

## I. 1 — Conception et choix du type de fondation

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

►►[BAEL 91/B.9.0]◄◄

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations<sup>1</sup> doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol et de l'ouvrage/interaction sol-structure.

### LE SITE

□ L'implantation de l'ouvrage en site urbain conduira à l'obligation de tenir verticaux des bords de fouille qui supportent déjà des contraintes du fait des constructions riveraines (Fig. 1).

□ L'existence d'une nappe d'eau pose des problèmes importants dans le choix du mode d'exécution et, parfois aussi, dans le choix du type de fondation. En effet, on est dans l'impossibilité, en général, d'effectuer des rabattements de nappe qui entraîneraient une consolidation des terrains (par densification artificielle), elle-même à l'origine de tassements des ouvrages voisins. Il faudra alors blinder les fouilles en terrains perméables : palplanches, injections d'étanchéité, parois moulées, murs berlinois.

□ Les sites hétérogènes posent des problèmes de pendage des couches, des zones d'altération, d'existence des failles. Pour

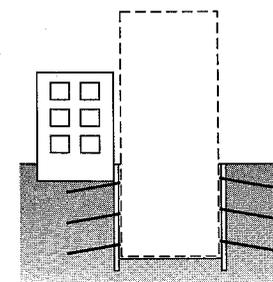


Figure 1 :  
Fouille en site urbain.

1. FOND 72, *Fondations courantes d'ouvrages d'art*, LCPC, SETRA, octobre 1972.

s'adapter à cette situation on sera probablement conduit à recourir à plusieurs types de fondations pour le même bâtiment.

□ Enfin, le système de fondation choisi (superficielles ou de faible profondeur), ne doit, en aucun cas, exercer une poussée sur les fondations voisines sur pieux (Fig. 2). ►[DTU 13.12/2.43]◄

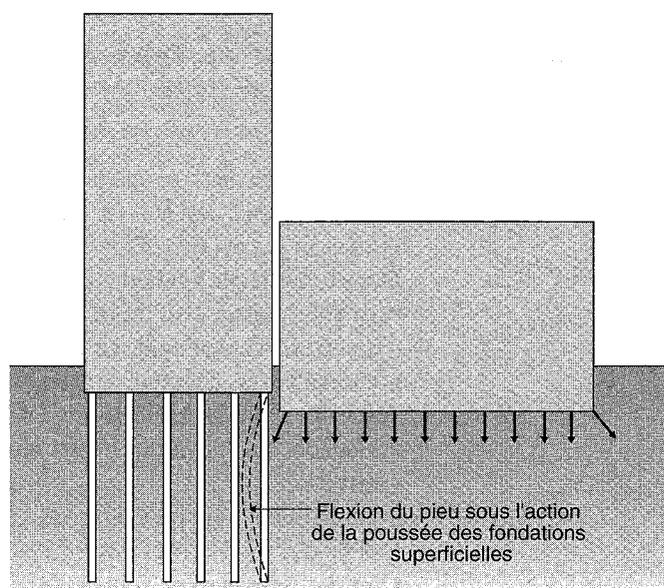


Figure 2 : Interférences entre fondations superficielles et profonde.

Dans ces conditions, pour une bonne adéquation au site, le constructeur doit se préoccuper du système de fondations dès le début du projet, très souvent même au stade de l'élaboration du plan masse.

## LE SOL

Les caractéristiques géologiques et géotechniques des couches du sol situées sous la fondation sont connues jusqu'à une profondeur suffisante. Ainsi, on peut déterminer un certain nombre de niveaux de fondation possibles, ou préciser les zones impropres à l'implantation d'un ouvrage.

Les problèmes d'encastrement se posent dans le cas d'un substratum dur, quel que soit le type de fondation envisagé (massif de gros béton, puits, pieux, barrettes). En effet, le relief de ce substratum est souvent irrégulier et un encastrement défectueux peut, dans certains cas, provoquer un tassement imprévisible. Il ne faut pas hésiter à réaliser une couche homogène en remplaçant les parties altérées par du gros béton.

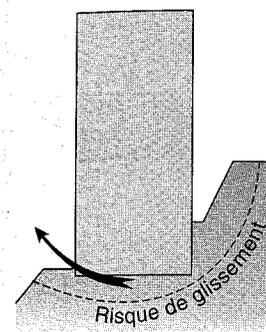
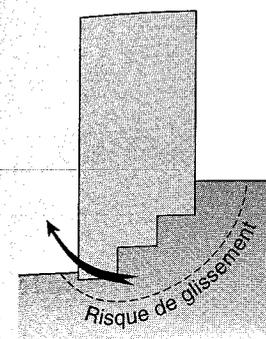


Figure 3 :  
Risque d'instabilité  
en cas de dénivellation.

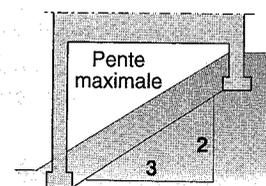


Figure 4 :  
Pente maximale  
acceptable.

Des précautions particulières sont à prendre pour les fondations situées sur des terrains en pente ; une fois que la vérification d'ensemble a été effectuée (Fig. 3), la disposition des semelles doit se faire suivant une pente maximale de 2/3 (Fig. 4). ►[DTU 13.12/2.42]◄

En cas de *bon sol* en surface, le choix du type de fondation se fait en fonction des critères habituels.

Dans le cas où le sol a des caractéristiques très hétérogènes et localement très médiocres, il faut procéder à des traitements spécifiques afin de leur conférer des caractéristiques mécaniques acceptables.

Pour obtenir une amélioration des sols, trois solutions techniques peuvent être envisagées :

- substitution : évacuation de tous les matériaux présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes et remplacement par un matériau de bonne qualité soigneusement compacté ;
- colonnes ballastées (ou vibroflottation) : traitement par vibrations profondes ;
- injection solide : compactage statique par injection solide horizontale.

En cas de *mauvais sol* ayant une épaisseur importante, on peut envisager des fondations profondes reposant au toit du gravier, marnes, etc., ou plus bas si la descente des charges l'exige. Cette solution très sécurisante tant sur le plan de la capacité portante que sur celui du tassement, présente cependant quelques difficultés majeures :

- les fondations profondes devront être dimensionnées pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent ou au séisme ;
- dans une moindre mesure à la présence des bâtiments situés autour, comportant des fondations superficielles ;
- si la qualité du sol risque d'être affectée par l'action sismique, les pieux ou micropieux seront vérifiés au flambement.

Donc, prévoir des fondations profondes pour les constructions d'une certaine importance (poids élevé) est, *a priori*, la bonne solution.

Le problème reste entier dans le cas de bâtiments légers (trois à quatre niveaux ou maisons individuelles) pour lesquels la solution de fondations profondes risque d'être trop coûteuse (Fig. 5 a). Si le mauvais sol est de faible profondeur, on peut le remplacer par une couche reconstituée de grave ciment par exemple (Fig. 5 b), à moins qu'une solution sur puits soit moins chère (Fig. 5 c).

Il est par contre parfaitement interdit, en zone sismique, de reconstituer une couche d'une épaisseur juste nécessaire pour une contrainte admissible sur le mauvais sol qui se trouve plus bas (Fig. 5 d). En zone sismique, le sol de fondation doit toujours avoir une qualité croissante avec la profondeur.

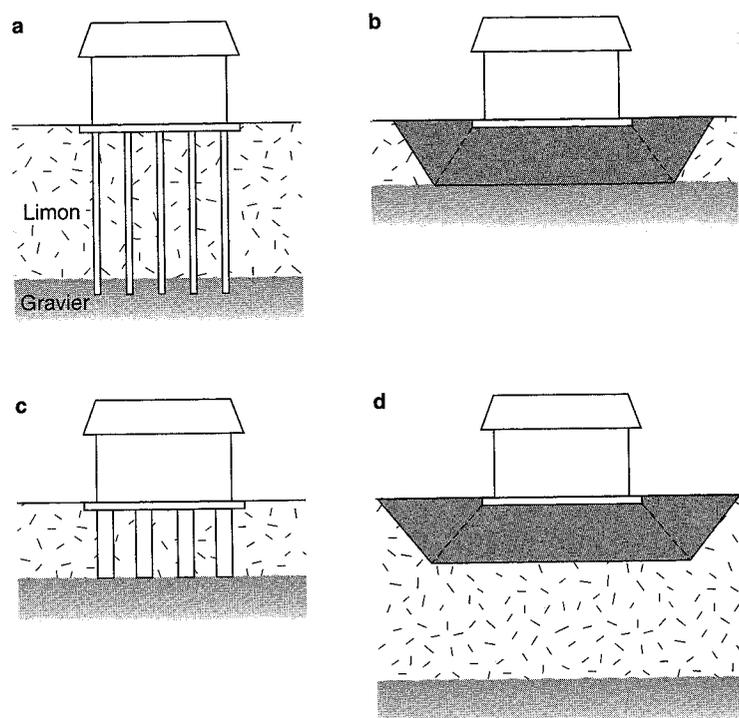


Figure 5 : Mauvais sol ; problèmes des fondations de bâtiments légers.

### L'OUVRAGE/INTERACTION SOL-STRUCTURE

En ce qui concerne la conception générale du projet, il est bien évident que le choix des fondations sera largement tributaire de la structure de l'ouvrage proprement dite. Sur un sol de médiocre qualité, on a intérêt à concevoir une structure très rigide ou, à défaut, conférer une très grande rigidité à l'infrastructure (Fig. 6 a).

Il est par contre évident que sur un sol de très bonne qualité (roches), on peut concevoir même des semelles isolées avec une superstructure en portiques ou en voiles (Fig. 6 b).

Par ailleurs, s'il existe un risque de tassement, il faut faire la distinction entre les ouvrages isostatiques et hyperstatiques d'une part, entre les grands et les petits ouvrages d'autre part.

Le tassement d'un élément de fondation est évidemment fonction de la charge qui lui est appliquée, mais cette charge est elle-même fonction de la rigidité de la structure qui intervient spontanément pour reporter la charge appliquée aux éléments qui tendent à se dérober sur les éléments voisins plus stables.

Considérons tout d'abord une structure particulière : hyperstatique et idéalement rigide. Quel que soit le sol d'assise et la pression exercée, la structure ne saurait subir le moindre dommage

du fait des éventuels tassements de son terrain d'assise. Certes, en fonction de la nature du sol porteur, le tassement subi par le bloc pourra varier dans de grandes proportions, mais il ne saurait donner lieu à une désorganisation interne de la structure au sens courant du terme.

Dans ce cas, l'adaptation réciproque des deux systèmes mécaniques couplés que constituent la structure et le sol se ramène à une adaptation du sol aux conditions imposées par la structure. En pratique, ce cas est celui de beaucoup de bâtiments de grande hauteur ou de constructions industrielles avec des voiles en béton armé, qui présentent, du fait de leur monolithisme, une rigidité considérable. Elles sont donc exposées aux effets de tassements différentiels en ce qui concerne leur aplomb ; c'est ce souci et celui du tassement d'ensemble qui conditionneront la recherche du mode de fondation. Ces grandes constructions présentent le plus souvent des infrastructures continues formant un radier plus ou moins évidé dont les dimensions sont pratiquement imposées. Il est donc essentiel de s'assurer de l'homogénéité structurale du sol d'assise qui garantira l'aplomb de la construction.

