

Manuel utilisateur – Partie C.1 – Notice technique du module FONDSUP

Date	Révision	Etabli par	Vérifié par	Commentaires
06/07/2020	Ind A	F. Cuira	F. Cuira	Première émission
26/04/2021	Ind B	F. Cuira	F. Cuira	Précisions complémentaires
25/03/2026	Ind C	AM. Alzate	F. Cuira	Mise à jour pour Foxta v5
18/09/2026	Ind D	AM. Alzate	F. Cuira / J. Habert	Ajout BS 8000 et ig

Table des matières

1. Préambule 5
2. Notations et conventions 6
3. Dimensionnement selon la NF P 94-261 9
3.1. Capacité portante 9
3.1.1. Formalisme de vérification 9
3.1.1.1. Expression générale 9
3.1.1.2. Facteur partiel combiné Υr, global 10
3.1.1.3. Aire d'assise effective A' 10
3.1.2. Estimation de q_{net} à partir du pressiomètre (PMT) 11
3.1.2.1. Expression générale 11
3.1.2.2. Pression limite nette équivalente 11
3.1.2.3. Facteur de portance pressiométrique k_p 12
3.1.2.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_δ 13
3.1.2.5. Prise en compte de la proximité d'un talus sous charge verticale 14
3.1.2.6. Prise en compte de la proximité d'un talus sous charge verticale 14
3.1.3. Estimation de q_{net} à partir du pénétromètre statique (CPT) 15
3.1.3.1. Expression générale 15
3.1.3.2. Résistance de cône équivalente q_{ce} 15
3.1.3.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c 16
3.1.3.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_δ 17
3.1.3.5. Prise en compte de la proximité d'un talus 17
3.1.4. Estimation de la contrainte de rupture à partir des propriétés de cisaillement du terrain 17
3.1.4.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales) 17
3.1.4.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives) 18
3.1.4.3. Prise en compte de la proximité d'un talus 19
3.2. Contrôle de l'excentrement 19
3.3. Stabilité au glissement 20
3.3.1. Formalisme de vérification 20
3.3.2. Cas d'un contact adhérant 20
3.3.3. Cas d'un contact frottant 20
3.3.4. Facteur partiel combiné $F_{s,h}$ 20
4. Dimensionnement selon la BS 8004 21
4.1. Capacité portante 21

4.1.1. Formalisme de vérification 21
4.1.1.1. Expression générale 21
4.1.1.2. Facteurs partiels sur les paramètres de cisaillement 21
4.1.1.3. Aire d'assise effective A' 21
4.1.2. Estimation de la contrainte de rupture q_{net} 22
4.1.2.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales) 22
4.1.2.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives) 23
4.2. Stabilité au glissement 25
4.2.1. Formalisme de vérification 25
4.2.2. Cas d'un contact adhérant 25
4.2.3. Cas d'un contact frottant 25
4.2.4. Facteurs partiels sur les paramètres de cisaillement 25
5. Estimation des tassements 26
5.1. A partir d'un modèle pressiométrique (PMT) 26
5.2. A partir d'un modèle pénétrométrique (CPT) 28
5.3. A partir d'un modèle élastique (solutions analytiques) 29
6. Estimation des raideurs équivalentes 32
6.1. Principe 32
6.2. Calcul de la raideur verticale 32
6.2.1. A partir du modèle pressiométrique (PMT) 32
6.2.2. A partir du modèle pénétrométrique (CPT) 32
6.2.3. A partir des propriétés de cisaillement (modèle élastique) 33
6.3. Estimation des raideurs horizontales et rotationnelles 33
6.4. Estimations complémentaires 33
7. Dimensionnement sismique 34
7.1. Suivant la NF P94-261 et l'EC8-5 34
7.1.1. Cadre général 34
7.1.2. Vérification de la portance sismique avec le coefficient réducteur i_g 34
7.1.2.1. Formalisme de vérification 34
7.1.2.2. Détermination du coefficient réducteur i_g 34
7.1.3. Vérification de la portance sismique d'une fondation selon l'EC8-5 35
7.1.3.1. Formulation 35
7.1.3.2. Détermination de l'effort résistant Vmax 36
7.1.3.3. Détermination du terme F (forces d'inertie) 37
7.1.4. Choix de l'accélération nominale a_N 37
7.2. Suivant la BS 8004 et l'EC8-5 38

