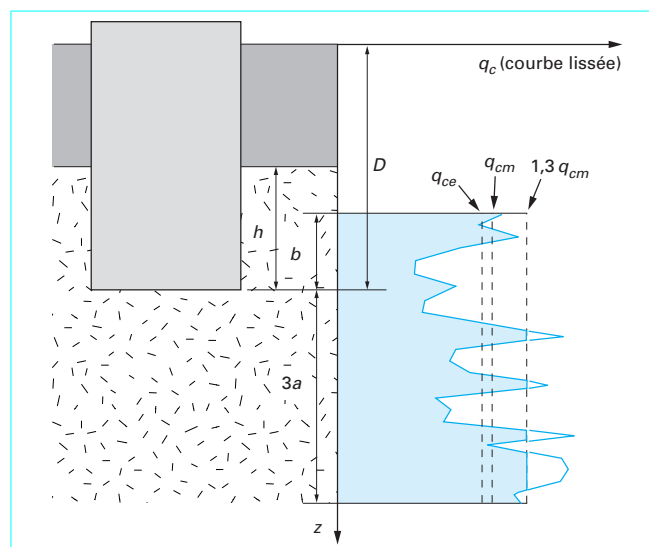


Figure 12 – Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)

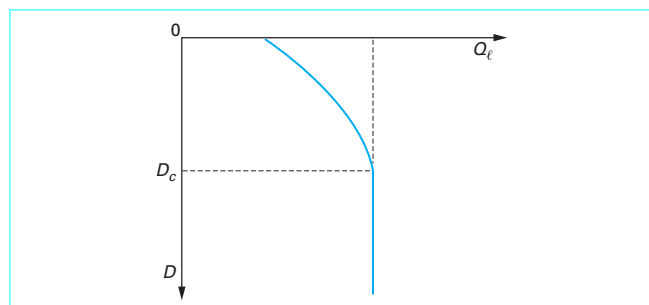


Figure 13 – Variation de la capacité portante Q_t en fonction de la profondeur D dans un sol homogène

Dans les méthodes de calcul énoncées ci-après, pour le pressiomètre Ménard et pour le pénétromètre statique (CPT), le facteur de portance pour les fondations superficielles et semi-profondes préconisé par le fascicule 62-V (1993) croît ainsi linéairement avec la hauteur d'encastrement D_e , jusqu'à une valeur de palier atteinte pour $D_e/B = 2,5$.

3.3 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

3.3.1 Classification des sols

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard et du pénétromètre statique, on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles ;
- limons ;
- sables ;
- graves ;

**Tableau 5 – Définition des catégories conventionnelles des sols
(fascicule 62-V, 1993)**

Classe de sol		Pressiomètre p_ℓ (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous.....	< 0,7	< 3,0
	B – Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A – Lâches	< 0,5	< 5
	B – Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C – Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A – Molles.....	< 0,7	< 5
	B – Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C – Compacts	> 3,0	
Marnes, marno-calcaires	A – Tendres	1,5 à 4,0	
	B – Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A – Altérées	2,5 à 4,0	
	B – Fragmentées	> 4,5	

(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.

- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;
- roches altérées ou fragmentées.

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification LCPC et à l'article *Description, identification et classification des sols* dans ce traité [40].

La craie est une formation sédimentaire, blanc-jaunâtre, poreuse et légère, constituée à 90 % de carbonate de calcium. Elle présente différents aspects allant de la pâte à la roche et peut comporter un pourcentage plus ou moins important de silex.

La marne comporte de 30 à 70 % de CaCO_3 , les marno-calcaires (ou calcaires marneux) de 70 à 90 %.

Pour les nombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sables limoneux) ainsi que pour les sols à structure complexe n'entrant pas dans les catégories ci-avant, on essaiera, au vu des essais d'identification, de les placer entre deux des catégories précédentes et l'on procédera par interpolation des paramètres de calcul.

L'appellation *roches altérées* ou *fragmentées* peut recouvrir des matériaux fort divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altération. On pourra, d'un point de vue pratique, réserver cette appellation aux matériaux à caractère rocheux dominant, pour lesquels il y a refus au pénétromètre statique et dont les modules pressiométriques sont supérieurs à 50 MPa. Pour les roches altérées plus meubles, on essaiera de les rattacher aux autres classes : argiles, marnes, sables, etc.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V (1993), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 5, en fonction de la pression limite p_ℓ mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

En ce qui concerne les roches altérées, en plus des indications données ci-après concernant leur portance à partir du pressiomètre

Ménard, il y a lieu d'appliquer pleinement toutes les règles propres à la mécanique des roches pour la justification des fondations.

3.3.2 Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_\ell = q_0 + k_p p_{\ell e}^* \quad (9)$$

- avec
- q_ℓ : contrainte de rupture,
 - q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),
 - $p_{\ell e}^*$: pression limite nette équivalente (§ 3.2.2),
 - k_p : facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w (voir § 2.1.2) ; en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 6 et représentées sous forme graphique par les figures 14 et 15. On peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

- il dépend du type de sol (cf. tableau 5, pour la définition des catégories conventionnelles) ;

- il dépend de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L (pour une semelle circulaire ou carrée : $B/L = 1$ et pour une semelle filante : $B/L = 0$). On remarque que, sauf pour les semelles posées en surface ($D_e/B = 0$), la portance unitaire d'une fondation carrée ou circulaire est supérieure à celle d'une semelle filante ;

Tableau 6 – Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de k_p	$k_{p \max}$ (semelle carrée)	$k_{p \max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

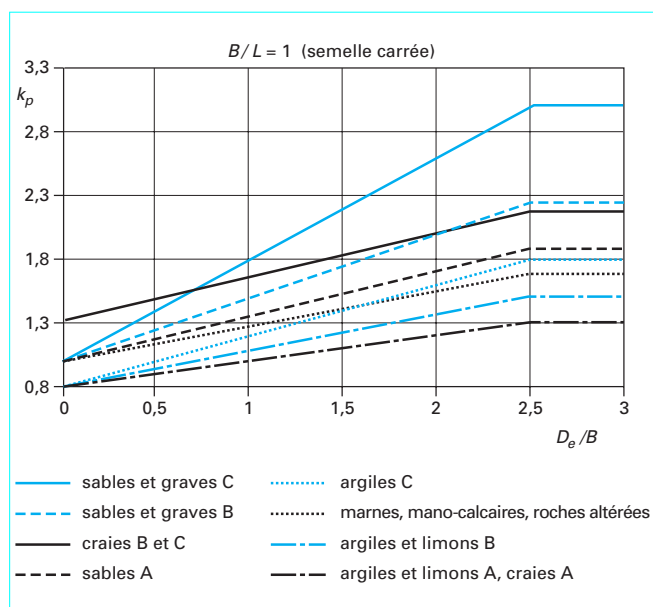


Figure 14 – Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires

— il croît linéairement avec l'encastrement relatif de la fondation D_e/B , où D_e est la hauteur d'encastrement équivalente (§ 3.2.1) et B le diamètre ou la largeur de la fondation ; pour les fondations semi-profondes, il y a lieu de limiter sa valeur à $k_{p \max}$ qui est la valeur obtenue pour $D_e/B = 2,5$ et qui est donnée dans les deux colonnes de droite du tableau (la valeur de $k_{p \max}$ pour $0 < B/L < 1$ est obtenue par interpolation linéaire entre la valeur pour la semelle carrée ou circulaire $B/L = 0$ et la valeur pour $B/L = 1$).

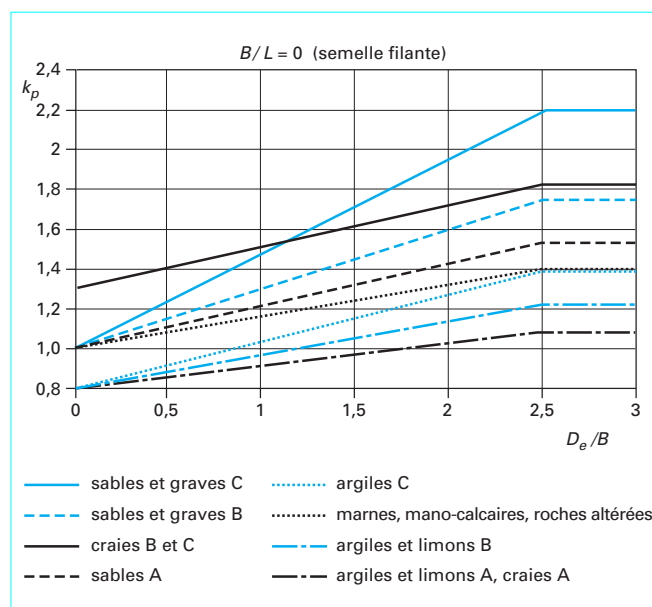


Figure 15 – Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes

Il faut noter que la méthode pressiométrique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour la méthode à partir des essais de laboratoire qui s'appuie sur des caractéristiques du comportement élémentaire ou intrinsèque des sols (voir § 3.1). L'approche pressiométrique est de type empirique ou directe, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesu-

rée (la pression limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état où il sera sous l'ouvrage.

3.3.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

La relation (9) est remplacée par la relation suivante :

$$q_{\ell} = q_0 + i_{\delta\beta} k_p p_{\ell e}^* \quad (10)$$

Le fascicule 62-V (1993), propose les coefficients minorateurs $i_{\delta\beta}$ suivants.

■ Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale (voir figure 6), on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta) \quad (11)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta) \quad (12)$$

Les catégories de sol sont définies dans le tableau 5 et les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur la figure 16. On peut noter que, pour les sols cohérents, la fonction $\Phi_1(\delta)$ est la même que pour i_c dans la méthode « c-φ » [§ 3.1.3.1, relation (8)]. Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif D_e/B . Pour les grands encastresments, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sols cohérents.

■ Charge verticale centrée à proximité d'un talus

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal. Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (figure 17), on applique :

$$i_{\delta\beta} = \psi(\beta, d/B) \quad (13)$$

Les valeurs de la fonction $\psi(\beta, d/B)$, pour un encastrement nul sont représentées sur la figure 18 [11]. β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et d est la distance au talus de la base de la fondation (figure 17).

Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle β' qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée. β' est représenté graphiquement sur la figure 19. Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement D_e/B , la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent (figure 16) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta') \quad (14)$$

■ D_e/B est la profondeur de l'arête de la fondation la plus proche du talus. Cette procédure revient en quelque sorte, en l'absence d'autres informations, à supposer que l'influence de l'encastrement sur la réduction de portance due à la proximité du talus est sensiblement la même que celle de l'encastrement sur la réduction due à l'inclinaison de la charge.

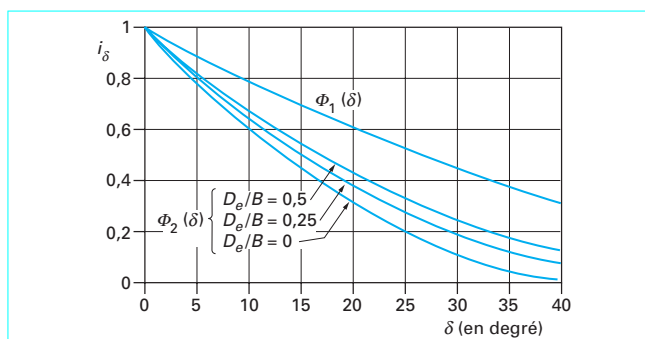


Figure 16 – Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

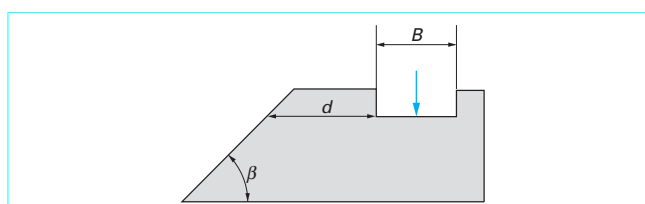


Figure 17 – Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V, 1993)

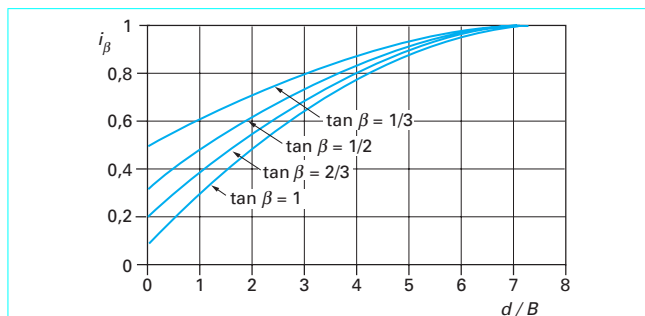


Figure 18 – Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993) d'après [11]

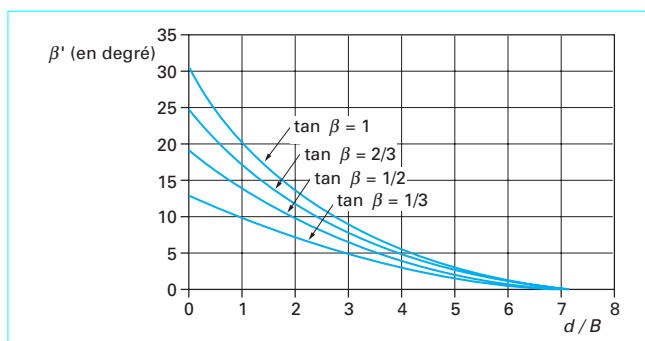


Figure 19 – Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus (fascicule 62-V, 1993)

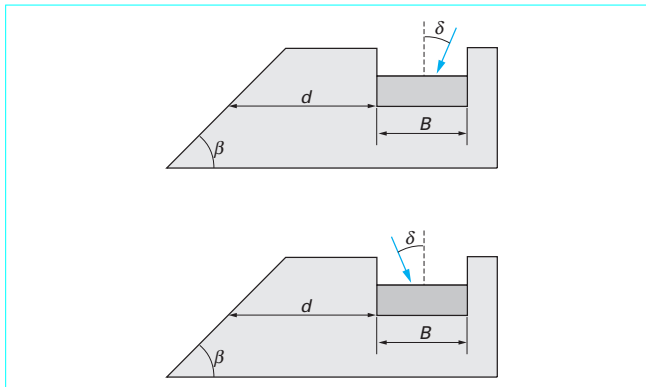


Figure 20 – Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus (fascicule 62-V, 1993)

■ Charge centrée inclinée à proximité d'un talus

Dans le cas où l'inclinaison est dans le plan de plus grande pente (figure 20), on peut utiliser la méthode suivante [4] :

- si l'inclinaison est dirigée vers le talus :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta') \quad (15)$$

- si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus :

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \Phi_1(\delta) \text{ ou } \Phi_2(\delta) ; \Phi_2(|\beta' - \delta|) \} \quad (16)$$

où Φ est la réduction pour une charge inclinée (figure 16). En d'autres termes, les angles d'inclinaison de la charge et de la pente du talus sont additionnés ou soustraits, selon que les effets vont dans le même sens ou non, mais l'on ne peut avoir un facteur réducteur supérieur à ce qu'il serait pour un sol horizontal.