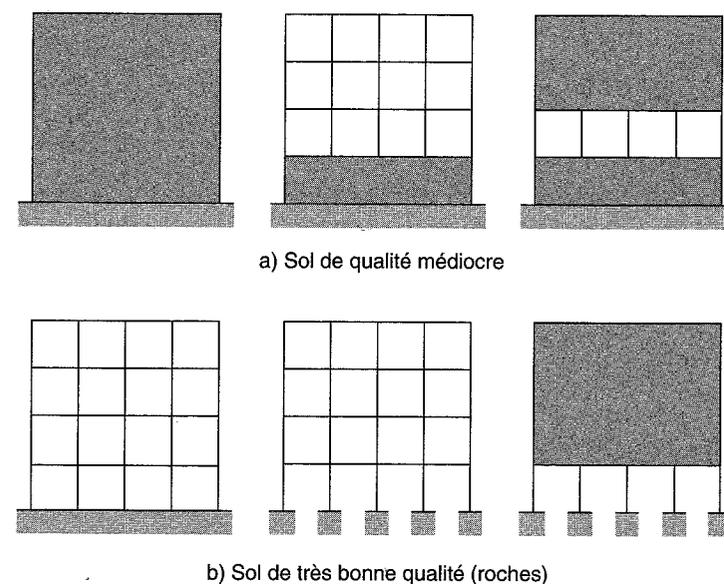


Figure 6 : Choix de la structure en fonction du sol.

Considérons cette fois une structure isostatique ; dans ce cas encore, mais pour une raison exactement inverse de celle invoquée dans le cas précédent, la structure ne saurait être endommagée par des tassements différentiels de la surface d'appui. Ceci, parce que les déformations correspondantes de la structure n'entraîneront, à cause de la conception isostatique, aucun

désordre dans ses éléments constitutants. Dans ce cas, l'adaptation sol-structure se ramène donc à une adaptation de la structure aux conditions imposées par le sol, adaptation limitée par les dispositions constructives. On est dans le cas inverse du cas précédent.

Bien entendu, le cas des constructions courantes varie entre les deux cas présentés.

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en :

►[BAEL 91/B.9.3]◄

- fondations superficielles :
  - semelles continues sous murs, reposant sur le sol,
  - semelles sous points d'appui isolés reposant sur le sol,
  - radier général : structure répartissant les pressions ;
- fondations massives :
  - semelles sur puits,
  - fondations pour réservoirs, châteaux d'eau, cheminées, etc. ;
- fondations profondes :
  - semelles sur pieux,
  - systèmes spéciaux de fondations.

Lorsque le rapport de la largeur B à la hauteur D (Fig. 7) vérifie les conditions suivantes, il s'agit des fondations profondes :

►[DTU 13.2/1992]◄

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 6 B \\ D \geq 3 m \end{array} \right. \quad (I.1.1)$$

Lorsque ces conditions ne sont pas vérifiées, il s'agit des fondations superficielles. L'abaque 1 indique les domaines de chaque type de fondation. ►[DTU 13.12/ch. 1]◄

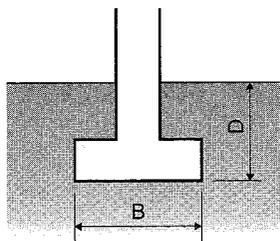
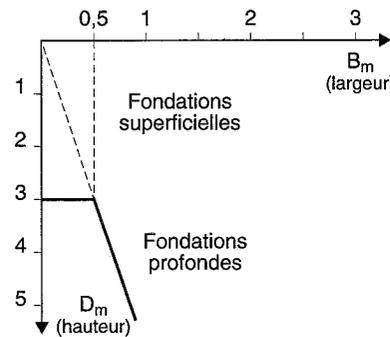


Figure 7.



Abaque 1 : Domaines de diverses fondations.

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles prévues aux paragraphes I. 4.1.1 p. 28 et I. 4.2 p. 32 du Volume 1, *Calculs*.

## I. 2 – Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs,
- les semelles continues sous poteaux,
- les semelles isolées,
- les radiers.

La contrainte du sol q est normalement déterminée par calcul à partir des résultats d'essais de sol. À défaut de résultats expérimentaux, on pourra à titre indicatif, prendre pour résistance admissible les valeurs moyennes données par le tableau 1. ►[DTU 13.12/3,1]◄

nature du sol	q (MPa)
remblais	0,05
terre végétale	0,05
argiles	0,1 à 0,3
terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
gravier	0,4 à 0,6
roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5

Tableau 1 : Valeurs moyennes des résistances admissibles du sol.

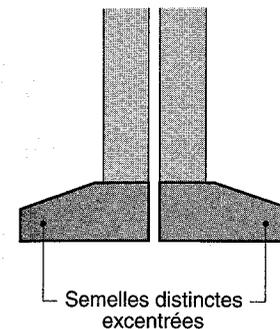


Figure 8 : Joint de rupture dans la semelle.

Lors de la conception de la structure et de ses fondations, il faut décider l'emplacement et le type des joints :

- joints de rupture : à ménager entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge et de tassement (Fig. 8) ;
- joints de dilatation : en cas de sol homogène et bien consolidé, les joints sont arrêtés au-dessus des semelles de fondation (Fig. 9).

Les fondations superficielles doivent être justifiées sous les états-limites suivants :

■ **L'état-limite d'équilibre statique concerne :** ►[DTU 13.12/2,33]◄

- la condition de non-glissement de la fondation sur le sol ; il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi-angle au sommet tel que :

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{H_u}{N_u} \leq 0,5 \quad (I.2.1)$$

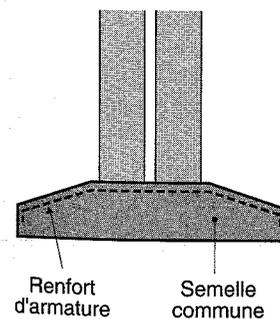


Figure 9 : Joint diaphragme au-dessus de la semelle.

- la condition de stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante : cercles de glissement (Fig. 3) ;
- la stabilité au glissement de la semelle peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage.

■ **L'état-limite ultime de résistance vis-à-vis du sol d'une part, et de la semelle d'autre part** ▶▶[DTU 13.12/2,31]◀◀

Le DTU 13.12 permet de choisir entre un diagramme uniforme de contraintes de sol suivant la méthode de Meyerhof<sup>1</sup> et un diagramme triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme retenu, la valeur de la contrainte de référence  $\sigma$  est conventionnellement choisie au quart de la zone comprimée. La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante :

$$\sigma \leq \sigma_q \quad (I.2.2)$$

Cette inégalité est à vérifier quand la réaction du sol est uniforme (Fig. 10).

Lorsque la répartition des réactions du sol n'est pas uniforme, la contrainte  $\sigma$  à comparer à la contrainte admissible  $\sigma_q$  est telle que (Fig. 11) :

$$\sigma = \frac{3}{4}\sigma_M + \frac{1}{4}\sigma_m \quad (I.2.3)$$

La justification de l'état-limite ultime de résistance de la semelle relève de la *méthode des bielles*.

Dans le cas de combinaisons d'actions pour lesquelles l'action du vent est l'action variable de base (cf. p. 55 § II. 4.1.1, Volume 1, *Calculs*), l'inégalité à vérifier est :

$$\sigma \leq 1,33 \sigma_q \quad (I.2.4)$$

■ **L'état-limite de service vis-à-vis de l'ouverture de fissures**

▶▶[DTU 13.12/2,34]◀◀

À défaut de justification plus précise sous les actions de service, la section d'armatures obtenue à l'état-limite ultime de résistance doit être majorée de :

- 10 % si la fissuration est considérée comme préjudiciable,
- 50 % si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

■ **L'état-limite de service vis-à-vis des déformations**

▶▶[DTU 13.12/2,35]◀◀

L'état-limite de service doit être justifié seulement dans les cas suivants :

1. FOND 72, *Calcul pratique d'une fondation dans le cas général*, LCPC, SETRA, octobre 1972, chapitre 5.3.

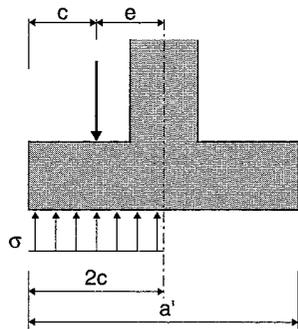


Figure 10 : Répartition uniforme de contraintes.

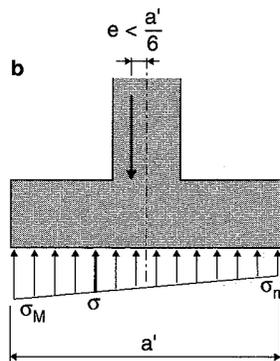
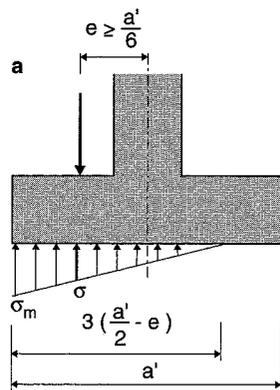


Figure 11 : Répartition non uniforme de contraintes  
a) triangulaire  
b) trapézoïdale.

- structures hyperstatiques calculées en prenant en compte le déplacement ou la rotation des fondations ;
- tassements différentiels à prendre en compte pour les fondations et structures ;
- prescription des DPM.

**I. 2.1 — Semelles continues sous murs**

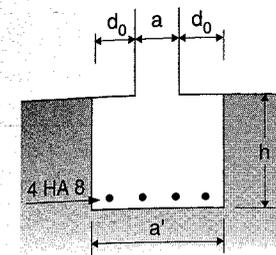


Figure 12 : Semelle continue exécutée en pleine fouille.

Lorsque le sol de fondation est relativement de bonne qualité et homogène, ou lorsque les charges sont relativement faibles, on peut réaliser des semelles continues sous murs, non armées transversalement (Fig. 12) si les conditions suivantes sont respectées : ▶▶[DTU 13.12/annexe 1]◀◀

- le mur transmet à la semelle une charge verticale uniforme et centrée ;
- la hauteur totale h de la semelle est au moins égale à :

$$h \geq 2 d_0 \quad (I.2.5)$$

avec :  $d_0 = \frac{a' - a}{2}$

Ces semelles comportent en général un chaînage longitudinal de 4 HA 8.

Lorsque l'importance des charges ou la faible valeur de la pression admissible, conduisent à des semelles dont la largeur est relativement importante par rapport à l'épaisseur des murs, on est conduit à réaliser des semelles en béton armé.

On applique, pour le calcul de ces semelles, la *méthode des bielles* de Pierre Lebel (1934).