7.2.1. Formulation 38
7.2.2. Détermination de l'effort résistant Vmax 39
7.2.3. Détermination du facteur **F** (forces d'inertie) 39

1. Préambule

Le module FONDSUP est destiné à la justification géotechnique d'une fondation superficielle rigide selon la norme d'application de l'Eurocode 7 – Ed1 pour les fondations superficielles NF P94-261. Il permet également une vérification selon la BS 8004:2015 et selon les anciennes règles du Fascicule 62 - Titre V du CCTG (conservées uniquement à titre indicatif).

Le concept de fondation superficielle tel que défini dans la norme NF P94-261 s'applique aux massifs de fondation dont la base est située à une profondeur D inférieure ou égale à 2,5 fois la largeur d'assise B. Pour D > 2,5 B, il convient d'appliquer des modèles adaptés :

- aux fondations semi-profondes pour 2,5B < D < 5,0 B (cf. module SEMIPROF) ;
- aux fondations profondes pour D > 5B (cf. modules FONDPROF, TASPIE et PIECOEF).

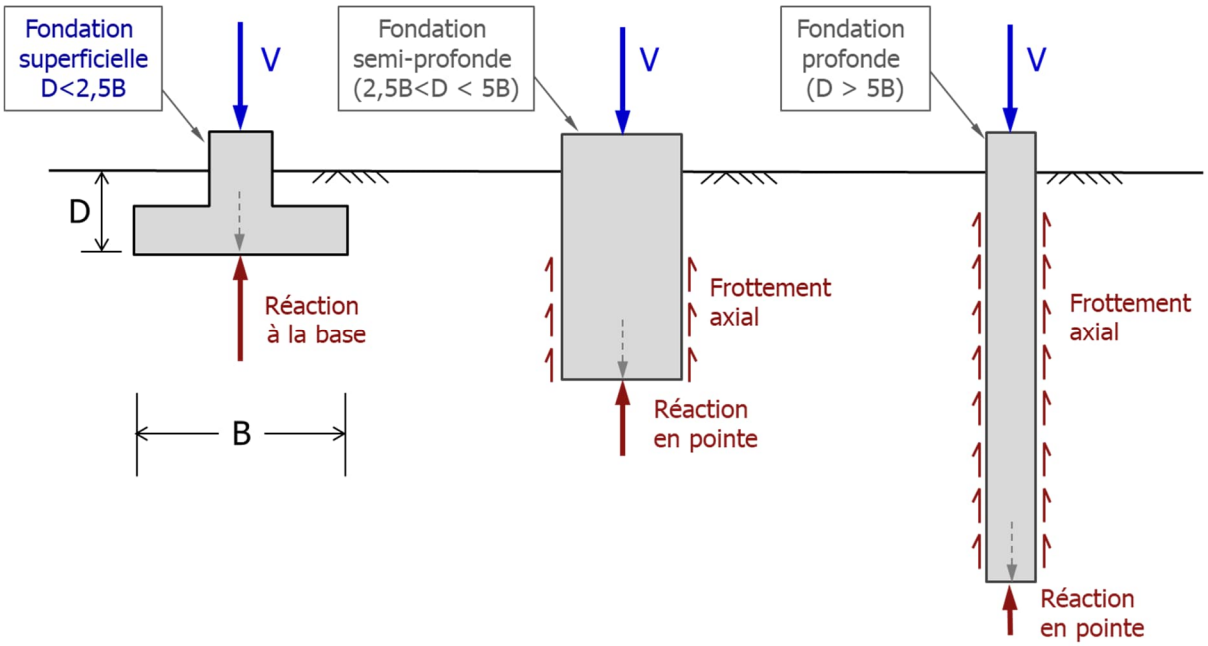


Figure 1 : Domaine conventionnel d'application du concept de fondation superficielle