3.3.4 Influence de l'excentrement

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V, par l'intermédiaire de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol (§ 5).

La contrainte $q_{réf}$ est la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (figure 21) :

$$q_{réf} = \frac{3 q_{max} + q_{min}}{4}$$

q_{max} et q_{min} sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force Q et le moment Qe par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof (§ 3.1.3.2), qui prend en compte une largeur réduite $B - 2e$, où e est l'excentrement des charges Q , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte $q_{réf}$ est alors la contrainte uniforme (figure 21) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{B - 2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée $q_{réf}$ est alors (figure 22) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')}$$

On remarquera que les schémas des figures 21 et 22 supposent que les diagrammes de contraintes sont plans ou uniformes, ce qui n'est pas vérifié dans le cas de semelles et radiers rigides. Il s'agit, cependant, d'une hypothèse commode et souvent utilisée dans la pratique.

3.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique

Le fascicule 62, titre V (1993) propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard :

$$q_r = q_0 + k_c q_{ce}$$

avec	q ,	contrainte de rupture,
	q_0	contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),
	q_{ce}	résistance de pointe équivalente (§ 3.2.3),
	k_c	facteur de portance pénétrométrique

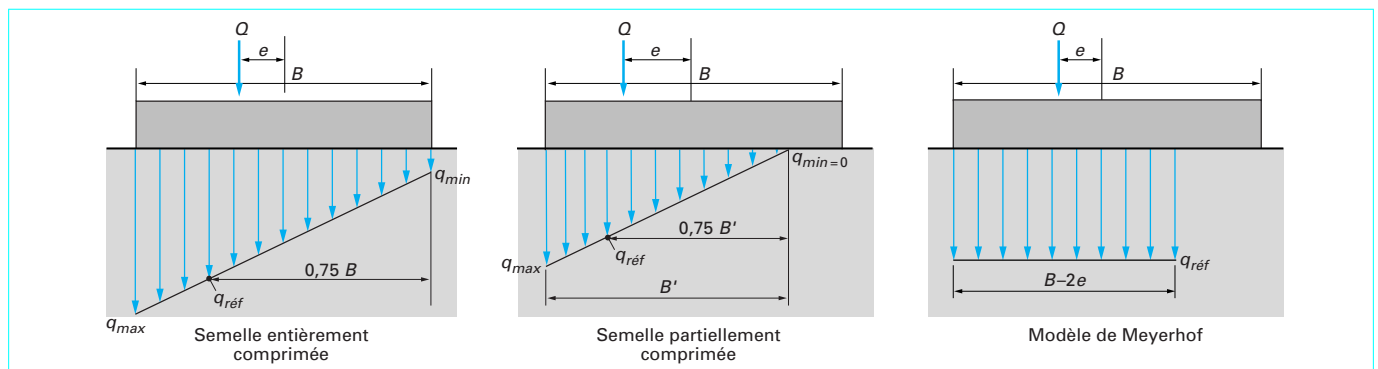
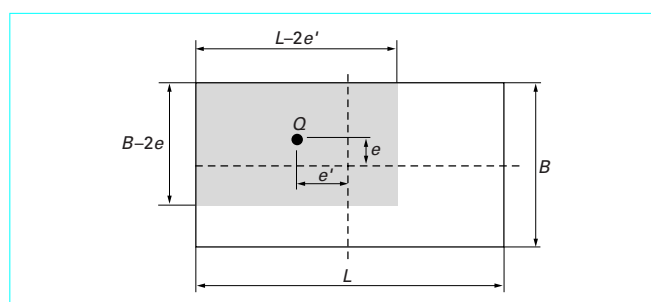


Figure 21 – Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e (fascicule 62-V, 1993)

Tableau 7 – Facteur de portance pénétrométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de k_c	$k_{c \max}$ (semelle carrée)	$k_{c \max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A et B, craies A.....	$0,32 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,60	0,49
Sables A	$0,14 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,26	0,21
Sables et graves B.....	$0,11 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,25	0,19
Sables et graves C.....	$0,08 \left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,24	0,18
Craies B	$0,17 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,29	0,24

**Figure 22 – Surface réduite dans le cas d'un excentrement dans les deux directions (modèle de Meyerhof) (fascicule 62-V, 1993)**

La méthode pénétrométrique donnée ici correspond à un calcul en contraintes totales. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w (voir § 2.1.2). En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_c sont données par le tableau 7, les types de sol étant définis dans le tableau 5 (§ 3.3.1). On peut faire les mêmes remarques concernant ce facteur de portance que pour le facteur de portance pressiométrique (§ 3.3.2).

En ce qui concerne l'influence de l'inclinaison de la charge, l'influence de la proximité d'un talus et l'influence de l'excentrement, leur prise en compte est identique à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard (§ 3.3.3 et § 3.3.4).

4. Tassement des fondations superficielles

4.1 Calcul des tassements

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

— les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;

— les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

En ce qui concerne les essais en place, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats. L'approche indirecte consiste, dans le cas du tassement des fondations, à déterminer, dans un premier temps, le module d'élasticité du sol à partir d'une corrélation avec le résultat de l'essai en place et à appliquer, ensuite, la théorie élastique habituelle (unidimensionnelle ou non). L'approche directe relie, elle, directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place.

Sur un autre plan, il faut distinguer les essais qui permettent la mesure d'un module de déformation du sol : essais œdométrique, pressiométrique et dilatométrique, de ceux qui ne le permettent pas : SPT et CPT (voir article spécialisé dans ce traité *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place* [44]).

Enfin, il faut signaler que la plupart des méthodes ont été établies pour des charges de travail classiques, c'est-à-dire pour des charges de rupture affectées d'un coefficient de sécurité de 2,5 ou 3, au minimum. Leur utilisation avec des coefficients de sécurité réduits, notamment pour certains calculs dans la nouvelle approche aux états limites, requiert donc une certaine prudence.

Après certains rappels utiles concernant les solutions basées sur la théorie de l'élasticité, on donne ci-dessous les méthodes de calcul du tassement les plus utilisées à partir de l'essai œdométrique, de l'essai au pressiomètre Ménard, de l'essai de pénétration statique CPT et du SPT. On évoque aussi (§ 4.3) le calcul des tassements par la méthode des éléments finis qui est une des grandes voies pour résoudre les problèmes complexes de déformations et de déplacements dans la géotechnique contemporaine.

4.1.1 Solutions en élasticité

Il est largement fait appel à la théorie de l'élasticité pour résoudre les problèmes de tassement en mécanique des sols.

D'innombrables solutions élastiques sont disponibles pour le calcul des fondations superficielles : les tables de Giroud [14] et de Poulos et Davis [30] sont devenues des classiques en la matière.

Tableau 8 – Valeurs du coefficient C_f (d'après [14])

L/B	Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide	0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,40	1,49

Cette théorie est utilisée de plusieurs manières :

— soit pour obtenir directement le tassement (par exemple, le tassement immédiat non drainé, § 4.1.2) ;

— soit pour obtenir la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur dont on a besoin dans certaines méthodes (par exemple, pour le tassement de consolidation, § 4.1.2) ;

— soit pour être intégrée, sous une forme plus ou moins simplifiée, dans une méthode directe à partir des résultats d'essais en place (par exemple, méthodes au pressiomètre § 4.1.3 et au pénétromètre statique CPT § 4.1.4).

4.1.1.1 Calcul direct du tassement

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} B C_f$$

avec s tassement,
 q contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),
 E et ν module d'Young et coefficient de Poisson du massif de sol,
 B largeur ou diamètre de la fondation,
 C_f coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

Le tableau 8 donne quelques valeurs de C_f pour les cas usuels tirées des tables de Giroud [14].

4.1.1.2 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$, par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte q appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi-infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

— contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée (figure 23) ;

— contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (figure 24) ;

— contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (figure 25). On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte q à 1 pour 2 avec la profondeur (voir la semelle fictive, § 3.1.4). À la

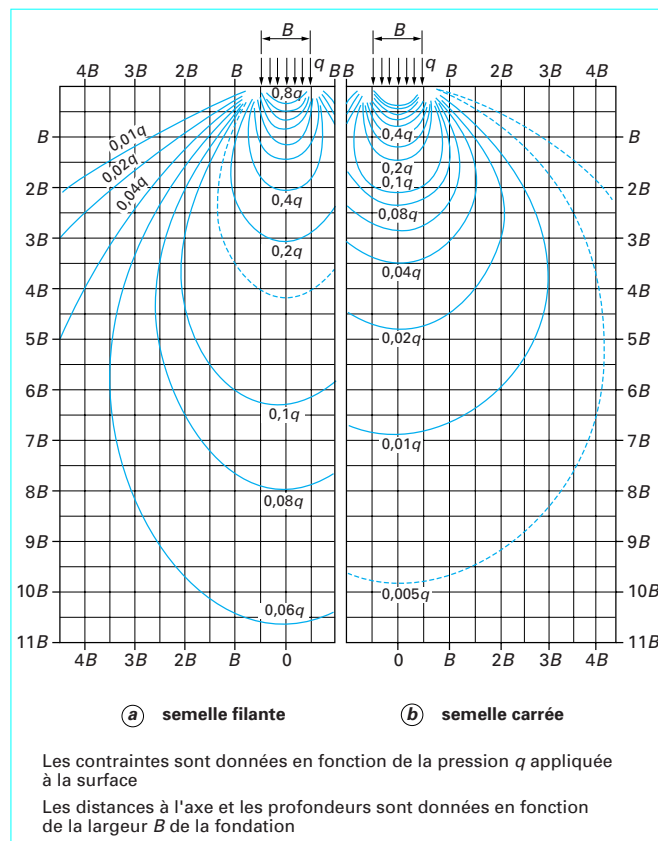


Figure 23 – Courbes d'égalité de contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini (d'après [37])

profondeur z , l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma_z$ sous une semelle rectangulaire $L \times B$ est alors (figure 26) :

$$\Delta\sigma_z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)}$$

4.1.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

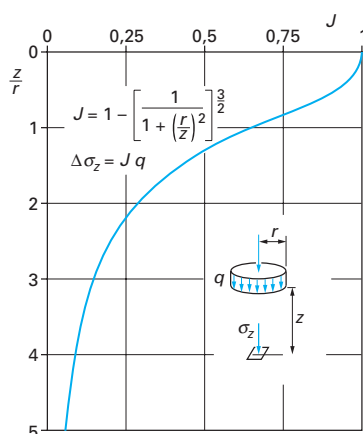


Figure 24 – Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q)

Valeurs de I_σ

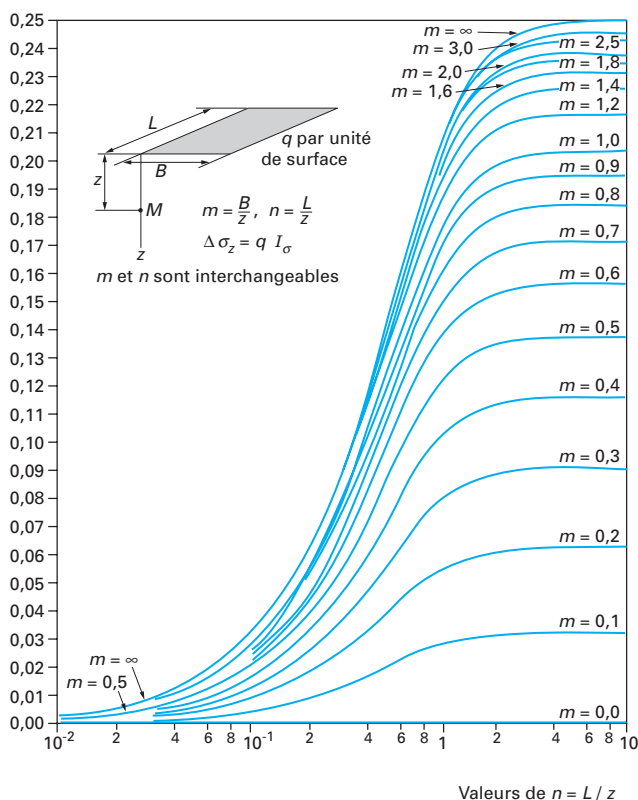


Figure 25 – Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q)

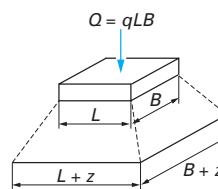


Figure 26 – Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au sein d'un massif

— soit des modules sécants, appelés modules « œdométriques » $E_{œd}$, rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité m_v , rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire $m_v = 1/E_{œd}$) ;

— soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_s), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé).