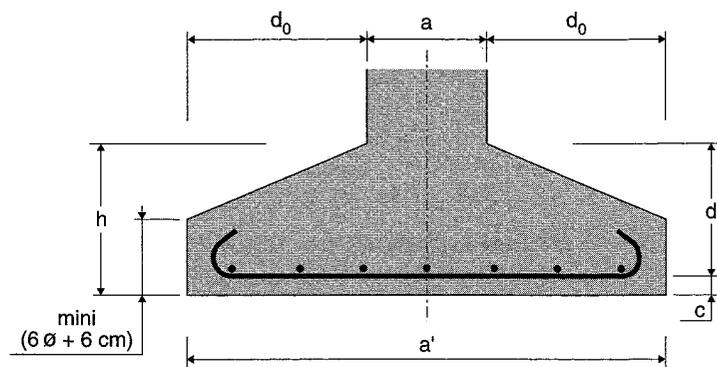
Considérons donc une semelle de section trapézoïdale transmettant au sol la charge d'un mur continu (Fig. 13).

▶▶[DTU 13.12/annexe 2]◀◀

La décomposition des forces transmises par les bielles donne des forces horizontales de traction équilibrées par des armatures disposées à la partie inférieure de la semelle et des réactions du sol verticales et uniformes. L'hypothèse d'une distribution linéaire des réactions du sol suppose que la semelle est peu déformable vis-à-vis du sol d'assise. On admet que cette condition est pratiquement réalisée si la hauteur utile d de la semelle satisfait la condition :

$$d = h - c = \frac{a' - a}{4} \quad (I.2.6)$$

La condition  $d > \frac{d_0}{2}$  permet de considérer que, dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.



a' : largeur de la semelle,  
 a : largeur du mur,  
 h : hauteur totale de la semelle,  
 d : hauteur utile,  
 $p_u$  : charge ELU par unité de longueur de mur, uniforme et centrée.

Figure 13 : Détermination de ferrailage d'une semelle.

La section  $A_s$  d'armatures inférieures, nécessaire pour fonctionner comme tirant, a pour valeur :

$$A_s = \frac{P_u}{8} \frac{a' - a}{d} \frac{1}{\frac{f_c}{\gamma_s}} \quad (I.2.7)$$

Les barres sont disposées sur la totalité de la dimension  $a'$  de la semelle et sont éventuellement terminées par des ancrages ou crochets normaux,  $l_s$  représentant la longueur d'ancrage :

- si  $l_s \geq \frac{a'}{4}$ , toutes les barres sont prolongées aux extrémités et comportent des crochets,
- si  $\frac{a'}{4} > l_s > \frac{a'}{8}$ , toutes les barres sont prolongées aux extrémités et peuvent ne pas comporter de crochet,
- si  $l_s < \frac{a'}{8}$ , on peut arrêter une barre sur deux ou les disposer en portefeuille (Fig. 14 a).

L'ancrage des armatures en attentes pour le poteau (Fig. 14 b) peut se limiter à  $20 \varnothing$  si le moment ultime  $M_u = 0$  et en recouvrement sur  $35 \varnothing$  avec l'armature de la semelle si  $M_u \neq 0$ .

Il convient, de plus, de disposer, en partie inférieure de la semelle, des armatures filantes  $A_f$  d'une section minimale de :

$A_f = 3 \text{ cm}^2$  pour des ronds lisses Fe E 215 ou 235,  
 $A_f = 1,6 \text{ cm}^2$  pour des barres Fe E 500.

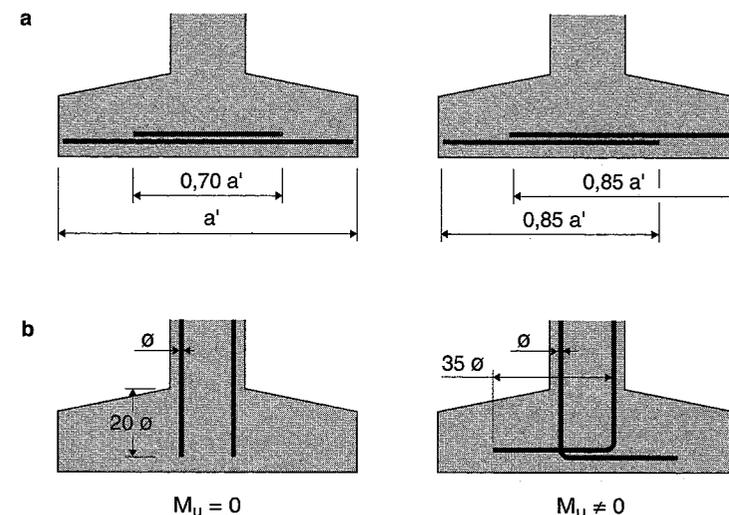


Figure 14 : Dispositions de ferrailage des semelles. a) Arrêt de barres en portefeuille b) Attentes.

Lorsque la semelle doit franchir des ouvertures, on admet de ne pas prévoir des renforts longitudinaux si la partie de la semelle nécessaire à la portance peut être limitée fictivement à un débord  $d_0 \leq \frac{h}{2}$ , la partie négligée est ainsi considérée comme étant du remplissage<sup>1</sup> (Fig. 15 a).

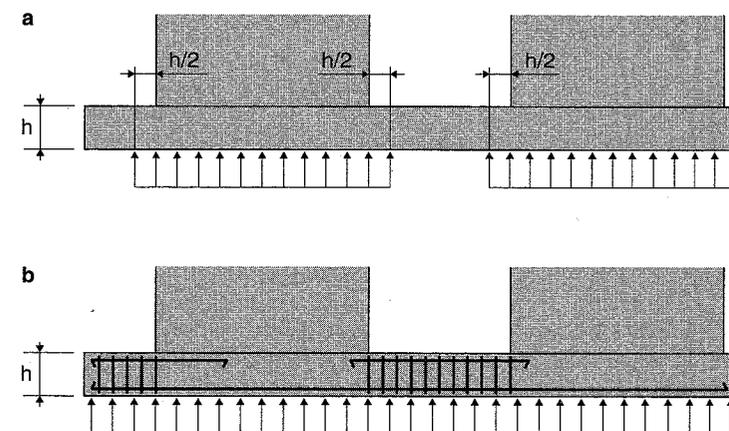


Figure 15 : Semelles ; franchissement des ouvertures.

1. Ossature des bâtiments, A. Coin, Éditions Eyrolles, Paris, 1992.

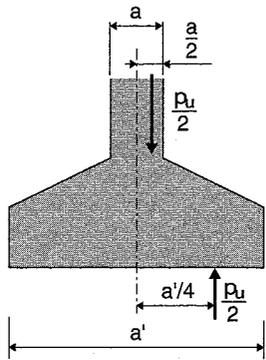


Figure 16 : Détermination de l'armature d'une semelle considérée comme une double console.

Lorsque cela n'est pas possible on ajoute les aciers de poutre et de console ramenant la réaction du sol à l'aplomb des murs (Fig. 15 b).

L'armature inférieure peut aussi être déterminée en considérant la semelle comme une double console. Si on évalue le moment dans la section verticale de symétrie de la semelle, dû au système des forces extérieures agissant d'un côté de la section (Fig. 16), on obtient :

$$M = \frac{P_u}{2} \times \frac{a'}{4} - \frac{P_u}{2} \times \frac{a}{4} = \frac{P_u (a' - a)}{8} \quad (I.2.8)$$

La force de traction qui en résulte dans l'armature inférieure est :

$$N_s = \frac{M}{z} = \frac{P_u}{8} \frac{a' - a}{z} \quad (I.2.9)$$

On constate que, en prenant  $z = d$ , on obtient la même force de traction que par la méthode des bielles (formule I.2.6). Cette façon d'évaluer la force de traction dans l'armature inférieure présente l'intérêt d'être généralisable au cas où la semelle est dissymétrique ou chargée de façon dissymétrique.

Enfin, on doit s'assurer du non-poinçonnement de la semelle en vérifiant la condition suivante :

$$h \geq \frac{N_R}{0,09f_{c28}} \quad (I.2.10)$$

avec :

$$N_R = P_u \left[ 1 - \frac{a + 2h}{a'} \right] \quad (I.2.11)$$

Cette condition est forcément satisfaite lorsque  $h \geq \frac{a' - a}{2}$ .

### I. 2.2 — Semelles isolées sous poteaux >> [DTU 13.12/annexe 2] <<

On utilise, comme pour les semelles continues, la *méthode des bielles*. En toute rigueur, la méthode ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques (Fig. 17).

Cette dernière condition n'est pas toujours réalisée et l'on rencontre souvent en pratique des semelles dont les débords dans les deux sens sont du même ordre,  $d_{01} \cong d_{02}$ . Il est toutefois admis, par expérience, d'extrapoler la méthode des bielles à de tels cas.

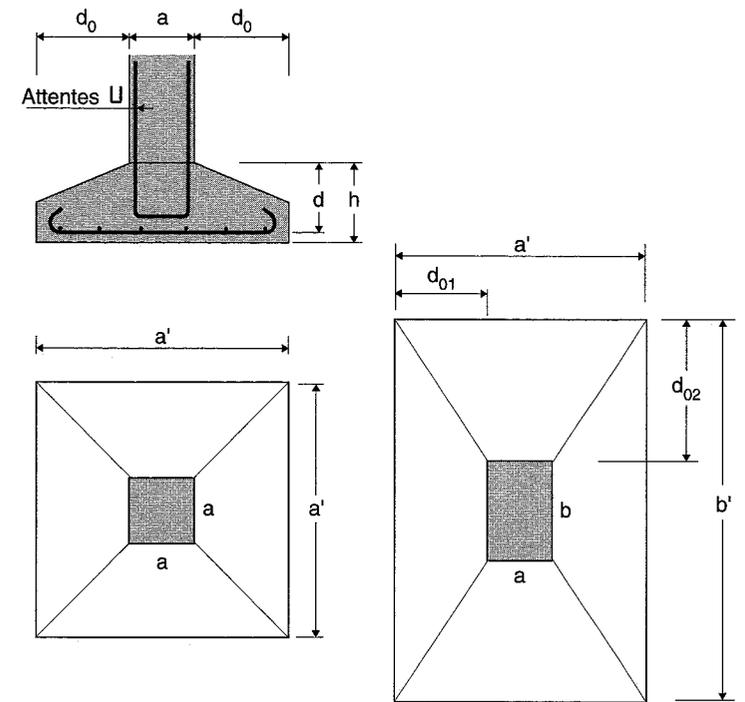


Figure 17 : Semelles isolées sous poteaux.

La validité de la distribution est admise si la hauteur de la semelle vérifie les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d_0 \quad (I.2.12)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \\ \frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b \end{aligned} \right\} \quad (I.2.13)$$

ou

Dans ces conditions se forment dans la semelle des isostatiques de compression et de traction (Fig. 18) ; les armatures seront disposées à la partie inférieure pour équilibrer les tractions.