Les calculs réalisés à l'aide du module FONDSUP permettent de couvrir les vérifications suivantes :

- Capacité portante combinée (tenant compte des effets d'excentrement et d'inclinaison) ;
- Contrôle de la surface comprimée (par limitation de l'excentrement) ;
- Glissement plan ;
- Tassements et raideurs équivalentes ;
- Vérification additionnelle de la portance sismique (en lien avec l'Eurocode 8 – Partie V).

Les vérifications peuvent être menées pour une fondation rectangulaire, filante ou circulaire. Le comportement du terrain peut être caractérisé à partir d'essais in situ (pressiomètre de Ménard, ou pénétromètre statique CPT) ou laboratoire (propriétés de cisaillement).

Le module FONDSUP permet par ailleurs le traitement simultané d'un grand nombre de cas de charges.

Enfin, les concepts théoriques et empiriques utilisés par le module FONDSUP s'appliquent au cas d'une fondation superficielle infiniment rigide. Le cas d'un radier ou d'un dallage doit en toute rigueur faire l'objet d'un traitement préalable à l'aide du module TASPLAQ.

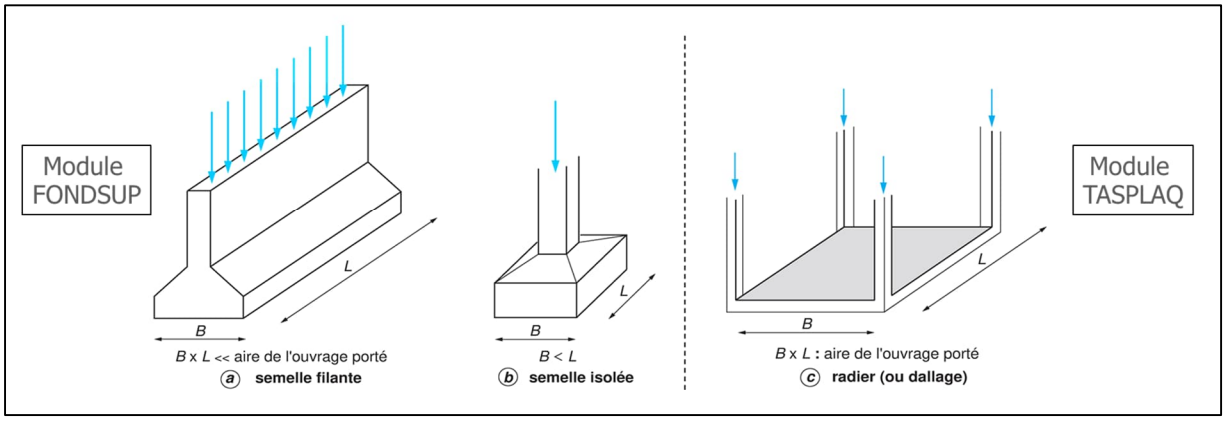


Figure 2 : Domaine d'utilisation du module FONDSUP par différence avec celui de TASPLAQ

2. Notations et conventions

On utilise les notations suivantes :

- Z_0 cote du point d'application de la descente de charge (Figure 4)
- Z_{ini} cote du terrain naturel (avant travaux)
- Z_{fin} cote du terrain naturel (après travaux)
- Z_d cote de la base de la fondation
- γ poids volumique total du sol
- γ^* poids volumique net du sol, correspondant :
  - au poids volumique total γ si le sol est situé au-dessus de la nappe
  - au poids volumique déjaugé γ' si le sol est situé sous la nappe
- Pour les sols situés au-dessus de la base de la fondation, le poids volumique total et le poids volumique net sont notés respectivement γ_0 et γ_0^* (voir Figure 3).