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, $s_{œd}$. Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression C_c , $s_{œd}$ est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène (voir l'article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* dans ce traité [41]) :

$$s_{œd} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

avec H épaisseur de la couche de sol compressible,
 e_0 son indice des vides initial (avant consolidation),
 σ'_{v0} contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,
 $\Delta\sigma_z$ accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,
 σ'_p pression de préconsolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le calcul est le suivant :

$$s_{œd} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$.

C_s , l'indice de gonflement, est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé.

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé, pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire s_α . On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total s_t :

$$s_t = s_i + s_c + s_\alpha$$

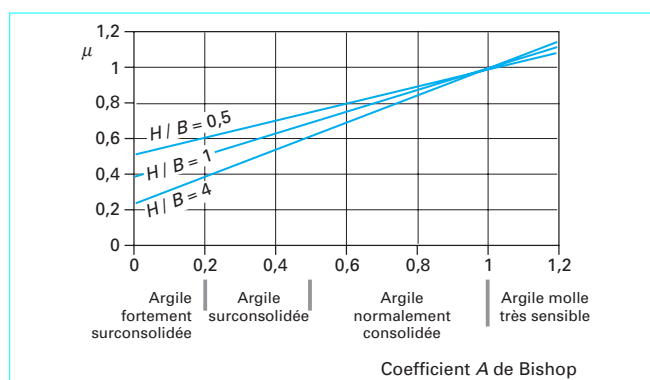


Figure 27 – Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales

où s_i , s_c , et s_α , sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

Le tassement immédiat s_i est traditionnellement calculé par la théorie élastique linéaire (voir § 4.1.1.1), en utilisant le module d'Young non drainé du sol avec un coefficient de Poisson égal à 0,5.

La correction pour tenir compte des déformations latérales a été introduite par Skempton et Bjerrum [35] sous forme d'un facteur μ , fonction du coefficient de pression interstitielle A et de la géométrie du problème :

$$s_c = \mu s_{\alpha d}$$

Le coefficient A est mesuré lors d'essais triaxiaux. Cette correction est donnée sur la figure 27. Notons qu'elle n'est pas d'un usage facile, car le paramètre A n'est pas constant ; il varie au cours du chargement à l'essai triaxial.

Dans la pratique courante, le tassement secondaire s_α est souvent négligé pour les fondations superficielles. Il faut, cependant, s'en préoccuper dans certains cas (fondation de grandes dimensions, structure portée très sensible aux tassements, etc.).

Les conclusions de Burland et al. [6] concernant tant les tassements totaux que les tassements immédiats des sols élastiques et des sols mous « plastiques » aboutissent aux règles pratiques suivantes, qui sont suffisantes pour la plupart des cas courants (voir aussi [29]) :

— **argiles raides surconsolidées :**

$$\begin{aligned} s_i &= 0,5 \text{ à } 0,6 s_{\alpha d} \\ s_c &= 0,5 \text{ à } 0,4 s_{\alpha d} \\ s_t &= s_{\alpha d} \end{aligned}$$

— **argiles molles normalement consolidées :**

$$\begin{aligned} s_i &= 0,1 s_{\alpha d} \\ s_c &= s_{\alpha d} \\ s_t &= 1,1 s_{\alpha d} \end{aligned}$$

Le tassement immédiat s_i peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut.

4.1.3 Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62, titre V (1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau [21].

Le module pressiométrique E_M est un module déviatorique, particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte déviatorique est prépondérant, à savoir les fondations « étroites », telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art (contrairement aux fondations de grandes dimensions au regard de la couche compressible, tels les remblais et les radiers).

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastree d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donné par les relations :

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d \quad (17)$$

$$\text{où } s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / 9 E_c \quad \text{le tassement volumique} \quad (18)$$

$$\text{et } s_d = 2 (q - \sigma_v) B_0 (\lambda_d B / B_0)^{\alpha} / 9 E_d \quad \text{le tassement déviatorique} \quad (19)$$

avec q contrainte verticale appliquée par la fondation,
 σ_v contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,
 λ_c et λ_d coefficients de forme, donnés dans le tableau 9,
 α coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau 10,
 B largeur (ou diamètre) de la fondation,
 B_0 une dimension de référence égale à 0,60 m,
 E_c et E_d modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

Tableau 9 – Coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 10 – Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α		
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$ (figure 28).

Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante :

E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

E_d est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9,16}}$$

où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $i \frac{B}{2}$ à la profondeur $j \frac{B}{2}$. On a ainsi, par exemple :

$$\frac{3,0}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs de $\frac{9B}{2}$ à $8B$ ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule E_d de la manière suivante :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}}$$

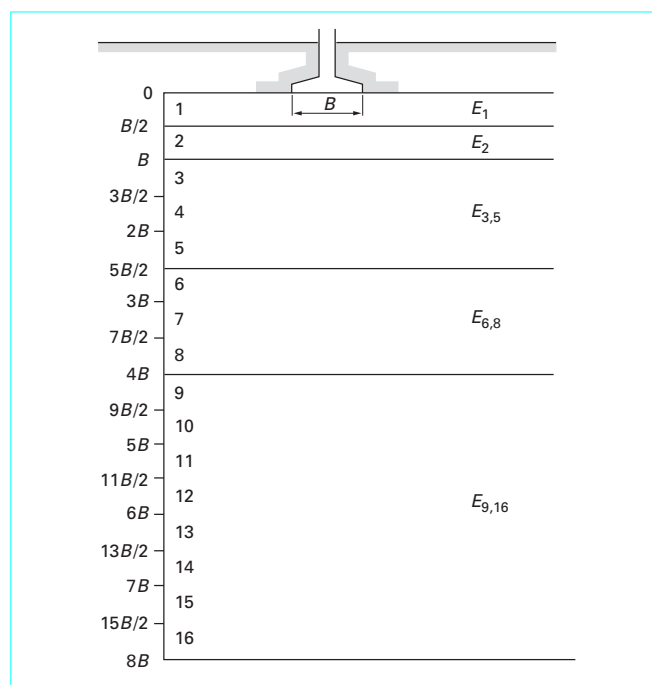


Figure 28 – Modules pressiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation

Il en est de même si les valeurs de $3B$ à $8B$ ne sont pas connues :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

Dans le cas d'une couche de sol molle intercalaire (figure 29), le calcul du **tassement total** s_t est effectué en ajoutant au tassement d'ensemble s , calculé comme précédemment, le tassement s_m correspondant à la couche molle (FOND 72, 1972) :

$$s_t = s + s_m$$

avec

$$s_t = s_c (E_c) + s_d (E_{d'})$$

et

$$s_m = \alpha_m \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_{d'}} \right) \Delta q_m H$$

avec $E_{d'}$

module pressiométrique dans le domaine déviatorique calculé sans tenir compte des valeurs correspondant à la couche molle (on substitue au module E_m un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches),

E_m

module pressiométrique moyen de la couche molle,

α_m

coefficient rhéologique de la couche molle (tableau 10),

Δq_m

valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle (surcharge due à la fondation). On se reportera au paragraphe 4.1.1.2 pour l'évaluation de la contrainte transmise sur la couche molle.

Baguelin et al. [4] ont donné une justification théorique détaillée de la méthode pressiométrique [relations (18) et (19)], en même temps qu'ils synthétisaient les observations, souvent après de nombreuses années, accumulées sur des ouvrages réels (ponts, châteaux d'eau et remblais d'autoroutes) principalement par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Les prévisions sont dans la plupart des cas à $\pm 50\%$ des tassements réels de longue durée et souvent à $\pm 30\%$. Bien que les résultats des essais de chargement de semelles sur sols en place, en sites expérimentaux, menés plus récemment par les laboratoires des Ponts et Chaussées [1], indiquent que la méthode de calcul pressiométrique sous-estime souvent les tassements mesurés, elle est tout à fait satisfaisante pour estimer les tassements différés à long terme, qui sont les seuls tassements préjudiciables à la bonne tenue de la plupart des ouvrages [12].

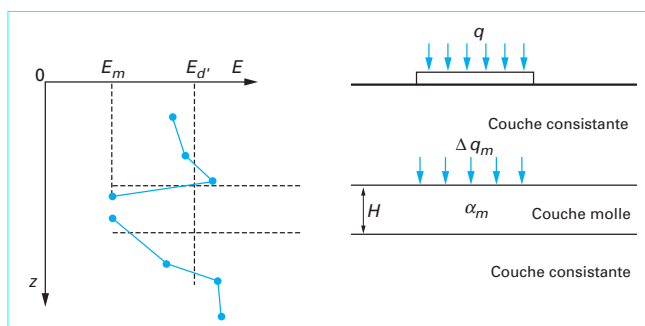


Figure 29 – Calcul du tassement par la méthode pressiométrique dans le cas d'une couche molle intercalaire (FOND 72, 1972)

4.1.4 Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique

L'essai de pénétration statique (*Cone Penetration Test* : CPT) présente l'inconvénient de ne fournir qu'une caractéristique de rupture du sol, à savoir la résistance de pointe ou de cône q_c .

Il existe de nombreuses corrélations entre module de déformation et résistance de pointe q_c . La méthode de prévision des tassements de Sanglerat [32] est basée sur la relation suivante, qui donne la valeur du module d'élasticité œdométrique en fonction de la résistance de pointe et d'un coefficient α qui dépend du type de sol et de la teneur en eau pour les tourbes et les argiles très organiques :

$$E_{\text{œd}} = \alpha q_c$$

Le tableau 11 donne les valeurs de α recommandées par Sanglerat [32]. Il permet une première estimation du tassement.

Tableau 11 – Valeurs de α pour divers types de sols (d'après [32])

Type de sol	q_c (MPa)	α
Argile peu plastique	< 0,7 0,7 à 2 > 2	3 à 8 2 à 5 1 à 2,5
Limon peu plastique	< 2 > 2	3 à 6 1 à 2
Argile très plastique	< 2	2 à 6
Limon très plastique	> 2	1 à 2
Limon très organique	< 1,2	2 à 8
Tourbe et argile très organiques (w est la teneur en eau)	< 0,7	50 % < w < 100 % 1,5 < α < 4 100 % < w < 200 % 1 < α < 1,5 w > 300 % α < 0,4
Craie	2 à 3 > 3	2 à 4 1,5 à 3
Sable	< 5 > 10	2 1,5

En ce qui concerne les sables, l'abaque de la figure 30 permet également de faire une première estimation rapide du tassement, lorsque l'on dispose de résultats d'essais CPT ou de résultats d'essais SPT (§ 4.1.5).

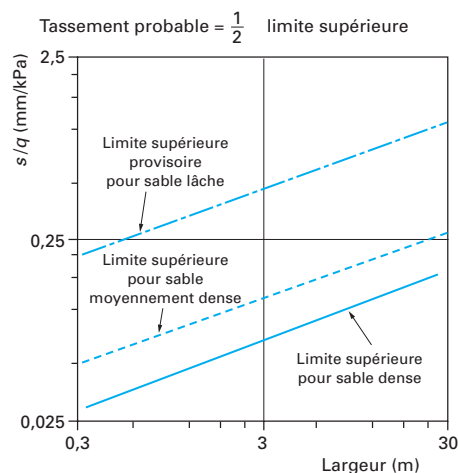
S'il s'avère qu'il y a effectivement un problème de tassement, il faudra alors avoir recours à une méthode plus précise.

Il est généralement admis que l'estimation de la compressibilité des sols fins cohérents à partir de la résistance de pointe n'est qu'approximative.

Pour les sables, une autre méthode pénétrométrique de calcul du tassement des fondations superficielles très utilisée à l'heure actuelle est celle de Schmertmann [33], [34]. Cette méthode, bien qu'elle soit présentée sous forme d'une corrélation entre le **module d'Young équivalent du sol E** et la **résistance de pointe q_c** , suppose une distribution bien définie de la déformation verticale du sol sous la fondation et s'apparente en fait à une méthode directe, qu'il faut utiliser « en bloc », c'est-à-dire comme un tout indissociable. Le tassement s d'une fondation s'exprime, dans cette approche, par :

$$s = C_1 C_2 (q - \sigma'_v) \int_0^{z_f} (I_z / E) dz \quad (20)$$

avec $C_1 = 1 - 0,5 [\sigma'_v / (q - \sigma'_v)]$, (21)



Sable :	N	q_c (MPa)
- lâche	< 10	< 5
- moyennement dense	10 à 30	5 à 15
- dense	> 30	> 15

N = nombre de coups SPT

Figure 30 – Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon la densité (Robertson et Campanella, 1988, adaptée de Burland et Burbidge, [7])

facteur de correction pour l'encastrement de la fondation où σ'_v est la contrainte verticale effective initiale au niveau de sa base :

$$C_2 = 1,2 + 0,2 \lg t \quad (22)$$

facteur de correction pour le fluage, avec t en années.

La figure 31 [34] donne, pour les fondations axisymétriques (semelles circulaires et carrées), ainsi que pour les fondations à déformation plane (semelles filantes), la distribution du facteur d'influence de la déformation verticale I_z (la surface intégrée représente la quantité homogène à un tassement $sE / C_1 C_2 (q - \sigma'_v)$ pour un sol homogène de module E). On remarque que la profondeur d'influence des déformations est relativement réduite : on suppose que les déformations sont nulles à $z_f = 2B$ et à $z_f = 4B$ de profondeur, respectivement pour les fondations carrées et filantes.