En admettant que la charge du poteau,  $P_u$  est centrée, et que la pression sur le sol est uniforme, la transmission par l'intermédiaire de la bielle OA (Fig. 19) engendre dans les armatures des efforts :

$$\text{— dans le sens } x \quad N_x = P_u \frac{a' - a}{8d}$$

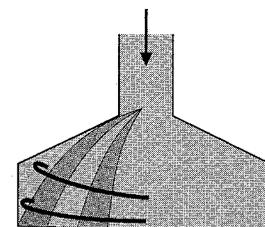
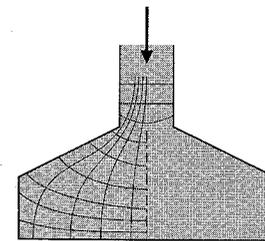


Figure 18 : Isostatiques.

– dans le sens y  $N_y = P_u \frac{b' - b}{8d}$   
 où la hauteur utile d est à prendre distinctement pour chaque lit d'armatures.

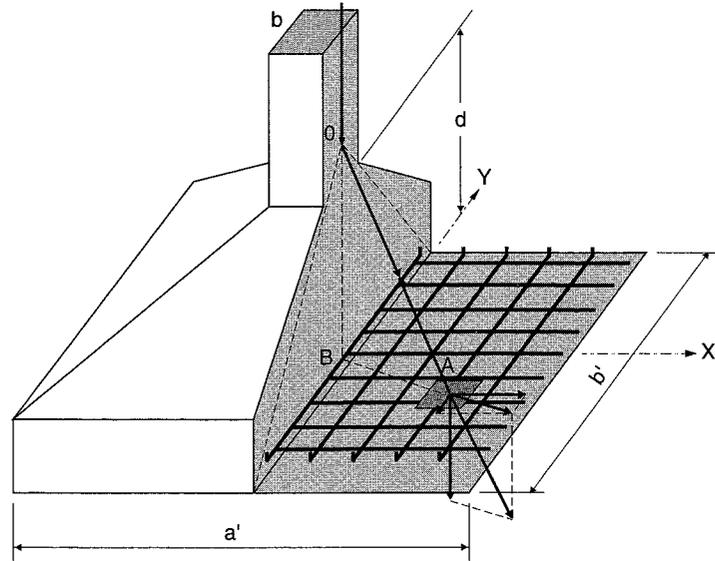


Figure 19 : Transmission de la bielle sous une charge concentrée.

Il est à remarquer que dans la détermination des efforts suivant les directions x et y, on prend chaque fois en compte la totalité de la charge  $P_u$ .

La section A d'armatures inférieures nécessaire pour assurer le fonctionnement en tirant, a pour valeur :

– dans le sens x  $A_x = \frac{N_x}{\frac{f_c}{\gamma_s}}$  (I.2.14)

– dans le sens y  $A_y = \frac{N_y}{\frac{f_c}{\gamma_s}}$  (I.2.15)

Les barres ainsi déterminées s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées comme suit,  $l_s$  représentant la longueur d'ancrage :

- si  $l_s > \frac{a'}{5}$  toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets,

- si  $\frac{a'}{10} < l_s < \frac{a'}{5}$ , toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et peuvent ne pas comporter de crochets.

Si les conditions données (I.2.13) sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier :

- la compression dans les bielles inclinées,
- le poinçonnement de la semelle,
- le cisaillement dans la semelle.

Lorsque les conditions (I.2.13) ne sont pas satisfaites, il faut :

- calculer la semelle comme une console,
- vérifier le cisaillement dans la semelle,
- vérifier le poinçonnement de la semelle.

Pour s'assurer du non-poinçonnement de la semelle par le poteau, on doit vérifier la condition suivante :

$$h > \frac{N_R}{0,045 u_c f_{c28}} \quad (I.2.16)$$

avec :

$$u_c = 2(a + b + 2h)$$

$$N_R = P_u \left[ 1 - (a + h) \frac{b + 2h}{a' b'} \right]$$

Les considérations qui précèdent concernent les semelles soumises à une charge  $P_u$  supposée centrée. Il arrive fréquemment, notamment dans le cas d'ossatures soumises à l'action du vent ou du séisme ou encore dans le cas des charpentes métalliques, légères, encastrées dans les semelles, de devoir équilibrer un moment d'encastrement.

Pour le calcul des semelles sous l'action d'un effort normal et d'un moment, on peut toujours appliquer la *méthode des bielles* exposée ci-dessus, mais en admettant que le point d'appui est soumis à une charge centrée fictive correspondant à celle qui donnerait sur le sol une pression uniforme égale à la pression maximale résultant de la répartition trapézoïdale ou triangulaire. Cette méthode donne sans doute une sécurité assez large, mais a l'avantage de la simplicité. On peut aussi calculer de telles semelles comme des doubles consoles.

Bien entendu, il faut assurer la transmission des efforts des poteaux aux semelles par un ancrage convenable des armatures longitudinales des poteaux ; si certaines des faces de ceux-ci sont susceptibles d'être tendues, on prolonge généralement les armatures des poteaux jusqu'à la partie inférieure où on les retourne

horizontalement sur une longueur  $\ell_s$  (Fig. 20 a) ; si les barres sont prolongées sur toute la largeur de la semelle, on peut alors les prendre en compte dans les calculs de résistance des semelles (Fig. 20 b).

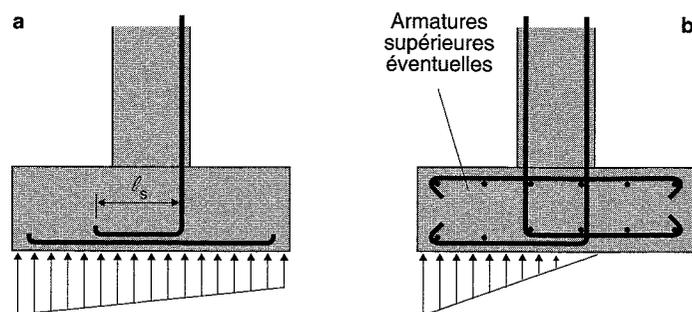


Figure 20 : Ancrage des armatures longitudinales des poteaux.

### I. 2.3 — Semelles excentrées

Certaines limitations peuvent être imposées aux débords des semelles par rapport aux nus des murs construits : (1) en bordure de propriété, (2) en bordure de voie publique. Dans ces cas, on peut obtenir l'équilibre au niveau de la semelle par :

- une répartition linéaire des réactions du sol suivant un diagramme triangulaire ou trapézoïdal ;
- par un couple obtenu par une force de frottement à l'interface sol-semelle et une autre force horizontale au niveau du plancher ;
- par un couple obtenu par une force au niveau du dallage et une autre force horizontale au niveau du plancher ;
- par la flexion du mur ;
- par des longrines de redressement.

La variation des réactions du sol suit une loi linéaire si la semelle peut être considérée comme très rigide et donc on peut négliger sa déformabilité, ce qui est le cas courant. Deux cas sont à considérer :

• si  $a' > \frac{3a}{2}$

le diagramme des pressions est un triangle et l'on a (Fig. 21 a) :

$$\sigma_M = \frac{4}{3} \frac{p_u}{a} \quad (I.2.17)$$

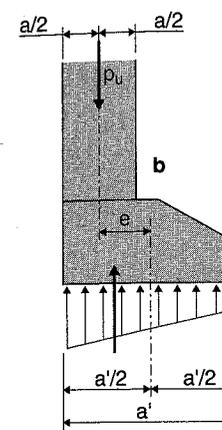
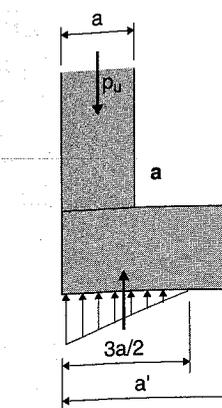


Figure 21 : Excentrement de la semelle équilibré par le sol  
a) contrainte triangulaire  
b) contrainte trapézoïdale.

La pression maximale est donc supérieure de 33 % à celle qu'exercerait le mur s'il était centré ;

• si  $a' < \frac{3a}{2}$

le diagramme des pressions est un trapèze (Fig. 21 b) ; les contraintes maximales  $\sigma_M$  et minimales  $\sigma_m$  sont données par les formules :

$$\sigma_M = \frac{p_u}{a'} \left( 1 + \frac{6e}{a'} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{p_u}{a'} \left( 1 - \frac{6e}{a'} \right)$$

où l'excentricité e est égale à :  $e = \frac{a' - a}{2}$ .

On constate que le moment dû à l'excentricité e ne peut pas être équilibré par la semelle, il faut donc chercher à l'équilibrer par le mur lui-même. Cette solution est possible si l'on considère une répartition uniforme (Fig. 22) : le moment  $M = p_u \times e$  dans la semelle étant équilibré, par exemple, par un moment constant dans le mur.

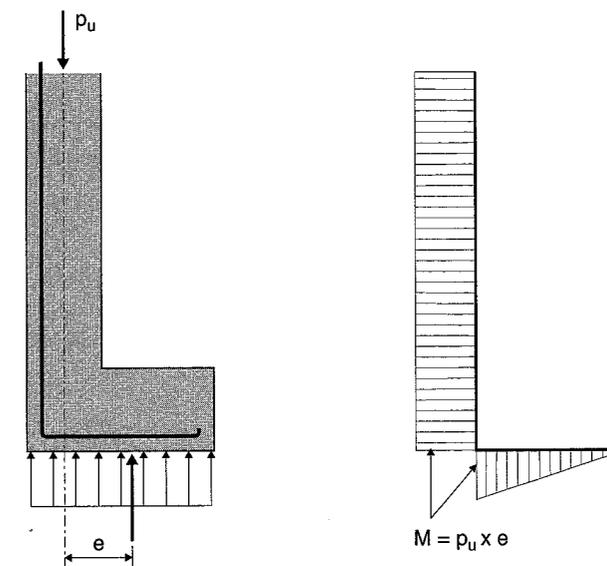


Figure 22 : Excentrement de la semelle équilibré par le mur.

Une autre solution consiste à équilibrer le moment par une force horizontale mobilisée par le frottement sous la semelle (Fig. 23 a), tel que (selon la formule I.2.1) :

$$\frac{H_u}{p_u} \leq 0,5$$

Ou encore par le dallage, éventuellement renforcé, agissant comme un buton (Fig. 23 b).