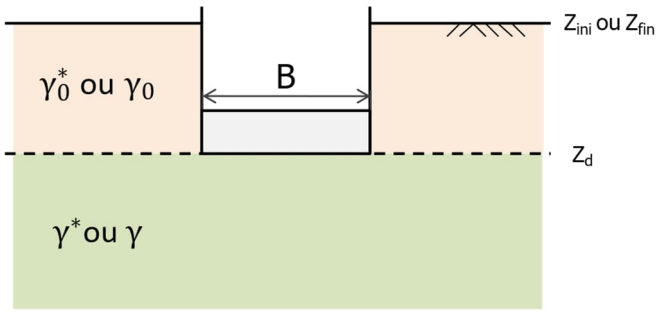


Figure 3 : Poids volume du sol – notations

- D profondeur de la base de la semelle (après travaux) = $Z_{fin} - Z_d$
- B diamètre ou largeur (plus petite dimension) d'assise de la fondation
- L longueur de la fondation (plus grande dimension)
- A aire d'assise de la fondation :
  - A = B x 1 pour une fondation filante
  - A = B^2 pour une fondation carrée
  - A = B x L pour une fondation rectangulaire
  - A = $\pi \times B^2/4$ pour une fondation circulaire
- V_d Valeur de calcul de l'effort vertical appliqué sur la fondation
- $H_{B,d}$ Valeur de calcul de l'effort horizontal selon B
- $H_{L,d}$ Valeur de calcul de l'effort horizontal selon L
- $M_{B,d}$ Valeur de calcul du moment de renversement selon B (autour de L)
- $M_{L,d}$ Valeur de calcul du moment de renversement selon L (autour de B)

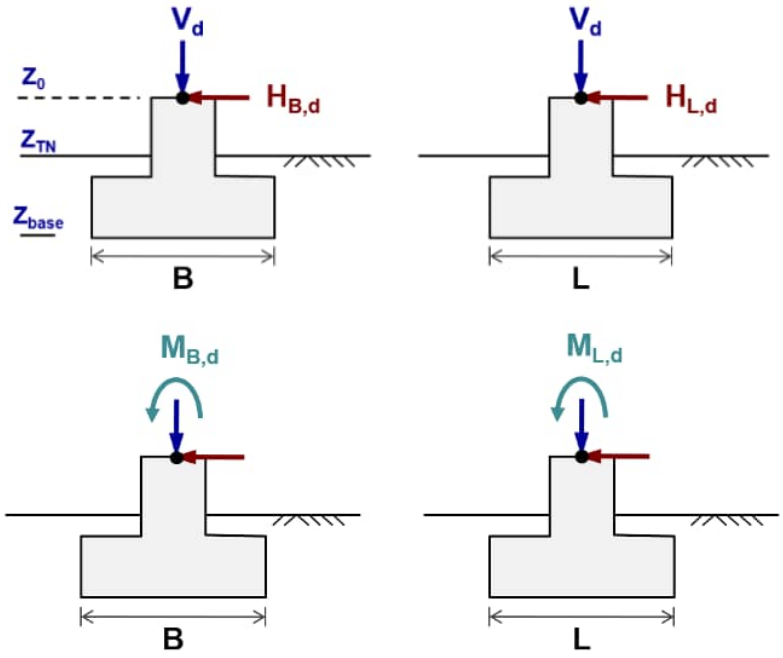


Figure 4 : Conventions de signe dans FONDSUP – Point d'application des charges

Dans FONDSUP, les caractéristiques du terrain sont traitées selon l'une des options suivantes (figure ci-après) :

- un « traitement par couche » qui suppose la définition préalable d'un modèle « géotechnique » avec un jeu de valeurs caractéristiques (E_M, p_l*, q_c) supposées homogènes par couche. Cela correspond à la pratique usuelle en France par exemple ;
- un « traitement par mesures » : auquel cas FONDSUP régénère par interpolation, et selon le pas de calcul spécifié par l'utilisateur, le profil de valeurs à considérer pour les calculs

de portance et de tassement. Ce fonctionnement est adapté à un calcul basé directement sur les données brutes d'un sondage pressiométrique ou pénétrométrique par exemple réalisé au droit de la semelle.