La corrélation à utiliser est :

$$E = 2,5 q_c \text{ pour la symétrie de révolution,} \\ E = 3,5 q_c \text{ pour la déformation plane.}$$

Cette méthode est basée sur des résultats théoriques, des simulations numériques, des essais sur modèles ainsi que sur l'analyse d'essais de plaques hélicoïdales. Elle a été vérifiée pour des cas correspondants à 16 sites de sable différents. Pour 10 cas tirés de la littérature et 21 culées de pont, elle donnerait, pour le rapport du tassement calculé au tassement mesuré, une valeur moyenne de 1,5 avec un écart-type aux alentours de 1 (voir [12]).

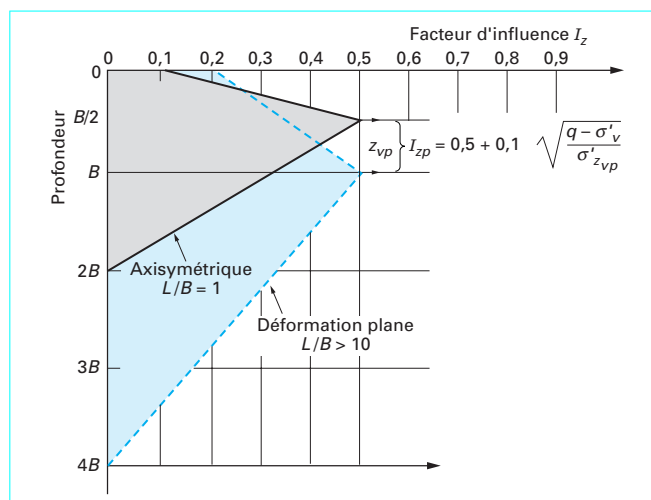


Figure 31 – Valeurs du facteur d'influence de déformation verticale I_z [34]

4.1.5 Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration au carottier

L'essai de pénétration au carottier (*Standard Penetration Test* : SPT) reste, malgré son caractère pour le moins rudimentaire, l'essai de reconnaissance et de détermination des caractéristiques géotechniques des sols pulvérulents le plus répandu dans le monde. Tout comme l'essai de pénétration statique (CPT), cet essai ne fournit qu'un paramètre de rupture du sol, le nombre N de coups nécessaires pour enfoncer le carottier, difficile donc à relier, a priori, à un paramètre de déformation utilisable pour le calcul du tassement.

Dans le domaine des méthodes directes, la principale méthode pratique de calcul des tassements sur sables et graviers à partir du SPT est la méthode proposée par Burland et Burbidge [7]. Elle s'appuie sur l'examen statistique de plus de 200 cas de tassement de fondations, réservoirs et remblais sur des sables et des graviers. Les auteurs proposent de calculer le tassement s par l'approche suivante :

$$s = f_s f_\ell f_t [q - (2\sigma'_v/3)] B^{0,7} I_c \quad (\text{en mm}) \quad (23)$$

avec $I_c = 1,7/N_m^{1,4}$ indice de compressibilité,

q (en kPa) pression moyenne effective totale appliquée à la fondation,

σ'_v (en kPa) pression effective maximale régnant au préalable (cette relation revient à diviser par 3 l'indice de compressibilité pour la partie surconsolidée éventuelle du tassement),

N_m moyenne arithmétique de N sur une profondeur d'influence z_I (les valeurs de N sont corrigées uniquement dans le cas des sables très fins et limoneux sous la nappe : $N' = 15 + 0,5 (N - 15)$ si $N > 15$ et des graviers et graviers sableux : $N' = 1,25 N$),

B (en m) largeur de la fondation,

f_s, f_ℓ et f_t facteurs de correction de forme de la fondation, d'épaisseur de la couche et de

tassement de fluage, respectivement. Leur expression est la suivante :

$$f_s = \frac{[1,25(L/B)]^2}{[(L/B) + 0,25]^2} \quad (24)$$

où L est la longueur de la fondation :

$$f_\ell = (H_s/z_I)/(2 - H_s/z_I) \quad (25)$$

où H_s est l'épaisseur de la couche de sable ou de gravier (pour les cas où $H_s < z_I$) :

$$f_t = 1 + R_3 + R \lg(t/3) \quad (26)$$

où $t > 3$ est le temps (en années) pour lequel on évalue le tassement,

$R_3 = 0,3$ pour les charges statiques et 0,7 pour les charges répétées,

$R = 0,2$ pour les charges statiques et 0,8 pour les charges répétées.

La figure 32 est le diagramme bilogarithmique de I_c en fonction de N_m , comportant les quelques 200 cas de l'étude statistique de Burland et Burbidge. La ligne continue est la ligne de régression $I_c = 1,7/N_m^{1,4}$ et les lignes en tirets sont les lignes situées à 2 écarts-types de part et d'autre. Cette figure permet d'apprécier la dispersion de la méthode, qui est assez importante : le rapport des tassements correspondant aux deux lignes est d'environ 8 pour $N_m = 6$ et d'environ 4 pour $N_m = 40$.

On relève les deux mêmes aspects intéressants que dans la méthode CPT de Schmertmann, à savoir l'introduction d'une profondeur d'influence z_I et la prise en compte du tassement de fluage (introduit par f_t).

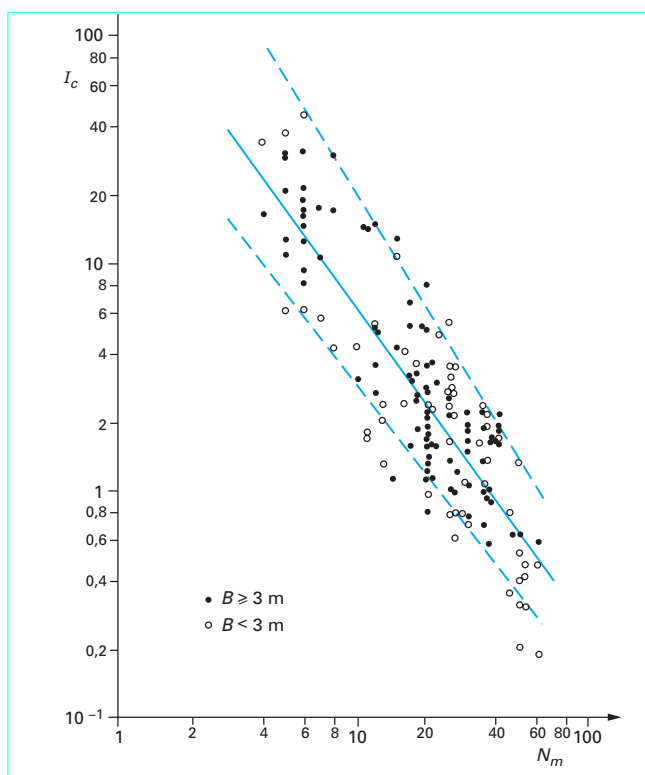


Figure 32 – Relation entre l'indice de compressibilité I_c et N_m [7]

La profondeur d'influence z_I est définie, ici, comme la profondeur à laquelle le tassement atteint 25 % du tassement en surface. Cette profondeur est fonction de la largeur B . Dans le cas où les caractéristiques du sol (N) croissent ou sont constantes avec la profondeur, les auteurs proposent approximativement :

$$z_I = B^{0,75} \quad (27)$$

Elle est notoirement inférieure à ce qu'indique la théorie de l'élasticité linéaire avec un module constant avec la profondeur ($z_I = 2B$, pour une fondation circulaire, rigide et rugueuse). La valeur proposée est notamment basée sur des calculs avec un module d'Young croissant avec la profondeur.

En ce qui concerne le tassement de fluage, sa part n'est pas négligeable, puisque le facteur de correction f_t varie de 1,4 (charges statiques) à 2,1 (charges répétées) pour 10 ans et de 1,54 à 2,7 pour 50 ans. L'importance du tassement de fluage dans les sables a également été relevée dans d'autres études récentes (voir [13]).

4.2 Tassements et déplacements admissibles des structures

Une fois que l'on a déterminé le tassement en un ou plusieurs points d'une fondation, ou que l'on a déterminé un tassement moyen, la question suivante est, évidemment, de savoir si ces tassements sont admissibles pour la structure portée. Tout ingénieur de sols ou de structures sait bien qu'il s'agit d'un problème extrêmement complexe pour des raisons aussi multiples que variées touchant tant au sol qu'à la fondation et à la structure, et pour lequel il n'y a pas de solution générale, ni d'origine théorique, ni d'origine empirique.

Il existe cependant des recommandations simples, issues d'observations expérimentales, qu'il est utile de rappeler ici, même sommairement, pour fixer les idées. Elles ont été établies pour des ouvrages courants et pour des chargements relativement uniformes et souvent pour des profils géotechniques bien typés. Leur utilisation requiert donc une grande prudence. Elle peut cependant signaler un problème ou, au contraire, rassurer le projeteur sur la justesse de sa solution en ce qui concerne les tassements admissibles.

Dans les cas complexes ou en cas de problème, il est nécessaire de recourir à un calcul d'interaction sol-structure plus élaboré que celui qui consiste à déterminer le tassement indépendamment de la structure et à le comparer, ensuite, à ces valeurs admissibles empiriques. De tels calculs peuvent être menés en utilisant la méthode des éléments finis (voir § 4.3).

4.2.1 Tassements admissibles des bâtiments

La plupart des règles empiriques concernant les tassements admissibles ont été établies dans les années 1955-1975, pour les bâtiments notamment.

Ces règles sont résumées dans le tableau 12, qui donne des déformations limites admissibles, pour les bâtiments à ossature et les murs porteurs armés, d'une part, et pour les murs porteurs non armés, d'autre part. Ces limites portent respectivement sur la rotation relative β et sur la déflection relative Δ/L . Ces grandeurs sont définies sur la figure 33.

Il n'est malheureusement pas souvent facile de savoir à quels types de dommages correspond telle ou telle limite. Si l'on classe les dommages en trois types : dommages visuels ou esthétiques, dommages compromettant l'usage ou la fonctionnalité du bâtiment et dommages structurels ou compromettant la stabilité, on distingue, en fait, rarement les dommages des deux premiers types. Ainsi, les règles du tableau 12 correspondraient à des dommages « très légers » à « légers » (ISE, [39]).

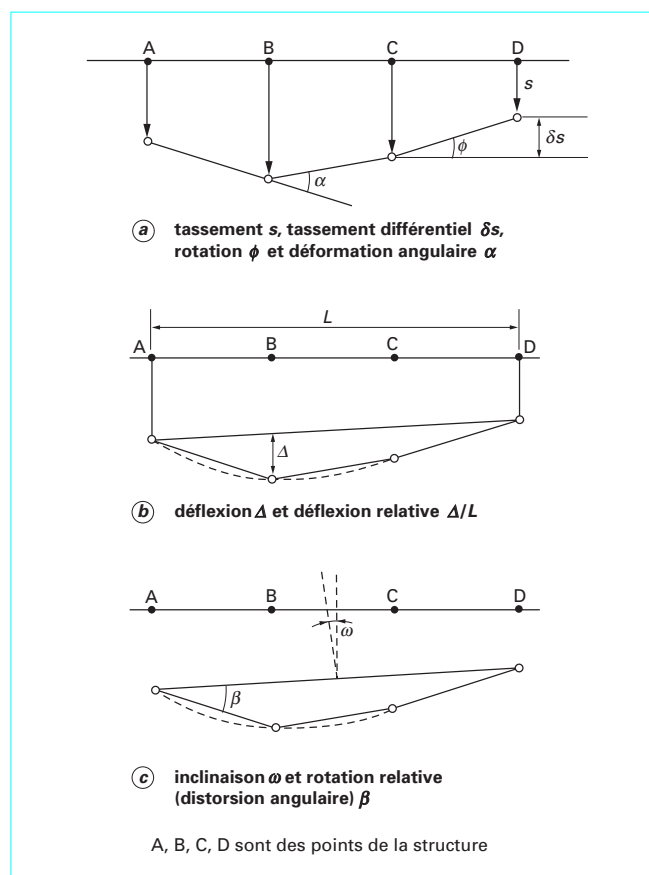


Figure 33 – Définitions de déformations de bâtiments [8]

Selon le projet d'Eurocode 7-1 (1994), la rotation relative maximale admissible pour éviter un état limite de service dans la structure est comprise entre 1/2000 et 1/300 selon le type de bâtiment, la valeur de 1/500 étant admissible dans beaucoup de cas. Pour éviter un état limite ultime, la valeur admissible serait aux environs de 1/150.

Le problème de fond pour l'application des critères de déformations admissibles pour les bâtiments et les ouvrages évoqués ci-dessus est de pouvoir estimer les tassements différentiels ou les rotations des structures, problème sensiblement plus complexe que celui de l'estimation des tassements absolus.

Toujours dans un but de dégrossissage, et avec la prudence qui s'impose, on peut alors se servir de certaines règles simples ou corrélations portant sur le tassement maximal et le tassement différentiel maximal admissibles.

Pour les sables, on trouve les limites suivantes :

- **fondations isolées** : 20 mm pour le tassement différentiel entre appuis voisins, ce qui correspond au moins à 25 mm de tassement maximal (Terzaghi et Peck, [38]) ; ou encore, selon Skempton et MacDonald [36], 25 mm pour le tassement différentiel et 40 mm pour le tassement total (pour une rotation relative de 1/500) ;
- **fondations sur radier** : tassement maximal de 50 mm pour Terzaghi et Peck et de 40 à 60 mm selon Skempton et MacDonald.