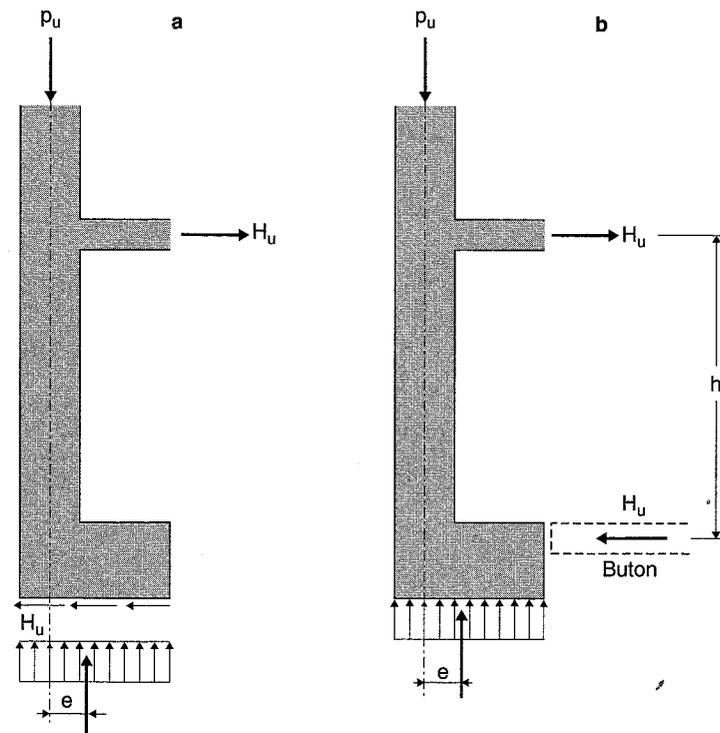


Figure 23 : Excentrement de la semelle équilibré par le plancher.

On peut également, si le moment à équilibrer est important, prévoir des poutres perpendiculaires à la semelle. Ces poutres prolongées jusqu'à la file voisine de poteaux, ont pour objet de transmettre les efforts résultants de l'excentrement de la semelle ; on les appelle *poutres ou longrines de redressement* (Fig. 24).

La charge  $p_u$  par mètre linéaire du mur donne lieu à une réaction sur le sol égale à  $p_u \frac{l+e}{l}$  pour laquelle la largeur  $a'$  de la semelle continue, doit être déterminée. Au droit des poteaux s'exerce une réaction verticale ascendante  $p_u \frac{e}{l}$  par mètre linéaire qui vient en déduction de la charge verticale descendante. Pour que le système soit efficace, il faut que les longrines de redressement aient une raideur relativement importante.

Il faut noter qu'en raison de la position localisée des poutres de redressement, la semelle entre deux poutres est soumise à des sollicitations de torsion, ce qui nécessite éventuellement la disposition d'armatures longitudinales et transversales.

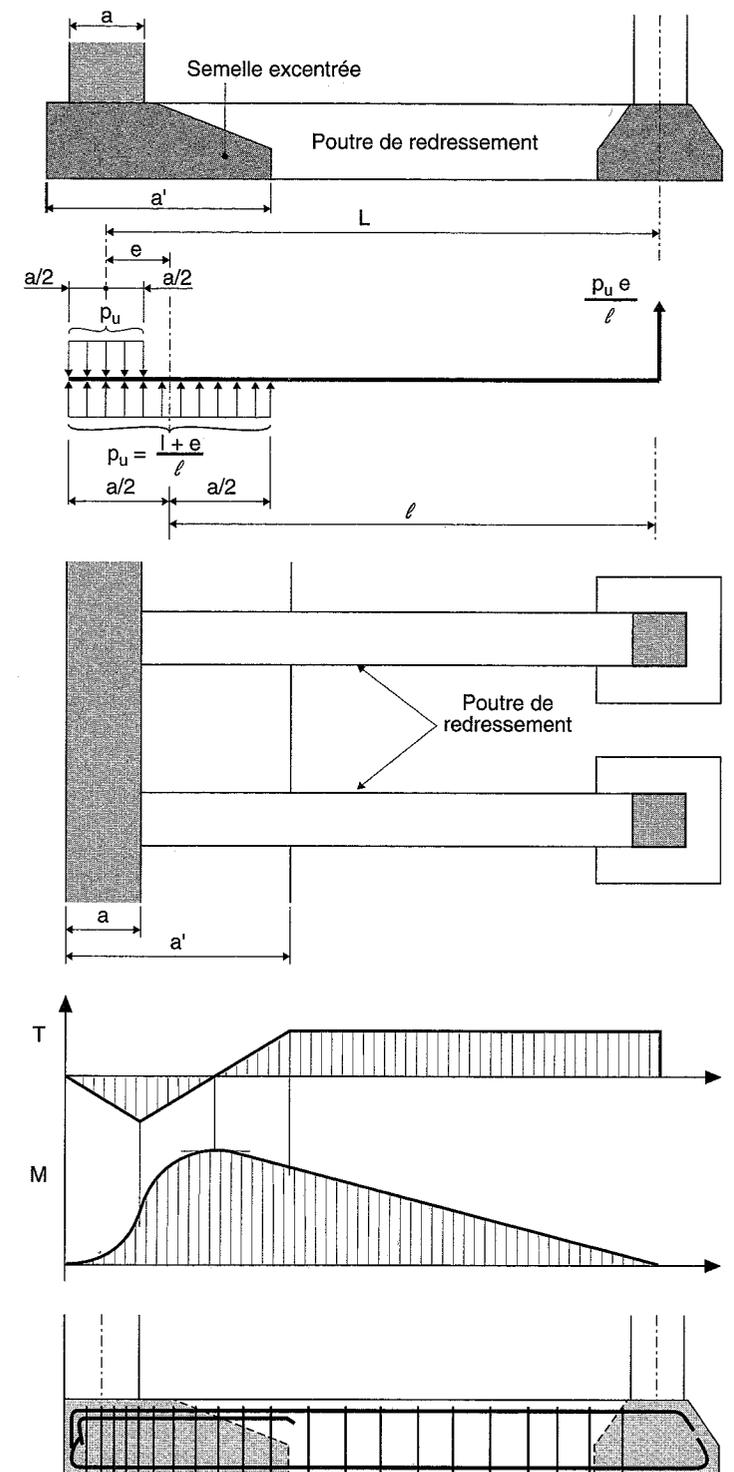


Figure 24 : Excentrement de la semelle équilibré par des poutres de redressement.

Les longrines de redressement sont aussi utilisées pour équilibrer les moments qui proviennent des charges excentrées amenées par les poteaux (Fig. 25).

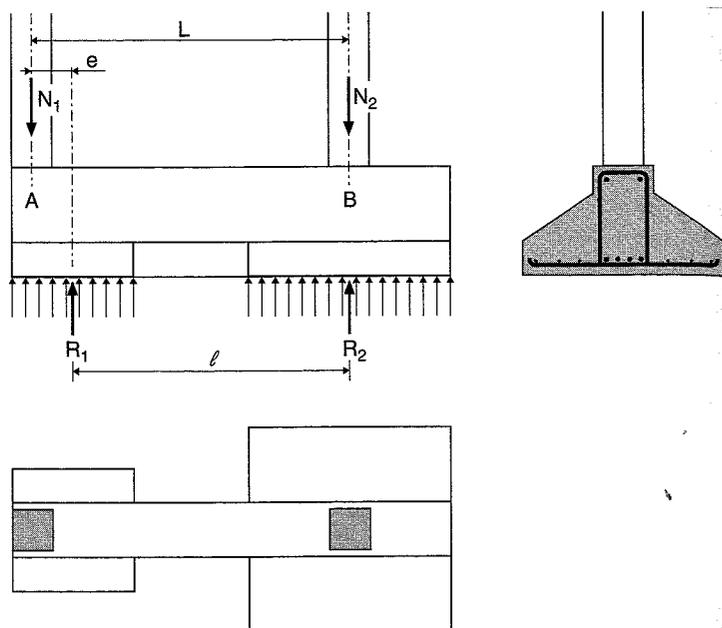


Figure 25 : Équilibre des charges excentrées par un couple de réactions développées par les fondations.

### I. 2.4 — Massifs semi-enterrés

Considérons un point d'appui : poteau en béton armé ou poteau métallique par exemple, transmettant à la fondation (massif enterré), une force verticale N, une force horizontale H et un moment de flexion M. Ces efforts seront transmis au sol par la butée. Il est important de remarquer que la butée n'est normalement mise en jeu qu'à la suite de déplacements non négligeables du massif qui, par ailleurs, doivent rester compatibles avec les déplacements admis pour l'ouvrage en superstructure. Il est admis que, si la butée est limitée à la valeur de la poussée hydrostatique, les déplacements restent dans des limites acceptables. On admet<sup>1</sup> que la pression de butée, déduction faite de la pression de poussée, varie linéairement en fonction de la profondeur

1. Ossatures des bâtiments, J. Blévoit. Cours au C.H.E.C.

suivant la loi de Coulomb ; la valeur maximale atteint au niveau inférieur du massif :

$$b = \varpi h \left[ \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (\text{I.2.18})$$

avec :  
 $\varpi$  : le poids spécifique des terres,  
 $\varphi$  : l'angle de talus naturel.

Dans le cas d'un massif parallélépipédique (Fig. 26) soumis aux sollicitations N, H et M, les équations d'équilibre s'écrivent :

• projection sur un plan vertical :

$$N + G = \frac{1}{2} p a l \quad (\text{I.2.19})$$

• projection sur un plan horizontal :

$$H = \frac{l}{2} [b h - d (b + c)] \quad (\text{I.2.20})$$

• moment par rapport au point B :

$$H h + M - (N + G) \frac{L}{2} = \frac{l}{6} [b h^2 - (b + c)^2 d - p a^2] \quad (\text{I.2.21})$$

avec :  
 L : la largeur du massif,  
 H : la hauteur du massif,  
 $l$  : la profondeur du massif,  
 G : le poids du massif.

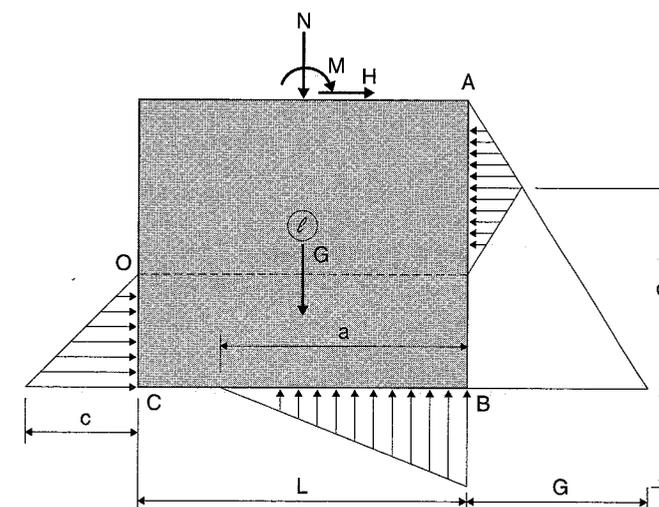


Figure 26 : Équilibre d'un massif semi-enterré.

Le problème est indéterminé puisqu'il y a quatre inconnues :  $a$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $p$  et trois équations. On se fixe, généralement *a priori*, la valeur de  $p = 1,33 \sigma_{sol}$ .

Les efforts de traction qui sont susceptibles de se développer dans la section inférieure du poteau ou de sa semelle doivent être transmis au massif (Fig. 27) ; cette condition implique la mise en place des armatures de liaisons (cas de poteaux et semelles en béton armé) ou de tiges d'ancrage (cas de poteaux métalliques) de longueur suffisante pour assurer cette transmission et la répartition des efforts.