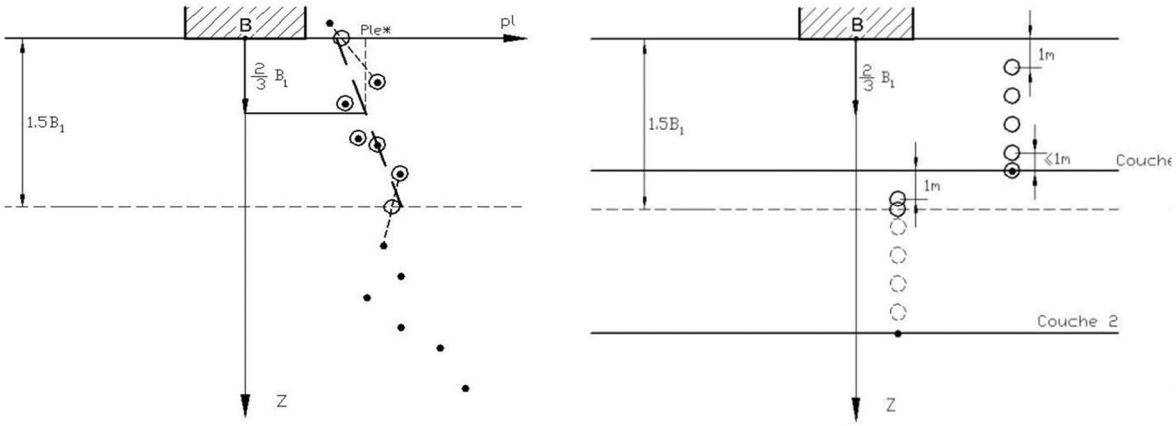


Figure 5 : Différence entre un traitement par mesures (à gauche) et par couches (à droite)

3. Dimensionnement selon la NF P 94-261

3.1. Capacité portante

3.1.1. Formalisme de vérification

3.1.1.1. Expression générale

La capacité portance d'une fondation superficielle est vérifiée selon l'inégalité suivante (NF P- 94-261) pour les situations ELS, ELU FOND et ELU ACC (voir Note 1) :

$$V_d - R_0 \leq R_{v,d}$$

Où :

- V_d : valeur de calcul de l'effort vertical à reprendre par la fondation ;
- R_0 : effet du poids des terres final à la base de la fondation (après travaux) ;
- $R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain.

Les valeurs de R_0 et $R_{v,d}$ s'obtiennent comme suit :

$$R_0 = A.q_0 \qquad R_{v,d} = A' \frac{q_{net}}{\Upsilon_{r,global}}$$

Où :

- $\Upsilon_{r,global}$ facteur partiel « combiné » = $\gamma_{R,d}.\gamma_{R,v}$ (voir §3.1.1.2) ;
- A' aire d'assise effective de la fondation (voir §3.1.1.3) ;
- q_{net} contrainte de rupture du terrain (voir §3.1.2, §3.1.3 et §3.1.4) ;
- q_0 poids des terres à la base de la fondation (après travaux) (voir Note 2).

Note 1 : le §7 précise les dispositions proposées dans Fondsup pour le cas spécifique des situations sismiques.

Note 2 :

En conditions non drainées, dans la méthode c-phi, le calcul est réalisé en contraintes totales $q_0 = D \times \gamma_0$. Cela présuppose que la composante verticale V_d ne tient pas compte de la pression interstitielle.

Dans les autres configurations, $q_0 = D \times \gamma_0^*$. Cela présuppose que la composante verticale V_d tient compte de la pression interstitielle le cas échéant.