Ces règles peuvent être pessimistes ; Burland et al. [6] signalent que l'on ne devrait pas rencontrer, en fait, beaucoup de problèmes de fondations de bâtiments courants sur des couches épaisses de sables.

Tableau 12 – Synthèse des déformations admissibles (ISE, 1989)

Bâtiments à ossature et murs porteurs armés. Valeurs admissibles de la rotation relative (distorsion angulaire) β				
	Skempton et MacDonald (1956), [36]	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Dommages structurels.....	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissures dans les murs et cloisons .	1/300 (mais 1/500 recommandé)	1/500	1/500 (0,7/1000 à 1/1000 pour baies extrêmes)	1/500
Murs porteurs non armés. Valeurs admissibles de la déflexion relative Δ/L pour l'apparition de fissures visibles				
	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)		Burland et Wroth (1975), [8]
Déformations en U (concaves vers le haut)	1/2500	$L/H < 3$; de 1/3500 à 1/2500 $L/H > 5$; de 1/2000 à 1/1500		1/2500 pour $L/H = 1$ 1/1250 pour $L/H = 5$
Déformations en ∩ (concaves vers le bas)				1/5000 pour $L/H = 1$ 1/2500 pour $L/H = 5$

Pour les argiles, Skempton et MacDonald proposent 40 mm de tassement différentiel maximal. En ce qui concerne le tassement total, la limite est de 65 mm pour les fondations isolées et de 65 à 100 mm pour les radiers.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise les mêmes limites que Terzaghi et Peck [38] et indique que « 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 problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc. ».

Pour les sols argileux, la figure 34 [6], établie à partir des données de Skempton et MacDonald et d'autres, indique le degré de dommages subi par des bâtiments sur fondations isolées et sur des bâtiments sur radier, en fonction des tassements différentiels maximaux et en fonction des tassements maximaux, en principe pour des épaisseurs de couches argileuses uniformes et des intensités de charges uniformes. Diverses limites proposées antérieurement sont également reportées.

La figure 35 [31] regroupe les observations concernant 69 structures en Italie (en acier, à murs porteurs en briques et en béton armé), de rigidité très variable, sur fondations superficielles et profondes. Elle donne la corrélation entre le tassement maximal et la distorsion angulaire maximale et indique les structures endommagées. Les règles simples suivantes ont alors été suggérées : un tassement maximal de 8 cm ne devrait pas provoquer de dommage important ; un tassement maximal supérieur à 20 cm ne peut pas être supporté par des structures traditionnelles et il faut s'attendre à des dommages (dépendant de la rigidité relative sol-structure) et, enfin, entre 8 cm et 20 cm, il faut faire une étude d'interaction sol-structure détaillée.

Les corrélations des figures 36 et 37 [17] peuvent également être utiles. Elles synthétisent les observations de divers auteurs concernant le tassement maximal ou la déflexion maximale en fonction de la distorsion angulaire maximale, dans le cas des argiles, des sables et remblais. La dispersion des résultats est importante et illustre bien la prudence dont il faut faire preuve.

Ménard (1967) propose une méthode simple de détermination du tassement différentiel à partir du tassement absolu, de « l'indice d'hétérogénéité » et de la rigidité de l'ouvrage. Les limites admissibles conseillées par Ménard pour la distorsion angulaire sont alors :

- de 1/3300 à 1/1500 pour les bâtiments d'habitation ;
- de 1/1250 à 1/650 pour les constructions industrielles.

Ces limites, comparées à celles du tableau 12, peuvent paraître sévères. On remarquera, cependant, qu'elles ont été calées sur la

base de tassements déterminés par la méthode pressiométrique, qui mène souvent à des tassements inférieurs à ceux obtenus par les méthodes traditionnelles.

4.2.2 Déplacements admissibles des fondations de ponts

Les observations de tassements admissibles disponibles pour les ponts sont nettement moins nombreuses que pour les bâtiments.

La première étude exhaustive des déplacements admissibles pour les ponts semble avoir été lancée aux États-Unis d'Amérique et au Canada, sous forme d'une enquête par le Transportation Research Board [5]. Les déplacements qualifiés d'admissibles, de dommageables mais admissibles et, enfin, d'inadmissibles sont reportés sur la figure 38 pour les 120 cas analysés de culées et piles fondées sur semelles filantes. On n'y distingue pas le type ou la taille du pont, mais les données concernent tant les déplacements horizontaux que les tassements verticaux. Les déplacements sont qualifiés « d'admissibles » lorsque les travaux d'entretien du pont sont modérés, quel que soit l'ordre de grandeur des déplacements, et « d'inadmissibles » lorsque des travaux d'entretien considérables ou des réparations sont nécessaires.

Au vu de ces observations, les limites suivantes sont proposées pour le tassement vertical s_v et le déplacement horizontal s_h [5] :

— admissible ou acceptable :

$$s_v < 50 \text{ mm} \\ s_h < 25 \text{ mm}$$

— dommageable mais admissible :

$$50 \text{ mm} \leq s_v \leq 100 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \leq s_h \leq 50 \text{ mm}$$

— inadmissible :

$$s_v > 100 \text{ mm} \\ s_h > 50 \text{ mm}$$

Plus récemment, une étude exhaustive sur les déplacements admissibles des ponts routiers a été entreprise par la Federal Highway Administration (FHWA) [28]. 314 ponts aux États-Unis et au Canada (dont certains faisaient partie de l'enquête précédente) ont ainsi été analysés.

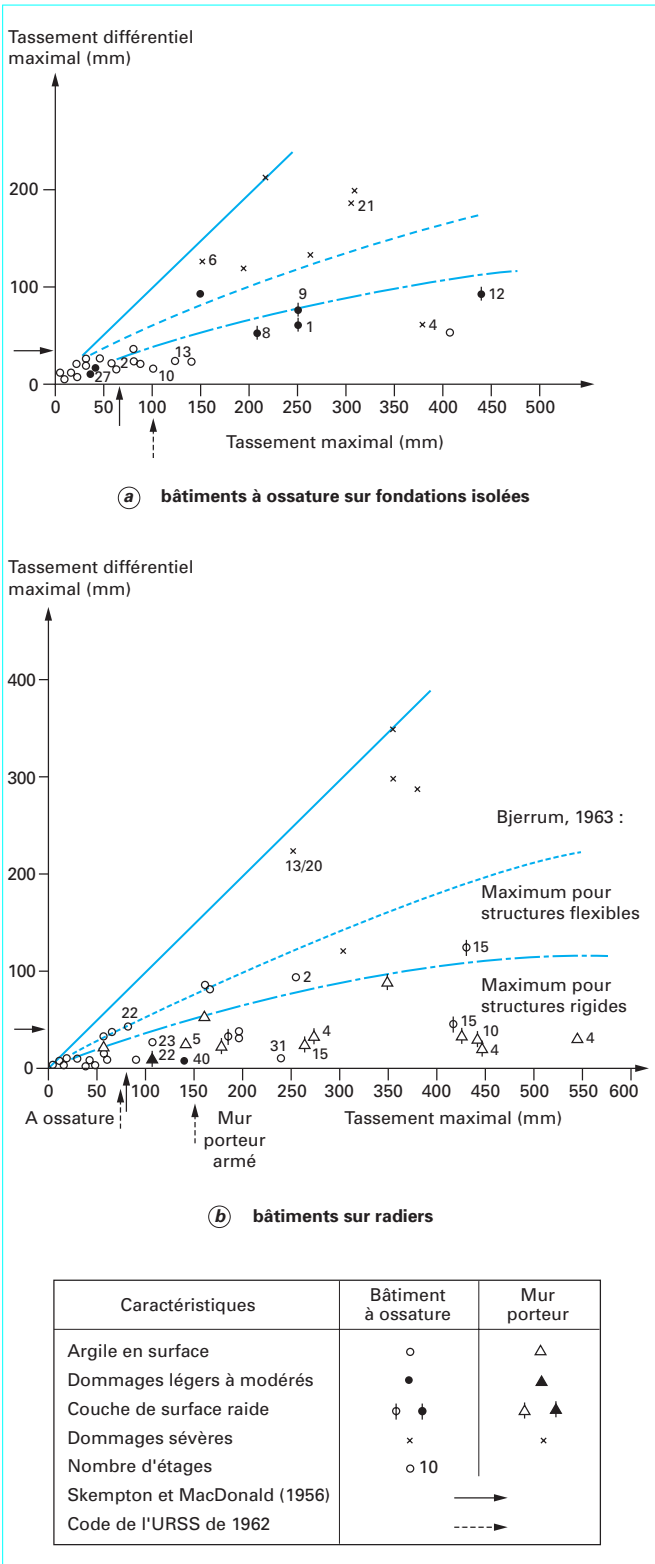


Figure 34 – Comportement de bâtiments fondés sur des sols argileux [6]

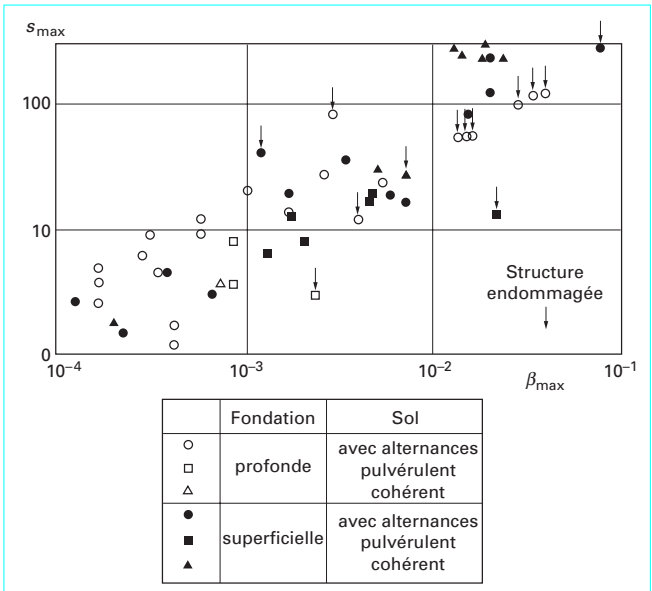


Figure 35 – Corrélation entre le tassement maximal s_{max} et la distortion angulaire maximale β_{max} [31]

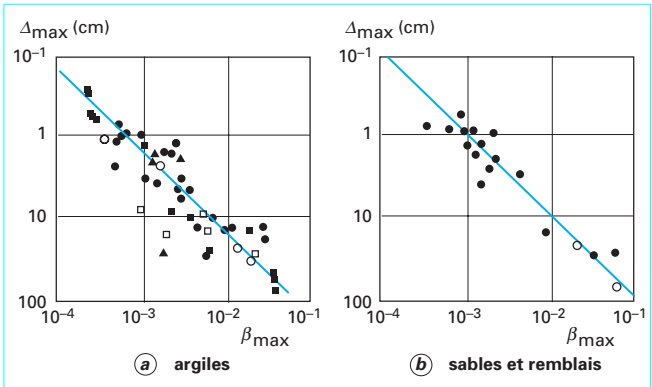


Figure 36 – Corrélation entre distortion angulaire maximale β_{max} et déflexion maximale Δ_{max} pour des bâtiments [17]

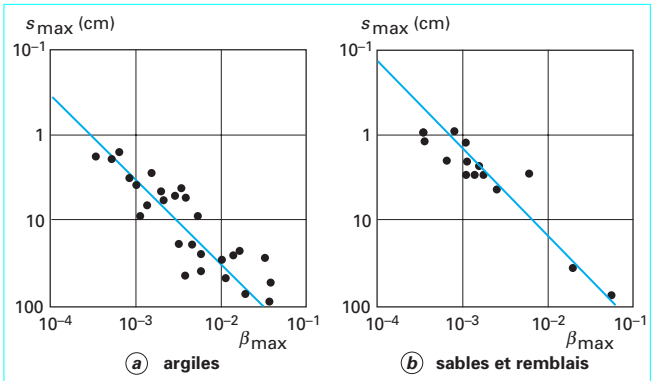


Figure 37 – Corrélation entre distortion angulaire maximale β_{max} et tassement maximal s_{max} pour des fondations isolées [17]

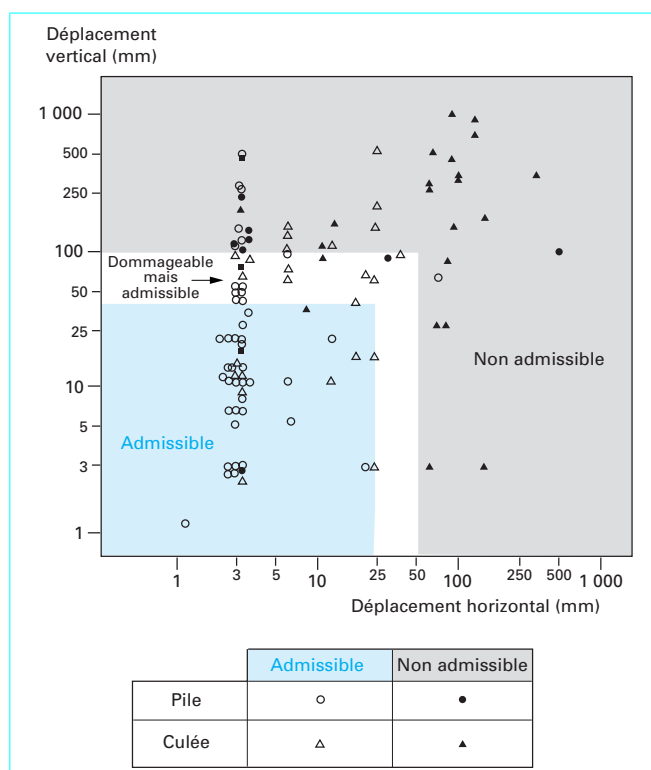


Figure 38 – Comportement de culées et de piles de ponts sur semelles filantes [5]

Sur les 580 culées examinées, près des trois-quarts ont subi un déplacement vertical et/ou horizontal. En ce qui concerne les piles intermédiaires, seules 25 % d'entre elles, sur un total de 1068, ont subi un déplacement. Tant pour les culées que pour les piles, on relève plus de cas de fondations sur semelles filantes qui ont bougé que de cas de fondations sur pieux. Cependant, pour les fondations qui ont effectivement bougé, les déplacements moyens, vertical et horizontal, sont plus grands pour les fondations sur pieux (respectivement 9,9 cm et 6,9 cm pour les culées et 9,1 et 8,1 cm pour les piles) que pour les fondations superficielles (respectivement 9,4 cm et 6,1 cm pour les culées et 4,6 cm et 7,9 cm pour les piles). Il est également intéressant de noter que, tant pour les semelles filantes que pour les pieux, les déplacements se produisent plus fréquemment dans le cas des sols fins argileux.