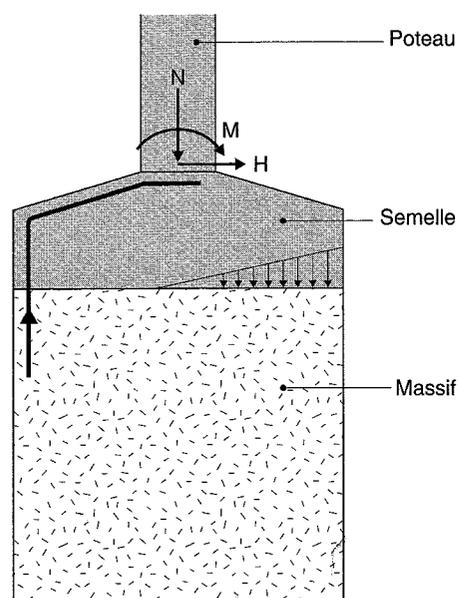


Figure 27 : Ancre de la semelle dans le massif en gros béton.

## I. 3 — Fondations profondes

### I. 3.1 — Diffusion des charges appliquées aux pieux

Un pieu transmet au sol dans lequel il est fiché, les charges qui lui sont appliquées en tête par la mise en jeu de trois mécanismes. Ces mécanismes se développent progressivement en fonction du déplacement du pieu suivant des lois différentes.

Le *frottement latéral* est le premier type de réaction qu'oppose le sol à la pénétration du pieu. Il provient des forces d'adhérence qui se développent entre le pieu et le sol. La valeur de la charge pouvant être appliquée est donc directement proportionnelle à la longueur de la fiche.

L'*effet de pointe*, dû à la résultante verticale des efforts qui se développent sur la pointe du pieu, est le deuxième type de réaction.

La *butée latérale* est le résultat de la transmission au terrain, par le pieu, des efforts horizontaux.

La *force portante* d'un pieu est la somme de deux termes : l'effet de pointe et le frottement latéral.

Dans les terrains relativement homogènes, la mobilisation du frottement latéral est atteinte pour des tassements relatifs de l'ordre de 1 %. Par contre, le développement de l'effet de pointe est beaucoup plus lent et la réaction correspondante n'atteint sa valeur ultime que pour des tassements de l'ordre de 10 %. Il ne faut donc pas compter sur la manifestation simultanée des réactions maximales de *frottement* et de *pointe*.

En tout état de cause la capacité portante des pieux dépend des caractéristiques des couches traversées.

Considérons tout d'abord le cas<sup>1</sup> d'un pieu enfoncé à travers un terrain inconsistant dans une couche résistante, la force portante du pieu étant obtenue surtout par effet de pointe (Fig. 28 a). Si l'on met en place au-dessus du terrain superficiel compressible, un remblai de grande épaisseur (et surtout si ce remblai reçoit une charge importante), le tassement propre du remblai et celui de la couche molle non consolidée provoquent, le long du fût du pieu, des efforts de frottement dont la résultante a une composante verticale dirigée vers le bas. C'est ce que l'on appelle le *frottement négatif* qui s'ajoute ainsi à la charge transmise au pieu par l'ouvrage à fonder.

Lorsque la couche de terrain dans laquelle sont ancrés les pieux est suffisamment compacte et épaisse, le frottement négatif n'a, la plupart du temps, comme conséquence, qu'une augmentation des contraintes dans les pieux sans que celle-ci provoque pour autant des tassements significatifs. Si, par contre, la couche compacte est peu épaisse et surmonte des terrains compressibles (comme c'est dans le cas de la figure 28 a), le surcroît de charge sur les pieux dû au frottement négatif ajouté au poids propre du remblai peut provoquer l'affaissement du banc résistant sous la rupture des pieux par suite du fluage des couches sous-jacentes.

1. *Les chroniques du Bureau Securitas et de SOCOTEC*, L. Logeais, Annales de l'I.T.B.T.P., n° 280, avril 1971.

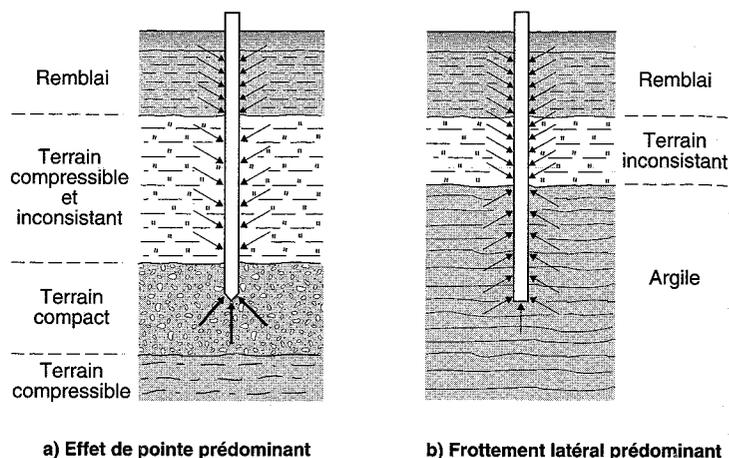


Figure 28 : Transmission des forces à travers les pieux  
a) pieu appuyé en pointe b) pieu flottant.

Si le pieu est un pieu flottant (Fig. 28 b), c'est-à-dire si la majeure partie de sa force portante provient du frottement latéral (cas d'un terrain constitué, par exemple, par des argiles moyennement compactes), les effets du frottement négatif peuvent provoquer des tassements excessifs.

On constate donc qu'un pieu est solidaire, dans ces mouvements, du sol encaissant. Cette remarque est d'autant plus valable quand l'ouvrage sur pieux se trouve en zone sismique (cf. § III. 3.3).

Par ailleurs, la capacité portante par frottement latéral ne peut être mobilisée que si les pieux ne sont pas trop rapprochés. Dans tous les cas, la distance minimale entre les axes de deux pieux voisins est de 2,5 à 3 Ø, (Ø étant le diamètre du pieu) ; sinon il faut remplacer la somme des circonférences de chaque pieu par le périmètre d'une pile fictive ayant pour contour la ligne enveloppant les pieux extérieurs.

I. 3.2 — Justification des pieux en béton armé »[DTU.13.2/1.32]«

Les calculs justificatifs des fondations profondes sont conduits à partir d'une résistance conventionnelle du béton  $f_c^*$  définie par :

$$f_c^* = \frac{\min(f_{cj}; f_{c\lim})}{k_1 k_2} \quad (I.3.1)$$

avec :

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique à j jours d'âge (tableau 11, p. 35, Volume 1, *Calculs*),

$f_{c\lim}$  : la valeur limite dépendant de la technique de fondation (tableau 2),

$k_1$  : le coefficient tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles des sections selon le procédé d'exécution adopté (tableau 2),

$k_2$  : le coefficient tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation dont les valeurs sont données ci-après.

Lorsqu'on procède à un contrôle renforcé de la qualité des pieux, les contraintes de calcul peuvent être augmentées de 20 % maximum. »[DTU 13.2/1.324]«

	type de fondation	$f_{c\lim}$	$k_1^{(1)}$
groupe A	- Pieux ou parois préfabriqués mis en place dans un forage.	$f_{c28}$	1,00
	- Pieux tubulaires précontraints.	$f_{cj}$	1,15
	- Pieux préfabriqués battus en béton armé.	$f_{cj}$	1,15
	- Puits avec béton vibré.	$f_{c28}$	1,00
	- Puits avec béton non vibré.	$f_{c28}$	1,20
groupe B	- Pieux battus moulés.	$f_{c28}$	1,30
	- Pieux et barettes forés simples	$f_{c28}$	1,30
	- Pieux forés tubés :		
	bétonnés à sec,	$f_{c28}$	1,20
	bétonnés sous l'eau	$f_{c28}$	1,30
- Pieux et barettes bétonnés sous boue, parois moulées.	$f_{c28}$	1,30	

(1) Il est loisible de diminuer d'au plus 0,1 la valeur absolue du coefficient  $k_1$  :  
 - pour les pieux et barettes forés simples, lorsque la nature des terrains rencontrés garantit une stabilité absolue des parois ;  
 - pour les pieux forés tubés, lorsque l'extraction du tube est effectuée avec vibrations et présente toutes les garanties vis-à-vis du respect de l'intégrité du pieu.

Tableau 2 : Valeurs de  $f_{c\lim}$  et  $k_1$ .

Le coefficient  $k_2$  prend normalement les valeurs suivantes :

• éléments du groupe A :

$$k_2 = 1$$

• éléments du groupe B :

- dont le rapport du plus petit diamètre d (m) à la longueur est inférieur ou égal à  $\frac{1}{20}$  :

$$k_2 = 1,05$$

- dont le rapport du plus petit diamètre d (m) est inférieur à 0,60 m :

$$k_2 = \left(1,3 - \frac{d}{2}\right)$$

– réunissant les deux conditions précédentes :

$$k_2 = \left( 1,35 - \frac{d}{2} \right)$$

– ne réunissant aucune des conditions précédentes :

$$k_2 = 1$$

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  s'obtient par la formule : ►[BAEL 91/A.2.1.12]◄

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_c^* \quad (I.3.2)$$

Les justifications aux états-limites s'effectuent à partir des dimensions nominales des éléments de fondations considérés.

►[DTU 13.2/1.322]◄

#### ■ États-limites de service

• L'état-limite de compression du béton est défini par les deux conditions suivantes :

– (1) la contrainte maximale de compression du béton :

►[BAEL 91/A.4.5.2]◄

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c^* \quad (I.3.3)$$

– (2) la contrainte moyenne de compression du béton sur la seule section comprimée de celui-ci :

$$\bar{\sigma}_{bc \text{ moy}} = 0,3f_c^* \quad (I.3.4)$$

• L'état-limite de fissuration correspond à une contrainte de traction des armatures dépendante du préjudice de la fissuration : préjudiciable ou très préjudiciable (§ II. 1.2.2, p. 45, Volume I, *Calculs*). ►[BAEL 91/A.4.5.3]◄

#### ■ États-limites ultimes de résistance

• La justification vis-à-vis des sollicitations normales est effectuée d'après le paragraphe II. 6, p. 119, Volume 1, *Calcul des sections circulaires pleines en flexion composée* en remplaçant  $f_{28}$  par  $f_c^*$ .

• La justification vis-à-vis des sollicitations tangentes est effectuée d'après le paragraphe II. 9, Volume 1, p. 143. *Calcul des sections à l'effort tranchant*, en remplaçant  $f_{ct}$  par  $f_c^*$ .

Pour les pieux circulaires, la contrainte tangente  $\tau_u$  est prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = 1,4 \frac{V_u}{b_0 d} \quad (I.3.5)$$

avec :

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant à l'ELU,

$b_0$  : le diamètre du pieu,

$d$  : la distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature la plus tendue.