3.1.1.2. Facteur partiel combiné $\Upsilon_{r,global}$

Le facteur partiel combiné $\Upsilon_{r,global}$ dépend de la combinaison de chargement étudiée et du modèle de calcul utilisé pour l'estimation de la contrainte de rupture du terrain q_{net}. Le tableau suivant présente les valeurs de $\Upsilon_{r,global}$ applicables dans chaque cas (NF P94-261).

Tableau 1 : Valeurs utilisées dans FONDSUP pour le facteur partiel combiné

Modèle	ELS	ELU FOND	ELU ACC	ELU SISM
Empirique (essais in-situ PMT ou CPT)	2,76	1,68	1,44	1,68
Théorique non drainé ($c_u \neq 0$, $\varphi_u = 0$)	2,76	1,68	1,44	1,68
Théorique drainé (c', φ')	4,60	2,80	2,40	2,80

3.1.1.3. Aire d'assise effective A'

Sous un chargement centré, l'aire d'assise effective est prise égale à l'aire d'assise totale (A' = A).

Pour une fondation rectangulaire, sous un chargement excentré (de e_B dans la direction de B et de e_L dans la direction de L), on applique le modèle de Meyerhof qui suppose une réaction du sol uniforme sous une partie rectangulaire de la fondation, de largeur $B' = B - 2.e_B$ et de longueur $L' = L - 2.e_L$.

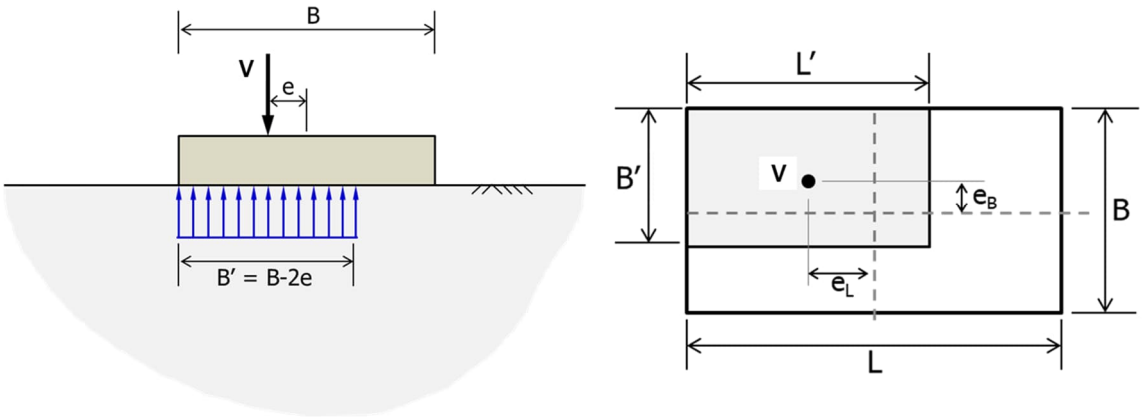


Figure 6 : Définition de l'aire d'assise effective pour une fondation rectangulaire

On définit donc l'aire d'assise effective :

$$A' = (B - 2e_B).(L - 2e_L)$$

Avec, dans FONDSUP :

$$e_B = \frac{M_{B,d} + H_{B,d}\Delta z}{V_d} \quad \text{et} \quad e_L = \frac{M_{L,d} + H_{L,d}\Delta z}{V_d} \qquad \Delta z = Z_0 - Z_d$$

Il est à remarquer que pour $Z_0 > Z_d$ (descente de charge exprimée en tête de la semelle par exemple), les efforts horizontaux génèrent un moment additionnel (par rapport à la base de la semelle) qui participe à l'excentrement (apparent) des charges.

Le cas d'une fondation circulaire de diamètre B, soumise à une charge verticale V_d présentant un excentrement e par rapport à l'axe, est traité de façon similaire, en se ramenant à une fondation rectangulaire fictive de largeur B' et de longueur L', centrée sur V_d, et sous laquelle la réaction du sol est supposée uniforme.