La plupart des dommages sont associés à des déplacements horizontaux ou à des déplacements horizontaux couplés à des déplacements verticaux. Sur les 155 ponts ayant subi un tassement différentiel de moins de 10 cm, 79 d'entre eux n'ont subi aucun dommage et la majorité des autres n'ont subi que des dommages mineurs. Par contre, un déplacement horizontal seul de 2,5 à 5 cm provoque, dans les deux tiers des cas, des dommages dans la structure et les appuis sont affectés dans un tiers des cas.

Par ailleurs, il semblerait que les dommages structuraux soient plus fréquents pour les ponts isostatiques que pour les ponts hyperstatiques, pour les ponts en acier que pour les ponts en béton ou encore pour les ponts à travées multiples que pour les ponts à travée unique.

Le critère de tolérance des dommages adopté dans cette étude est : « Un déplacement n'est pas admissible si le dommage nécessite un entretien coûteux et/ou des réparations et si un ouvrage plus cher aurait été préférable ». Selon cette définition, les déplacements

sont admissibles pour 180 ponts et inadmissibles pour les 100 autres (sur un total de 280 ponts pour lesquels les données sont suffisantes). Ainsi, 98 % des tassements de moins de 50 mm et 91 % de ceux de moins de 100 mm sont admissibles. Bien que des tassements différentiels plus importants soient parfois admissibles, leur pourcentage décroît très vite au-delà de 100 mm. En ce qui concerne les déplacements horizontaux, 88 % de ceux inférieurs à 50 mm sont admissibles et seulement 60 % si des tassements différentiels se produisent également. Les déplacements horizontaux ne sont, en majorité, admissibles, en présence de tassements différentiels, que s'ils sont inférieurs à 25 mm.

L'influence de la longueur de la travée est prise en compte par la distorsion angulaire longitudinale. 204 ponts ont pu être analysés en termes de distorsion admissible : 144 n'ont pas de dommages inadmissibles et 60 ont des dommages inadmissibles. Tous types de travées et types de ponts (acier ou béton) confondus, près de 98 % des distorsions inférieures à 1/1000 sont admissibles, près de 94 % inférieures à 1/250 et, seulement, 43 % de celles comprises entre 1/250 et 1/100 et 7 % de celles supérieures à 1/100. Les ponts isostatiques et hyperstatiques ont une sensibilité aux distorsions angulaires peu différente : 97 % des distorsions de moins de 1/200 sont admissibles pour les ponts isostatiques (soit un tassement différentiel de moins de 75 mm pour une longueur de travée de 15 m ou moins de 150 mm pour 30 m), alors que 94 % des distorsions de moins de 1/250 sont admissibles pour les ponts hyperstatiques (60 mm pour 15 m et 120 mm pour 30 m). Par ailleurs, les ponts en béton supporteraient légèrement mieux les distorsions angulaires que les ponts en acier.

En conclusion, les limites admissibles suivantes sont proposées, correspondant à des critères de service (maintien du confort de l'utilisateur et contrôle des dommages de fonction) [28] :

- 40 mm (1,5 pouces, précisément) pour les déplacements horizontaux ;

- 1/200 pour les ponts isostatiques et 1/250 pour les ponts hyperstatiques, en ce qui concerne la distorsion angulaire longitudinale.

La pratique actuelle, en France, se réfère aux états limites [27]. Pour les états limites de service, quel que soit le type de pont hyperstatique, on accepte un tassement différentiel égal à $L/1000$, L étant la plus petite portée. Pour les ponts dalles, plus souples, on peut admettre $L/500$, moyennant un renforcement du ferrailage ou de la précontrainte. Pour les états limites ultimes, on admet $L/250$, voire plus pour les tabliers métalliques. Bien que la comparaison des différents critères de tolérance ne soit pas aisée, il semble que toutes ces limites utilisées dans la pratique courante soient plus restrictives que les recommandations auxquelles est parvenue l'étude de la FHWA [28] ou encore que les critères utilisés pour les bâtiments (tableau 12).

4.3 Calculs par la méthode des éléments finis

Lorsque l'on sort des cas de fondations simples et classiques pour lesquelles les méthodes mentionnées plus haut ont été établies, on peut utiliser la méthode des éléments finis pour étudier des configurations géométriques plus compliquées.

La méthode des éléments finis est assez largement utilisée depuis la fin des années 1960, notamment lors de projets importants, difficiles ou coûteux. Depuis, l'application de cette méthode numérique à la géotechnique est en essor constant et des efforts de recherche importants y sont consacrés (voir, par exemple, [22], [43]).

On dispose déjà, pour les micro-ordinateurs courants, de programmes aux éléments finis simples, mais susceptibles d'apporter à l'ingénieur praticien des compléments utiles par rapport à ses moyens de calcul traditionnels.

Pour la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation-structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles, la méthode des éléments finis présente de nombreux avantages (voir, par exemple [12]).

Un aspect intéressant est à noter, qui rend plus aisée la mise en œuvre de la méthode dans le cas des fondations superficielles : il s'agit des contraintes initiales régnant dans le sol ainsi que de son état intact ou remanié, une fois la fondation construite, mais avant application du chargement par la structure. On peut, du moins pour les fondations peu encastrées, supposer que les contraintes sont égales à celles du sol au repos et que le sol possède encore ses caractéristiques intactes (moyennant, évidemment, les précautions constructives des règles de l'art).

Le point le plus délicat pour l'application de la méthode à l'étude des interactions sol-structure est évidemment la définition du comportement du sol de fondation. Cette définition peut se faire soit sous la forme de caractéristiques simples (du type module d'Young et coefficient de Poisson, dans le cas où l'on choisit l'élasticité linéaire isotrope), soit sous la forme d'équations ou de modèles rhéologiques plus ou moins sophistiqués. Dans la pratique, les règles de justification des fondations conduisent à limiter les charges appliquées et l'on est souvent dans le domaine pseudo-linéaire du comportement charge-tassement, justiciable d'une modélisation du sol par un milieu continu élastique linéaire isotrope. Dès que l'on sort des faibles tassements, la description du comportement des sols devient plus complexe et les calculs aux éléments finis, tout en gardant des avantages n'améliorent pas forcément les prévisions, faute de disposer de tous les paramètres nécessaires pour le calcul et faute d'étalonnage avec le comportement d'ouvrages réels.

Cette méthode modélise le sol par un milieu continu, permettant ainsi la prise en compte des déformations selon les deux ou les trois dimensions du problème ; la modélisation du sol par un milieu continu est à opposer à la modélisation « unidimensionnelle » par ressorts indépendants (modèle de Winkler) – linéaires ou non – qui ignore toute interaction entre les colonnes de sol et n'assure la continuité que par l'intermédiaire de la structure portée ; ces interactions font qu'il n'est pas possible, dans le cas des fondations superficielles, de définir un module de réaction (la raideur unidimensionnelle des ressorts) ayant une signification intrinsèque au sol.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) stipule d'ailleurs, à propos du calcul du tassement total et du tassement différentiel d'une structure dans son ensemble, que « ... les modèles au module de réaction ne sont souvent pas appropriés. Des méthodes plus précises, tels des calculs aux éléments finis, doivent être utilisées lorsque l'interaction terrain-structure a une influence dominante ».

La méthode des éléments finis peut aisément prendre en compte les hétérogénéités du sol d'ordre macroscopique (couches de caractéristiques différentes ou hétérogénéité en plan) ; il en est de même de l'hétérogénéité provoquée par des niveaux de chargement différents selon les points du massif, dans le cas d'un sol à comportement non linéaire (rigidité variable).

La surface de contact entre le sol et la structure portée peut être représentée avec les caractéristiques physiques les plus variées (contact parfait, lisse, frottant, décollé, etc.).

La structure peut être prise en compte avec sa rigidité réelle, rigidité qui conditionne, a priori, tout autant que la rigidité du sol, la distribution des charges et des déplacements ; ceci conduit à des calculs plus réalistes des tassements différentiels que les approximations classiques d'une fondation infiniment rigide (tassement uniforme, si le sol est homogène en plan) ou d'une fondation infiniment souple (surcharge uniformément répartie) qui conduit, elle, à une surestimation des tassements différentiels. La figure 39 ayant trait à l'exemple de la plaque circulaire chargée uniformément sur un milieu élastique semi-infini (ISE, 1989) illustre bien le problème. Elle montre l'influence de la rigidité relative K de la plaque par rapport au sol sur le tassement différentiel δs et sur le moment fléchissant

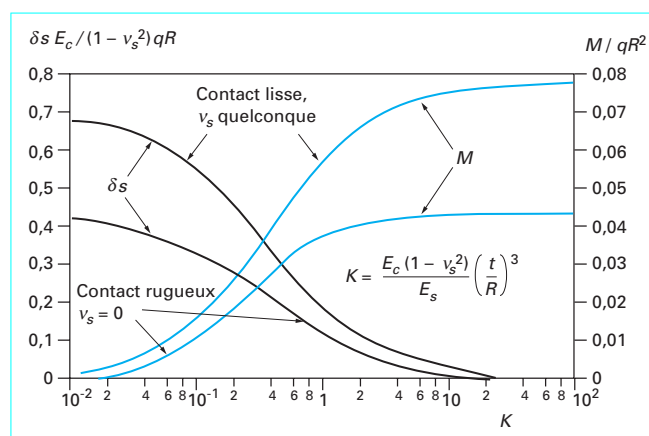


Figure 39 – Tassement différentiel maximal δs et moment fléchissant M pour une fondation circulaire, uniformément chargée, d'épaisseur t , sur un massif élastique semi-infini (ISE, 1989)

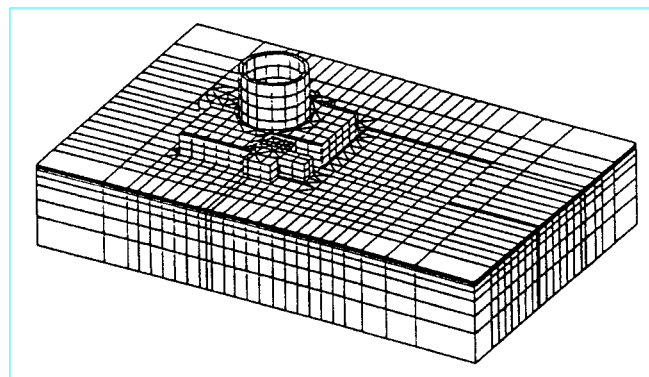


Figure 40 – Maillage tridimensionnel pour le bâtiment du réacteur d'une centrale nucléaire [16]

sant M , respectivement pour un contact lisse entre la plaque et le sol et pour un contact rugueux.

La méthode des éléments finis permet de prendre en compte des géométries de chargement quelconques, ainsi que le phasage des travaux ou l'application progressive du chargement ; elle est également bien adaptée aux situations où il est nécessaire d'étudier l'interaction entre structures voisines, c'est-à-dire où l'on a affaire à un ou plusieurs problèmes d'interaction structure-sol-structure.

La figure 40 illustre un exemple particulièrement intéressant d'étude d'une fondation superficielle par la méthode des éléments finis [16]. Il s'agit de la fondation d'une centrale nucléaire. Le sol, le radier du bâtiment du réacteur et les bâtiments annexes sont modélisés par des éléments hexaédriques et pentaédriques ; les enceintes du bâtiment du réacteur sont modélisées par des coques et des poutres. Ce maillage comprend 6 897 éléments, correspondant à 6 469 nœuds et 20 100 équations. L'élasticité linéaire isotrope est utilisée pour modéliser le comportement du sol. Le massif est très hétérogène et il n'est pas possible de représenter exactement, dans un maillage à trois dimensions, l'ensemble des zones de caractéristiques mécaniques différentes. À chaque élément tridimensionnel est affecté un module équivalent du point de vue de la compression verticale, calculé à partir des modules et des hauteurs des différentes couches le concernant. Avant de procéder au calcul à trois dimensions, ce procédé a été validé par un calcul à

deux dimensions correspondant à une coupe judicieusement choisie du modèle tridimensionnel. Le but du calcul est notamment de déterminer des modules de réaction réalistes nécessaires à l'étude de la structure.

5. Justifications d'une fondation superficielle

La justification du dimensionnement d'une fondation superficielle est menée en faisant un certain nombre de vérifications.