• La justification en phases de construction est effectuée en prenant pour l'acier un coefficient partiel de sécurité réduit à 1 au lieu de 1,15. ►[DTU 13.2/1.323]◄

### I. 3.3 — Dispositions constructives

On peut classer les dispositions constructives en deux familles : pieux préfabriqués et pieux moulés dans le sol.

#### Les pieux préfabriqués

Les armatures longitudinales doivent être, autant que possible, d'une seule longueur et doivent respecter les conditions suivantes (Fig. 29) :

• les recouvrements ou les soudures ne doivent pas intéresser plus du tiers du nombre de barres dans une même section transversale ;

•  $\varnothing_l$  étant le diamètre des armatures longitudinales :

$$\varnothing_l \text{ min} \geq \max \left[ 12, \frac{b_0}{20} \right]$$

•  $A_l$  étant la section des armatures longitudinales :

$$A_l \geq 0,8 \% \times \text{section du pieu}$$

• pas de crochets aux extrémités de barres ;

• pour le pieu de section polygonale, il faut placer une barre dans chaque angle (Fig. 29 b) ;

• pour le pieu carré d'au moins 40 cm de côté, il faut placer une barre complémentaire au milieu de chaque côté.

Les armatures transversales sont réalisées sous forme de cadres ou de frettes suivant la forme de la section transversale du pieu et doivent respecter les conditions suivantes :

•  $\varnothing_t$  étant le diamètre des armatures transversales :  $\varnothing_t \text{ min} \geq 5$  ;

•  $e$  étant l'espacement courant :  $e \leq 20$  cm ;

• l'espacement aux extrémités et réduit au moins de moitié sur une longueur est égal à  $2 b_0$  ;

• prévoir entre l'extrémité et la zone courante, une zone de transition de  $2 b_0$  comportant des armatures transversales à un

espacement égal aux  $\frac{2}{3}$  de l'espacement courant ;

• le recouvrement entre deux éléments successifs de frette doit se faire sur une longueur minimale de  $30 \varnothing$  (plus généralement  $40 \varnothing$ ) sans crochets ;

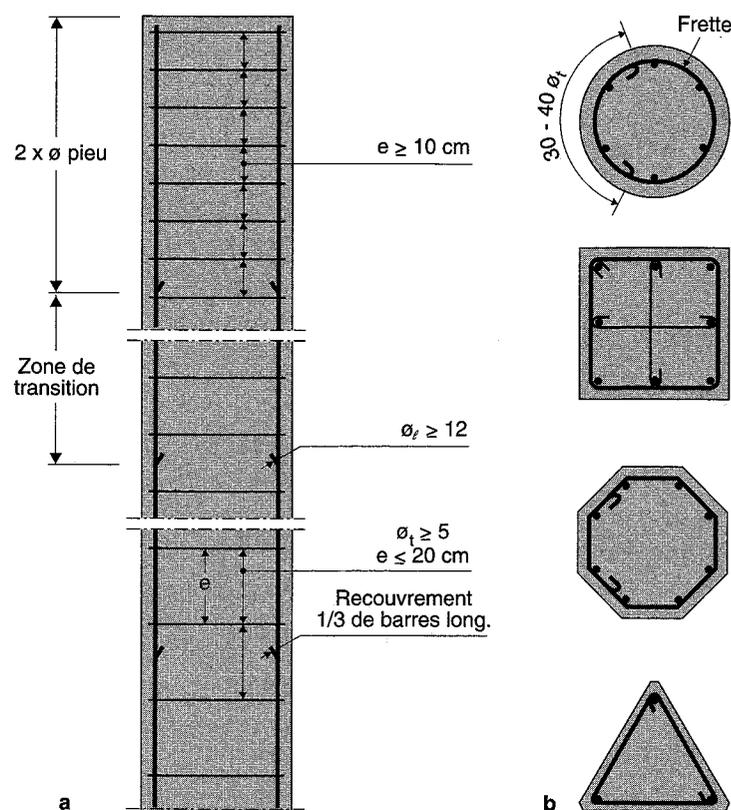


Figure 29 : Pieux préfabriqués  
a) disposition des armatures b) pieux de section polygonale.

- la quantité minimale d'armatures transversales est de :
  - 0,5 % du volume du béton dans les zones d'extrémités et de recouvrement,
  - 0,15 % à 0,2 % du volume du béton en partie courante.

### Les pieux moulés dans le sol

Les pieux soumis seulement à un effort de compression peuvent ne pas être armés ; des barres en attente sont toutefois indispensables (Fig. 30). ►►[DTU 13.2/3,12]◄◄

En cas de faibles efforts horizontaux – de l'ordre de 2 à 5 % de la charge verticale –, il n'est pas nécessaire de prévoir une armature dans les pieux, à condition toutefois que ces efforts soient repris directement par des bèches.

Les pieux susceptibles d'être soumis à des efforts de flexion, les pieux inclinés et les pieux travaillant à la traction, de même que les pieux des ouvrages situés en zone sismique (§ III. 2) doivent être armés sur toute leur longueur. ►►[DTU 13.2/3,12, 2]◄◄

En dehors des pieux situés en zone sismique, les cages d'armature sont constituées par :

- un nombre minimal des barres longitudinales égal à 5 ;
- $\varnothing_l$  étant le diamètre des armatures longitudinales :  
 $\varnothing_l \text{ min } \geq 12$
- $A_l$  étant la section des armatures longitudinales :  
 $A_l \geq 0,5 \% \times \text{section du pieu}$
- la distance minimale de nu à nu des barres longitudinales est supérieure ou égale à 10 cm ;
- l'écartement des cerces ou le pas des frettes est inférieur ou égal à 20 cm ;
- l'enrobage des armatures est inférieur ou égal à 4 cm.

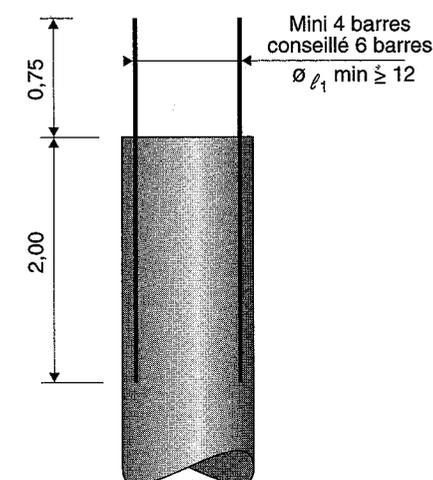


Figure 30 : Attentes en tête de pieux non armés.

### I. 3.4 — Semelles sur pieux

Ces semelles ont pour rôle d'assurer la transmission aux pieux des charges de la construction. La dimension de ces semelles doit tenir compte des écarts qui peuvent exister entre l'implantation théorique des pieux et l'implantation réelle, c'est-à-dire des tolérances d'implantation au niveau du recépage.

►►[DTU 13.2/1,15]◄◄

#### Semelles sur pieu unique

Les semelles sont de simples massifs de forme sensiblement cubique comportant des cadres verticaux et horizontaux, ce qui représente au total environ 35 kg d'acier/m<sup>3</sup> de béton (Fig. 31).

Au droit d'un joint de dilatation, on rencontre le cas de deux poteaux sur un pieu unique ; il est indispensable de prévoir des longrines pour équilibrer le moment de flexion qui peut résulter de la différence des charges des poteaux (Fig. 32).

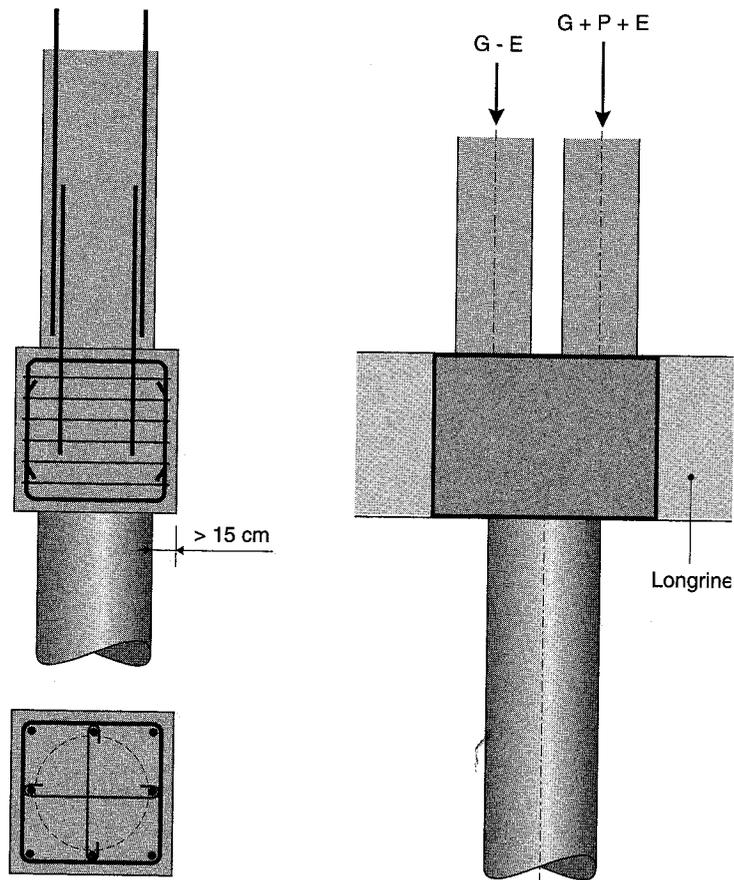


Figure 31 :  
Semelle sur pieu unique.

Figure 32 :  
Semelle sur pieu unique  
au droit d'un joint.

**Semelles sur deux pieux**

On utilise la *méthode des bielles* (Fig. 33) qui a été validée par des essais<sup>1</sup> pour des semelles dont l'inclinaison  $\theta$  de la bielle est :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

1. *Semelles sur pieux*, J. Blévoit et R. Frémy, Annales de l'I.T.B.T.P., n° 230, 1967.

L'angle  $\theta$  que font ces bielles avec l'horizontale est défini par :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{a'}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{4d}{2a' - a}$$

La composante horizontale est équilibrée par la force de traction  $N_s$  dans l'armature inférieure qui a pour valeur :

$$N_s = 1,15 \frac{P_u}{2 \operatorname{tg} \theta} = 1,15 \frac{P_u a'}{4d} \left(1 - \frac{a}{2a'}\right) \quad (I.3.6)$$

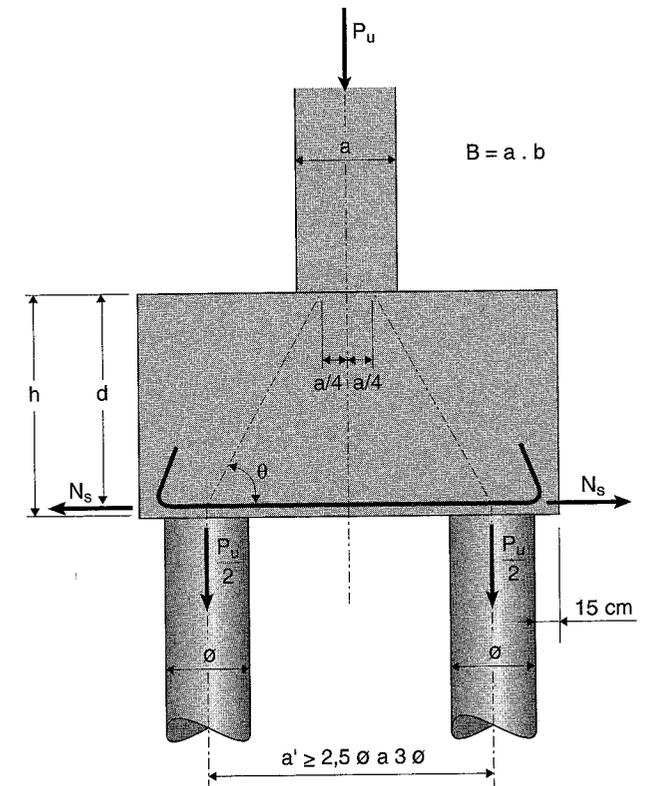


Figure 33 : Décomposition en bielles.