Cela conduit à l'expression suivante[1] :

$$A' = \frac{B^2}{2}\left[\operatorname{acos}\left(\frac{2e}{B}\right) - \frac{2e}{B}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{B}\right)^2}\right]$$

Avec, dans FONDSUP :

$$e = \frac{M_{B,d} + H_{B,d}\Delta z}{V_d} \qquad \Delta z = Z_0 - Z_d$$

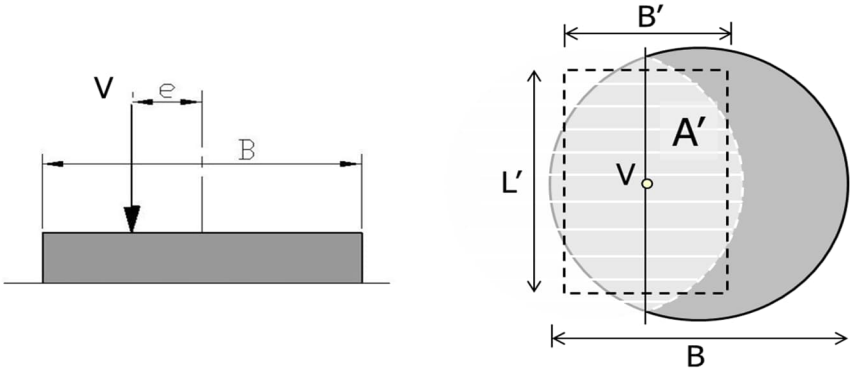


Figure 7 : Définition de l'aire d'assise effective pour une fondation circulaire

3.1.2. Estimation de q_{net} à partir du pressiomètre (PMT)

3.1.2.1. Expression générale

Dans le cadre d'un dimensionnement à partir du pressiomètre de Ménard (PMT), la contrainte de rupture du terrain q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{net} = k_p p^*_{le} i_\delta i_\beta$$

Où :

- p^*_{le} pression limite nette équivalente (voir §3.1.2.2) ;
- k_p facteur de portance pressiométrique (voir §3.1.2.3) ;
- i_δ coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges (voir §3.1.2.4) ;
- i_β coefficient réducteur lié à la proximité d'un talus (voir §3.1.2.5).

3.1.2.2. Pression limite nette équivalente

La pression limite nette équivalente est calculée comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes mesurées jusqu'à une profondeur H_r sous la base de la fondation :

$$\log(p^*_{le}) = \frac{1}{H_r}\int_D^{D+H_r} \log\left(p^*_l(z)\right) dz$$

La hauteur d'intégration H_r dépend de la combinaison de chargement et est prise égale à :

[1] NF P 94 261 – Annexe Q

- H_r = 1,50 B à l'ELS (permanent et caractéristique) ;
- H_r = min(1,50 B, H_{eff}) à l'ELU (fondamental, sismique et accidentel).

Avec H_{eff} fonction des excentricités du chargement e_B et e_L :

- Fondation filante

$$H_{eff} = 3B - 6e_B$$

- Fondation circulaire

$$H_{eff} = \frac{8B - 16e_B}{3}$$

- Fondation rectangulaire

$$H_{eff} = \min(3B - 6e_B ; 3B - 6e_L)$$

3.1.2.3. Facteur de portance pressiométrique k_p

Le facteur de portance pressiométrique s'exprime selon la formule

$$k_p = k_p^1 \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_p^2 \frac{B}{L}$$

Avec k_p^1 et k_p^2 respectivement les facteurs de portance pour semelle filante et carrée dont les valeurs s'obtiennent analytiquement à l'aide de relation :

$$k_p^{1 \text{ ou } 2} = k_{p0} + \left[a + b\frac{D_e}{B}\right] . \left[1 - \exp\left(-c\frac{D_e}{B}\right)\right]$$

Les valeurs de k_{p0}, a, b et c sont précisées dans le tableau suivant. La valeur de k_p est plafonnée à partir de D_e/B = 2,0.