Pour les fondations superficielles d'ouvrages de génie civil, les états limites à considérer concernent (fascicule 62-V, 1993) :

- le sol (ELU et ELS de capacité portante pour limiter les déplacements, ELU de glissement, ELU de renversement, ELS de décompression et ELU de stabilité d'ensemble au grand glissement) ;
- les matériaux constitutifs de la fondation superficielle ;
- le cas échéant, des déplacements dont le dépassement pourrait nuire au bon comportement de la structure portée.

Pour la vérification aux états limites ultimes (ELU), les sollicitations appliquées sont calculées pour les combinaisons d'actions données au paragraphe 2.2.1 et pour la vérification aux états limites de services (ELS), elles sont calculées pour les combinaisons données au paragraphe 2.2.2.

Pour les fondations superficielles de bâtiments, le DTU 13.12 (1988) préconise des vérifications semblables ou équivalentes.

Il en est de même pour le projet d'Eurocode 7-1 (1994). On notera que certains problèmes y sont plus explicitement mentionnés, tels que :

- l'apparition d'un état limite ultime dans la structure portée dû à des déplacements différentiels verticaux et horizontaux excessifs de la fondation ;
- le soulèvement excessif (dû au gonflement du sol) ;
- l'apparition de vibrations et de tassements excessifs dus à des sollicitations ou des charges vibrantes.

Notons que des règles pour la justification des fondations semi-profondes sont également données par le fascicule 62-V (1993).

5.1 États limites concernant le sol

5.1.1 Capacité portante

Selon le fascicule 62-V, la contrainte de référence appliquée par la fondation $q_{réf}$ (définie § 3.3.4) doit rester inférieure à la contrainte de rupture $q_ℓ$, divisée par un coefficient de sécurité (partiel) γ_q :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q_ℓ - q_0) + q_0$$

soit encore, dans le cas de l'utilisation de résultats pressiométriques (voir § 3.3.2 et § 3.3.3) :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} k_p P_{\ell e}^* i_{\delta\beta} + q_0$$

et, dans le cas de l'utilisation des résultats de l'essai de pénétration statique (voir § 3.4) :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} k_c q_{ce} i_{\delta\beta} + q_0$$

Ces relations sont proposées avec :

$$\begin{aligned} \gamma_q &= 2 && \text{pour les ELU} \\ \gamma_q &= 3 && \text{pour les ELS} \end{aligned}$$

Pour le calcul de la contrainte appliquée $q_{réf}$, les combinaisons d'actions à considérer sont respectivement celles données au paragraphe 2.2.1.1 (combinaisons fondamentales) et au paragraphe 2.2.1.2 (combinaisons accidentelles) pour les ELU et au paragraphe 2.2.2.3 (combinaisons rares) pour les ELS.

Il y a lieu de faire les remarques suivantes :

— la même approche et les mêmes valeurs de γ_q peuvent parfaitement bien être utilisées lorsque l'on estime la contrainte de rupture par les essais de laboratoire (méthode « c-φ », § 3.1) ;

— le DTU 13.12 (1988) propose un calcul à l'ELU (avec $\gamma_q = 2$ également, dans le cas général et $\gamma_q = 1,5$ si le vent est l'action de base), avec des méthodes « c-φ », pressiométrique et pénétrométrique ; pour les ELS, il est proposé, dans certains cas, une vérification vis-à-vis des déformations ;

— si on les compare à la pratique traditionnelle de la sécurité en géotechnique (vérifications en terme de « contrainte admissible » avec un coefficient de sécurité global égal à 3 pour les fondations superficielles), les vérifications de portance aux ELU proposées par le fascicule 62-V et par le DTU 13.12 s'apparentent, en fait, toutes les deux à des ELS ;

— la forme qu'elles revêtent est d'ailleurs sensiblement différente de celle du projet d'Eurocode 7 – partie 1 (1994) qui propose, pour les ELU, de faire également des calculs de portance, mais avec des coefficients de sécurité partiels correspondants à γ_q voisin de 1,4 et préconise, pour les ELS, de faire des calculs de déplacements uniquement (comme le DTU 13.12) ;

— les approches du fascicule 62-V et du DTU 13.12 sont cependant compatibles avec celle du projet d'Eurocode 7-1 puisque ce dernier stipule que l'on peut aussi utiliser une méthode basée sur « une valeur de la capacité portante estimée de façon empirique en utilisant des expériences comparables et les résultats d'essais ou d'observations in situ ou en laboratoire et choisie en tenant compte des charges à l'état limite de service de façon à satisfaire toutes les exigences de tous les états limites pertinents » [EC7-1, § 6.4(3)P].

5.1.2 ELU de glissement

Cette vérification consiste à s'assurer que les efforts horizontaux appliqués à la fondation ne provoqueront pas un glissement sur la base. Cette condition s'écrit (fascicule 62-V, 1993) :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c'A'}{\gamma_{g2}}$$

avec H_d et V_d efforts horizontaux et verticaux calculés pour les combinaisons ELU fondamentales (§ 2.2.1.1) et accidentelles (§ 2.2.1.2),

A' l'aire de la surface comprimée,

φ' et c' l'angle de frottement interne et la cohésion effective du sol à la base de la fondation,

γ_{g1} et γ_{g2} coefficients de sécurité partiels sur les paramètres $\tan \varphi'$ et c' ; on prend $\gamma_{g1} = 1,2$ et $\gamma_{g2} = 1,5$.

Pour le DTU 13.12, il est simplement stipulé que l'on doit avoir :

$$H_d \leq 0,5 V_d$$

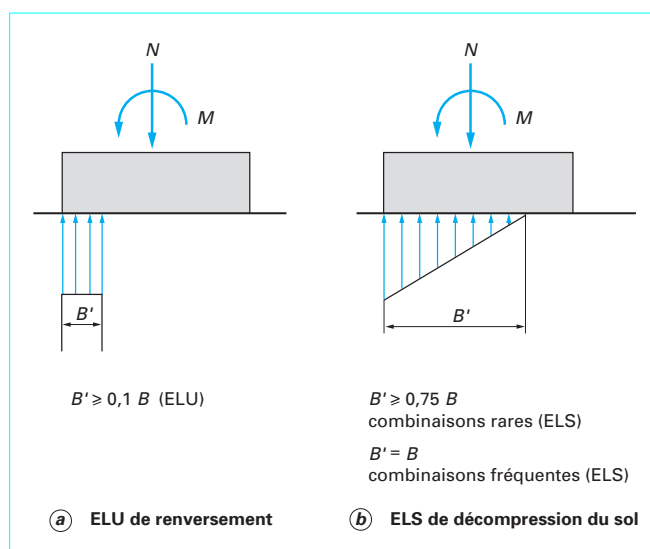


Figure 41 – ELU de renversement et ELS de décompression du sol (fascicule 62-V, 1993)

5.1.3 ELU de renversement et ELS de décompression du sol

Pour les ELU (combinaisons fondamentales et accidentelles), on doit s'assurer qu'au moins 10 % de la surface de base de la fondation reste comprimée ; pour les combinaisons ELS rares (§ 2.2.2.3) au moins 75 % de cette surface doit rester comprimée et pour les combinaisons ELS fréquentes (§ 2.2.2.2) toute la surface doit rester comprimée (figure 41) [fascicule 62-V, 1993].

5.1.4 ELU de stabilité d'ensemble

Pour les fondations en tête de talus, on doit vérifier la stabilité au grand glissement de la masse de sol en remblai ou en déblai, ou de la pente naturelle. Cette vérification est à effectuer en situation initiale (avant construction de la fondation) et en situation finale (en prenant en compte les charges apportées par la fondation). Pour cela, on applique les méthodes habituelles d'étude de la stabilité des pentes en rupture circulaire (voir article spécialisé dans ce traité [48]) avec les combinaisons d'actions spécifiques aux ELU de stabilité d'ensemble (§ 2.2.1.3) et les paramètres de calcul de la résistance au cisaillement du sol suivants (fascicule 62-V, 1993) :

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{1,20} \quad \text{et} \quad c_d = \frac{c}{1,50}$$

avec $\varphi = 0$ et $c = c_u$ pour un calcul en conditions non drainées,
 $\varphi = \varphi'$ et $c = c'$ pour un calcul en conditions drainées.

5.2 États limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation

Selon le fascicule 62-V, les règles BAEL (cf. articles spécialisés dans ce traité) s'appliquent avec les combinaisons d'actions définies plus haut (§ 2.2.1.1 et § 2.2.1.2 pour les ELU et § 2.2.2 pour les ELS). En ce qui concerne les données concernant le béton et l'acier, il n'y

a pas de changement par rapport au BAEL, si ce n'est que l'on ne considère pas le retrait du béton.

5.3 États limites de déplacement concernant la structure portée

Les déplacements de la fondation ne doivent pas nuire au bon comportement de la structure portée. Pour les fondations superficielles il y a alors lieu de faire des calculs de tassement et de tassement différentiel, en principe tant sous combinaisons d'actions vis-à-vis des ELU de la structure portée qu'aux combinaisons d'actions vis-à-vis des ELS. Il est, cependant, communément admis que les calculs de tassement ne sont pas précis et n'ont qu'une valeur approximative (Eurocode 7-1, 1994). On connaît, également d'une manière très approximative, les mouvements supportables par les structures. Par ailleurs, les calculs de tassement aux ELU sont encore extrêmement peu pratiqués.

Quoiqu'il en soit, on a indiqué plus haut, d'une part, les différentes méthodes d'estimation des tassements disponibles (§ 4.1) et, d'autre part, les données de tassements et déplacements admissibles pour les structures (§ 4.2) avec toutes les limitations qui s'imposent.

Le fascicule 62-V (1993) donne les règles de calcul du tassement des fondations superficielles à partir des essais de laboratoire (§ 4.1.2) et à partir des résultats de l'essai pressiométrique (§ 4.1.3) et recommande de les appliquer en considérant les combinaisons ELS quasi permanentes (§ 2.2.2.1). Pour le DTU 13.12 (1988), le calcul du tassement aux ELS peut s'effectuer sur la base d'essais oedométriques, pressiométriques ou, encore, pénétrométriques. Il n'y a lieu de le faire que si la structure est hyperstatique et a nécessité des hypothèses sur les déformations ou si un critère de tassement différentiel est à prendre en compte.

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise, lui, de faire des calculs de tassement pour les deux types d'état limite (ELU et ELS) et il donne, à titre indicatif, des ordres de grandeur de tassements admissibles (voir § 4.2.1).

6. Dispositions constructives

6.1 Généralités et conditions de site

Les conditions générales, notamment liées au site, sont évidemment importantes à apprécier dès le début d'un projet de fondations, car elles auront un impact important sur la décision du choix du type de fondation.

Pour les fondations superficielles, on n'a pas de problème d'exécution, comme pour les fondations profondes. On peut obtenir une bonne interaction avec le sol, en soignant le fond de fouille et on peut aisément maîtriser les propriétés du matériau (béton armé) que l'on met en place. En revanche, on a l'inconvénient que les sols en surface sont généralement plus médiocres qu'en profondeur et, de plus, ils sont sujets aux variations climatiques de température, d'hygrométrie, etc.

Lorsque les sols en surface sont trop médiocres pour envisager d'y fonder l'ouvrage, on peut penser à les renforcer ou à améliorer leurs propriétés, avant de décider de le fonder plus en profondeur. Le renforcement et l'amélioration des sols est un vaste champ de la géotechnique contemporaine et l'on pourra se reporter en [45] et [47].

Les variations de teneur en eau non seulement modifient les propriétés mécaniques des formations de surface, mais elles peuvent également poser des problèmes importants dans certains types de sol, tels les sols gonflants et les sols affaissables, et il y a lieu de bien les étudier pour un projet de fondation.

Remarquons que, d'une manière générale, les sols non saturés ont des propriétés particulières qui ne sont, malheureusement, pas prises en compte dans la pratique courante des fondations. En effet, la mécanique des sols traditionnelle considère que les sols au-dessous de la nappe sont entièrement saturés et que les sols au-dessus sont soit entièrement secs (sables), soit saturés (argiles). Elle ignore d'éventuelles situations intermédiaires, non saturées, appelées « franges capillaires ».

Les sols de surface sont également particulièrement sensibles à des phénomènes variés, tels le gel-dégel, l'affouillement (en site aquatique), l'érosion, etc., qui sont autant d'éléments à ne pas délaisser avant de décider du niveau de la base d'une fondation. Il y a également lieu de recueillir un certain nombre de données concernant la présence éventuelle de karsts en profondeur, d'excavations ou de pentes à proximité, de constructions voisines, etc.

Les prescriptions constructives relatives à la bonne exécution des travaux de fondations superficielles sont données dans les textes réglementaires, à savoir le fascicule 68 (1993) pour les ouvrages de génie civil et le DTU 13.11 (1988) pour les bâtiments. Ces prescriptions concernent, par exemple, la protection du fond de fouille, l'épuisement ou le drainage en cas de présence d'eau, la mise en œuvre des bétons, les précautions en cas de gel, le coulage du béton de propreté, les dosages en ciment, le cas des milieux agressifs, etc.

6.2 Dispositions constructives

Pour les ouvrages de génie civil, le fascicule 62-V (1993) recommande des dispositions précises concernant l'emplacement de la fondation, ses dimensions et son ferrailage.

Le niveau de la fondation doit ainsi être situé assez profondément pour n'être affecté, ni par le climat (gel et dessiccation), ni par les affouillements. Il est ainsi proposé de se placer à au moins 50 cm de la surface, ou à au moins 50 cm au-dessous de la cote d'affouillement pour les sites affouillables. En montagne, il est parfois conseillé de se fonder à plus de 1 m de profondeur. Dans le cas d'une fondation en tête de talus ou située sur une pente, le bord inférieur de la fondation ne peut être à moins de 2 m (distance horizontale) de la surface du sol.