L'application de cette méthode simplifiée peut conduire à des coefficients de sécurité inférieurs à ceux requis, c'est pourquoi on majore forfaitairement les efforts de 15 %. La section correspondante  $A_s$  d'armatures inférieures doit être telle que :

$$A_s = \frac{N_s}{\frac{f_c}{\gamma_s}} \quad (I.3.7)$$

Cette armature doit être totalement ancrée à partir de la section située dans l'axe des pieux. Dans les cas habituels, cela conduit à prévoir un ancrage par courbure (§ III. 2.3. p. 207, Volume 1, *Calculs*).

Dans le cas où  $\theta$  est supérieur à  $55^\circ$ , cette méthode peut encore être utilisée à condition de limiter  $\text{tg } \theta$  à la valeur correspondant à  $\theta = 55^\circ$  soit 1,43 d'où :

$$N_s = \frac{P_u}{2 \text{tg } \theta} = \frac{P_u}{2,86} = 0,35 P_u \quad (I.3.8)$$

La contrainte de compression du béton dans les bielles inclinées doit vérifier les conditions :

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_b &= \frac{P_u}{B \sin^2 \theta} \leq 0,6 f_{c28} \\ \sigma'_b &= \frac{P_u}{2 B_p \sin^2 \theta} \leq 0,6 f_{c28} \end{aligned} \right\} (I.3.9)$$

avec :

B : la section du poteau,

$B_p$  : la section d'un pieu.

Enfin, il faut aussi vérifier la contrainte de cisaillement  $\tau$  dans la semelle :

$$\tau = \frac{P_u}{2 b' z} \leq 1,2 f_{t28} \quad (I.3.10)$$

avec  $z = \frac{7}{8} h$

En raison des écarts possibles d'implantation, le centre de gravité de la section de base du poteau et les centres de gravité des sections de tête des pieux peuvent ne pas être situés dans le plan vertical moyen de la semelle ; il en résulte alors des efforts de torsion. Dans ces conditions, il est d'usage pour une bonne construction de prévoir (Fig. 34 a) :

- des armatures supérieures,
- des cadres régulièrement espacés sur toute la longueur de la semelle.

Si les conditions (I.3.9) et (I.3.10) ne sont pas satisfaites, il est possible d'accroître la charge appliquée à la semelle en disposant des armatures pliées qui permettent de remonter une partie de la charge appliquée au poteau (Fig. 34 b).

### Semelles sur trois pieux

Les pieux sont supposés être disposés aux sommets d'un triangle équilatéral de côté  $a'$  (Fig. 35). Le centre de gravité de la section du poteau et celui du triangle des axes des pieux sont sur un même axe vertical.

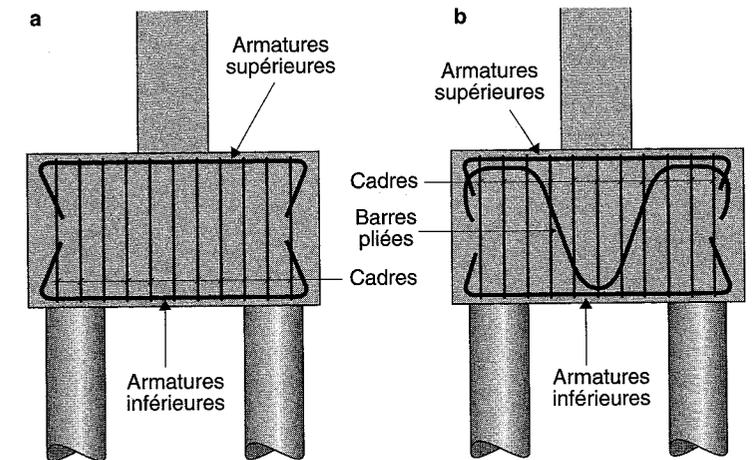


Figure 34 : Ferrailages des semelles sur deux pieux.

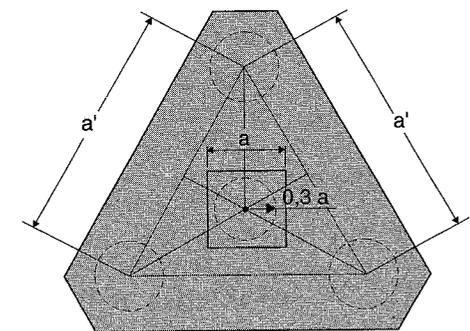
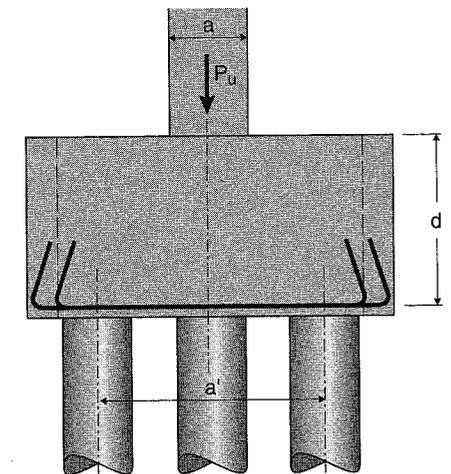


Figure 35 : Semelle sur trois pieux.

La charge du poteau est supposée transmise par trois bielles inclinées dont les axes sont situés dans les plans verticaux contenant les médianes du triangle équilatéral de côté  $a'$ .

Les efforts horizontaux de traction peuvent être équilibrés par des armatures disposées :

- suivant chacun des trois côtés ; les tractions à équilibrer ont pour valeur :

$$N_{s \text{ côté}} = \frac{P_u}{9d} a' \sqrt{3} \left( 1 - \frac{a}{2a'} \right) \quad (I.3.11)$$

- suivant chacune des trois médianes ; les tractions à équilibrer ont pour valeur :

$$N_{s \text{ médiane}} = \frac{P_u a'}{9d} \left( 1 - \frac{a}{2a'} \right) \quad (I.3.12)$$

L'examen et l'interprétation des résultats des essais conduisent à adopter les dispositions de ferrailage suivantes :

- des armatures suivant les trois côtés, constituées soit de barres disposées suivant les trois côtés (Fig. 36 a), soit de *cercles* sur le pourtour de la semelle avec les recouvrements nécessaires (Fig. 36 b). Ce ferrailage doit être complété par un quadrillage de principe d'armatures réparties pour limiter la fissuration au centre de la semelle ;

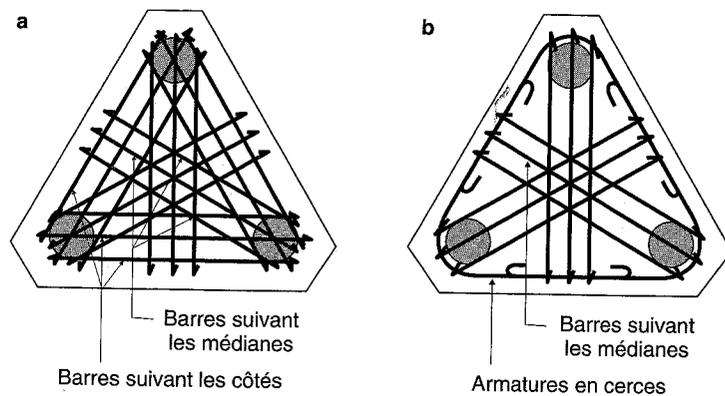


Figure 36 : Ferrailage de semelles sur trois pieux disposés suivant a) les médianes et les côtés b) les médianes et les cercles.

- un système mixte comportant des armatures disposées suivant les trois côtés devant équilibrer 67 % de la charge  $P_u$  et des armatures disposées suivant les trois médianes de la semelle équilibrant le reste (Fig. 37).

La hauteur de la semelle doit être telle que l'angle  $\theta$  soit égal à :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

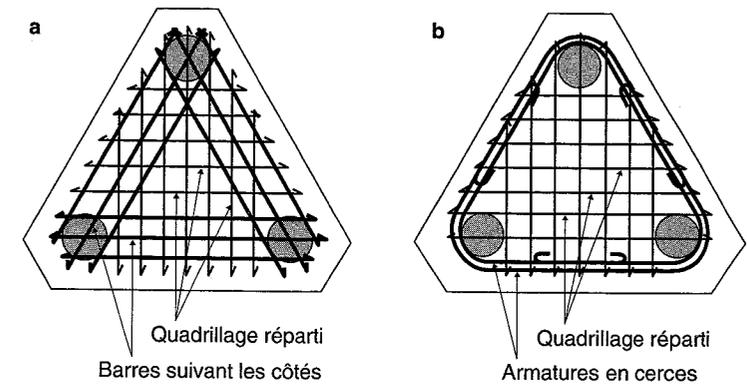


Figure 37 : Ferrailage de semelles sur trois pieux disposés suivant a) un quadrillage et les côtés b) un quadrillage et les cercles.

La contrainte de compression dans la bielle est limitée par :

$$\left. \begin{aligned} \frac{P_u}{B \sin^2 \theta} &\leq 0,75 f_{c28} \\ \frac{P_u}{3B_p \sin^2 \theta} &\leq 0,75 f_{c28} \end{aligned} \right\} \quad (I.3.13)$$

### I. 3.5. — Puits

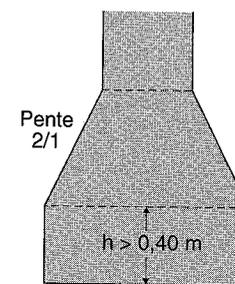


Figure 38 : Puits à base élargie.

Ils sont considérés comme étant des fondations semi-profondes de forme généralement quelconque. Ils ont une largeur minimale de 0,80 m et une section minimale de  $1,10 \text{ m}^2$ . » [DTU 13.2/5,12]

Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m.

Un puits peut être muni d'une base élargie qui ne peut être réalisée dans des sols de cohésion suffisante car son blindage est impossible. Le diamètre de la base élargie ou *patte d'éléphant* limitée au double du diamètre du puits est constitué d'une partie conique (pente 2/1) et d'une partie cylindrique de hauteur minimale 0,40 m (Fig. 38).