En ce qui concerne le ferrailage des fondations, l'enrobage des armatures est au moins de 5 cm, compté soit à partir du bord de la

fouille (en cas de bétonnage à pleine fouille), soit à partir de la paroi du coffrage, soit à partir de la surface du béton de propreté.

Une semelle armée à la flexion doit avoir au moins 50 cm d'épaisseur dans le cas des fondations de ponts. Dans le cas de semelles continues sans charge concentrée, les armatures longitudinales sont réparties sur toute la largeur avec une section minimale telle qu'indiquée sur la figure 42 (A_{S1} sur la face supérieure et A_{S2} sur la face inférieure) ou, par unité de largeur, égale à au moins le quart de la section des armatures de flexion par unité de longueur (condition la plus contraignante).

Une semelle non armée à la flexion (si les efforts sont centrés transversalement) doit avoir une épaisseur h_t au moins égale à deux fois le débord d et ses armatures longitudinales, réparties sur toute la largeur de la face inférieure, ont une section égale à au moins $1/1000$ de la section transversale de la semelle (figure 43).

Pour les bâtiments, le DTU 13.12 (1988) recommande les mêmes dispositions concernant la mise hors gel de la fondation et donne également quelques dispositions concernant les armatures.

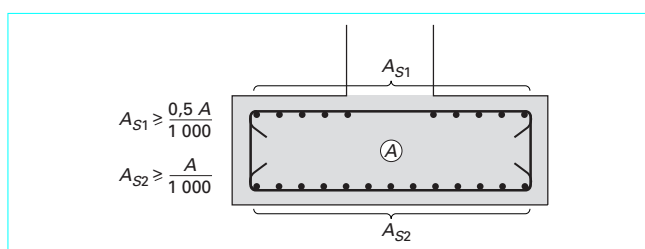


Figure 42 – Semelle continue armée à la flexion (Fascicule 62-V, 1993)

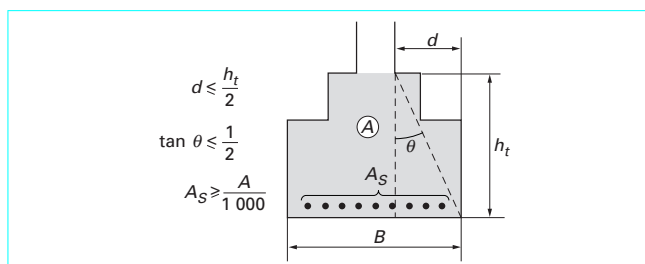


Figure 43 – Semelle continue non armée à la flexion (Fascicule 62-V, 1993)

Fondations superficielles

par **Roger FRANK**

Ingénieur civil des ponts et chaussées

Docteur-ingénieur, Docteur ès sciences physiques

Directeur du Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols (CERMES, ENPC-LCPC)

Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées

Références bibliographiques

Livres et revues

- [1] AMAR (S.), BAGUELIN (F.) et CANÉPA (Y.). – *Comportement de fondations superficielles sous différents cas de chargement. Actes Coll. Int. Interactions Sols-Structures*, Paris : 15-22. Presses de l'ENPC, 1987, Paris.
- [2] AMAR (S.), BAGUELIN (F.), CANÉPA (Y.) et FRANK (R.). – *New design rules for the bearing capacity of shallow foundations based on Ménard pressuremeter tests. Proceedings International Conference on Site Characterization, ISC 98, Atlanta, 19-22 April (1998).*
- [3] AMAR (S.) et MORBOIS (A.). – *Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide du pénétromètre statique. Bull. Labo. P. et Ch. (F) n° 141 janv.-févr. 1986, p. 37-43.*
- [4] BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et SHIELDS (D.H.). – *The pressuremeter and foundation engineering*. 617 pp. Trans Tech Publications, Clausthal, FRG, 1978.
- [5] BOZOZUK (M.). – *Bridge foundations move. Transportation Research Record 678 : 17-21, 1978.*
- [6] BURLAND (J.B.), BROMS (B.B.) et DE MELLO (V.F.B.). – *Behaviour of foundations and structures. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mechs & Fdn Engng, Tokyo 2 : 495-546. Japanese Soc. Soil Mechs & Fdn Engng, 1977.*
- [7] BURLAND (J.B.) et BURBIDGE (M.C.). – *Settlement of foundations on sand and gravel. Papers Invited Lecturers Centenary Celebrations, Glasgow and West of Scotland Assoc. of ICE : 5-66. Also : Proc. Instn Civ. Engrs, Part 1, dec. 1985, 78 : 1325-1381, 1984.*
- [8] BURLAND (J.B.) et WROTH (C.P.). – *Settlement of buildings and associated damage. Review Paper, Session V. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge : 611-654. Pentech Press, London, 1975.*
- [9] BUTTON (S.J.). – *The bearing capacity of footings resting on a two-layers cohesive sub-soil. 3rd Int. Conf. Soil Mechs Fdn Engng, Zurich, vol. 1, p. 332-335, 1953.*
- [10] COMBARIEU (O.). – *Capacité portante des fondations superficielles. Pressiomètre et essais de laboratoire. Bull. Labo. P. et Ch. (F) n° 211 sept.-oct. 1997 p. 53-72.*
- [11] GARNIER (J.), CANÉPA (Y.), CORTÉ (J.F.) et BAKIR (N.E.). – *Étude de la portance de fondations en bord de talus. Comptes rendus 13^e Conf. Int. Méca. Sol et Tr. Fond., New Delhi, pp. 705-708 (1994).*
- [12] FRANK (R.). – *Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles. Rapport général, Session 3, Comptes rendus 10^e Cong. Européen Méca. Sols et Tr. Fond., Florence, 26-30 mai, vol. 3, p. 1003-1030, 1991.*
- [13] FRANK (R.). – *Réflexions sur le tassement des fondations superficielles. Contribution d'expert, Session plénière B « Fondations ». Comptes rendus 13^e Cong. Int. Méca. Sols et Tr. Fond., New Delhi, vol. 5, pp. 83-84, 1994.*
- [14] GIROUD (J.P.). – *Mécanique des sols. Tables pour le calcul des fondations. Tome 1 (Tassement), 360 p., Tome 2 (Tassement), Dunod, Paris, 1972.*
- [15] GIROUD (J.P.), TRAN-VO-NHIEM et OBIN (J.P.). – *Mécanique des sols. Tables pour le calcul des fondations. Tome 3 (Force portante), 445 p., Dunod, Paris, 1973.*
- [16] HUMBERT (P.). – *Étude tridimensionnelle des fondations d'une centrale nucléaire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Communication privée, 1991.*
- [17] JUSTO (J.L.). – *Some applications of the finite element method to soil-structure interaction problems. Actes Coll. Int. Interactions Sols-Structures, Paris : 41 pp. Presses de l'ENPC, Paris, 1987.*
- [18] MANDEL (J.) et SALENÇON (J.). – *Force portante d'un sol sur une assise rigide. c. r. 7^e Congrès IMSF, 2, Mexico, 157-164, 1969.*
- [19] MANDEL (J.) et SALENÇON (J.). – *Force portante d'un sol sur une assise rigide. Étude théorique, Géotechnique 22, 1, 79-93, mars 1972.*
- [20] MATAR (M.) et SALENÇON (J.). – *Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent, d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. Ann. ITBTP n° 352, p. 93-108 ; Revue Franç. Géotechnique n° 1, p. 37-52, 1977.*
- [21] MÉNARD (L.) et ROUSSEAU (J.). – *L'évaluation des tassements, Tendances Nouvelles. Sols Soils 1, 13-30, 1962.*
- [22] MAGNAN (J.P.) et MESTAT (P.). – *Utilisation des éléments finis dans les projets de géotechnique. Ann. ITBTP n° 509, p. 83-107, 1992.*
- [23] MEYERHOF (G.G.). – *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mechs Fdn Engng, Zurich, vol. 1, p. 440-5, 1953.*
- [24] MEYERHOF (G.G.). – *Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 5, pp. 227-242 1955.*
- [25] MEYERHOF (G.G.). – *Discussion on « Rupture surface in sand under oblique loads ». J. Soil Mech. Fdn Engng Div., ASCE, SM3, July, p. 1028-15-9, 1956.*
- [26] MEYERHOF (G.G.). – *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechs Fdn Engng, London, vol. 1, p. 384-6, 1957.*
- [27] MILLAN (A.). – *Déformations admissibles pour les ponts. Communication privée, 1989.*
- [28] MOULTON (L.K.). – *Tolerable movement criteria for highway bridges. 86 pp. Report No. FHWA-TS-85-228. Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1986.*
- [29] PADFIELD (C.J.) et SHARROCK (M.J.). – *Settlement of structures on clay soils. 132 pp. Construction Industry Research and Information Center (CIRIA), London, 1983.*
- [30] POULOS (H.G.) et DAVIS (E.H.). – *Elastic solutions for soil and rock mechanics. 411 pp. John Wiley & Sons, New York, 1974.*
- [31] RICCI (G.) et SORANZO (M.). – *An analysis of allowable settlements of structures. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 19, p. 177, 1985.*
- [32] SANGLERAT (G.). – *The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 464 p., 1972.*
- [33] SCHMERTMANN (J.H.). – *Static cone to compute static settlement over sand. J. Soil Mechs & Fdn Engng Div. 96 : 1011-1043, 1970.*
- [34] SCHMERTMANN (J.H.), HARTMAN (J.P.) et BROWN (P.R.). – *Improved strain factor influence diagrams. J. Geotech. Engng Div. 104 : 1131-1135, 1978.*
- [35] SKEMPTON (A.W.) et BJERRUM (L.). – *A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. Géotechnique 7 : 168-178, 1957.*
- [36] SKEMPTON (A.W.) et MacDONALD (D.H.). – *Allowable settlement of buildings. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 3, 5 : 727-768, 1956.*
- [37] SOWERS (G.B.) et SOWERS (G.F.). – *Introductory soil mechanics and foundations. 2^e éd. 1961 p. 145 McMillan Co.*
- [38] TERZAGHI (K.) et PECK (R.B.). – *Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, First Edition 1948 and Second Edition 1967.*

[39] ISE, Institution of Structural Engineers. - *Soil-structure interaction, The real behaviour of structures*. 120 pp, London, 1989.

Dans les Techniques de l'Ingénieur

[40] MAGNAN (J.P.). - *Description, identification et classification des sols*. C 208 (1997). Traité Construction, volume C 21.

[41] MAGNAN (J.P.) et SOYEZ (B.). - *Compressibilité. Consolidation. Tassement*. C 214 (1988). Traité Construction, volume C 21.

[42] MAGNAN (J.P.). - *Résistance au cisaillement*. C 216 (1991). Traité Construction, volume C 21.

[43] MAGNAN (J.P.) et MESTAT (P.). - *Lois de comportement et modélisation des sols*. C 218 (1997). Traité Construction, volume C 21.

[44] AMAR (S.) et JÉZÉQUEL (J.F.). - *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place*. C 220 (1998). Traité Construction, volume C 21.

[45] SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (P.). - *Renforcement des sols par inclusions*. C 245 (1994). Traité Construction, volume C 21.

[46] FRANK (R.). - *Fondations profondes*. C 248 (1995). Traité Construction, volume C 21.

[47] MAGNAN (J.P.) et PILOT (G.). - *Amélioration des sols*. C 255 (1988). Traité Construction, volume C 21.

[48] DURVILLE (J.L.) et SÈVE (G.). - *Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble*. C 254 (1996). Traité Construction, volume C 21.

Textes réglementaires et normatifs, Recommandations (CCTG, CEN, AFNOR)

Fondations courantes d'ouvrages d'art FOND 72. LCPC-SETRA 1972. Ministère de l'Équipement. Direction des Routes et de la Circulation Routière.

Manuals for the design of bridge foundations. National Cooperative Highway Research Program Report 343. December 1991, 308 p. Transportation Research Board TRB, Washington D.C. (USA).

Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'ENPC 1991.

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux. **Fascicule n° 62, titre V, 1993**. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, n° 93-3 182 p.

Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux. Fascicule n° 68, 1993. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme. Textes Officiels, n° 93-7 147 p.

Eurocode 7 Calcul géotechnique Partie 1 : Règles générales. XP ENV 1997-1 (P 94-250-1), décembre 1996, 112 p. AFNOR, Paris.

Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General Rules. ENV 1997-1. 30 October 1994, 123 p. Comité Européen de Normalisation (CEN), TC 250/SC7, Bruxelles.

Fondations superficielles. Document technique unifié (DTU) n° 13.11 Cahier des clauses spéciales (3 p.), Cahier des clauses techniques (4 p.), mars 1988, *Modificatif au cahier des clauses techniques*, juin 1997 (1 p.) CSTB Paris (référence AFNOR P 11-211).

Fondations superficielles. Document technique unifié (DTU) n° 13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielles (12 p.), mars 1988 Erratum (1 p.) novembre 1988 CSTB Paris 12 p. (référence AFNOR P 11-711).

Essai pressiométrique Ménard. Norme française NF P 94-110, juillet 1991 AFNOR Paris.

Essai de pénétration statique. Norme française NF P 94-113, octobre 1996 AFNOR Paris 16 p.

Fondation superficielle. Essai de chargement statique sous un effort vertical. Avant-projet de norme expérimentale française P 94-155, 1994 AFNOR, Paris 24 p. et 11 fig.

Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes. Notes d'Information Techniques LCPC 1982. Ministère de l'Urbanisme et du Logement. Ministère des Transports.