		a	b	c	k_{p0}
Argiles et limons	Semelle filante	0,20	0,02	1,3	0,8
	Semelle carrée	0,30	0,02	1,5	0,8
Sables et graves	Semelle filante	0,30	0,05	2,0	1,0
	Semelle carrée	0,22	0,18	5,0	1,0
Craies	Semelle filante	0,28	0,22	2,8	0,8
	Semelle carrée	0,35	0,31	3,0	0,8
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante	0,20	0,20	3,0	0,8
	Semelle carrée	0,20	0,30	3,0	0,8

Figure 8 : Paramètres numériques pour le calcul du facteur de portance pressiométrique

Le calcul du facteur de portance pressiométrique k_p nécessite d'évaluer au préalable la profondeur d'encastrement équivalente de la fondation D_e calculée à l'aide de la relation :

$$D_e = \text{Min}\left(D; \frac{1}{p_{le}^*}\int_0^D p_l^*(z)dz\right)$$

Avec p_{le}^* calculée ici pour H_r = 1,5 B.

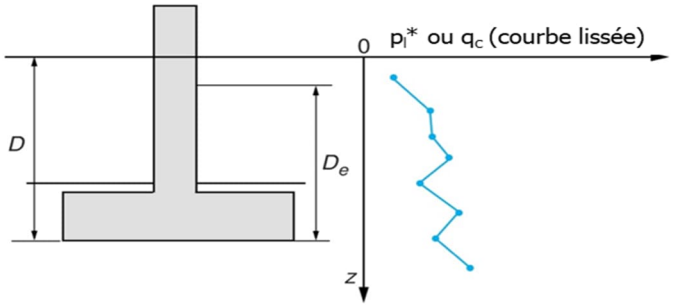


Figure 9 : Notion de profondeur d'encastrement équivalente

3.1.2.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_δ

La valeur de i_δ dépend du caractère frottant/cohérent du sol de fondation ainsi que de l'inclinaison des charges par rapport à la verticale :

$$\delta = \frac{H_{B,d}}{|H_{B,d}|}\operatorname{atan}\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \quad \text{avec} \quad H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

On distingue trois situations (NF P 94 261) :

- Cas d'un terrain de comportement parfaitement cohérent ($\varphi = 0$) :

$$i_\delta = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

- Cas d'un terrain de comportement parfaitement frottant ($c = 0$) :

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) = \begin{cases} \Phi_1(\delta) - \dfrac{4\delta}{\pi}\left(1 - \dfrac{3\delta}{\pi}\right)\exp\left(-\dfrac{D_e}{B}\right) & \delta \le \dfrac{\pi}{4} \\ \Phi_1(\delta)\left(1 - \exp\left(-\dfrac{D_e}{B}\right)\right) & \delta \ge \dfrac{\pi}{4} \end{cases}$$

- Cas d'un terrain de comportement intermédiaire ($c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$) :

$$i_\delta = \Phi_2(\delta) + \left(\Phi_1(\delta) - \Phi_2(\delta)\right)\left(1 - \exp\left(-\frac{0{,}6c}{\gamma B \tan\phi}\right)\right)$$

Avec γ le poids volumique moyen du terrain sous la fondation (dans la zone d'influence de la fondation, soit jusqu'à H_r pour le problème de portance).

Note 1 : le choix d'un facteur réducteur pour terrain cohérent suppose implicitement la pérennité de la cohésion du terrain pour les combinaisons de chargement étudiées. Cette hypothèse est donc essentiellement destinée à la justification des ouvrages pour des situations de calculs transitoires.

3.1.2.5. Prise en compte de la proximité d'un talus sous charge verticale

Le cas d'une fondation chargée verticalement à proximité d'un talus est traité en appliquant un coefficient réducteur i_β dont la valeur dépend du caractère frottant/cohérent du terrain, de la distance « d » entre le bord de la fondation et le talus, ainsi que de la pente « β » de celui-ci.

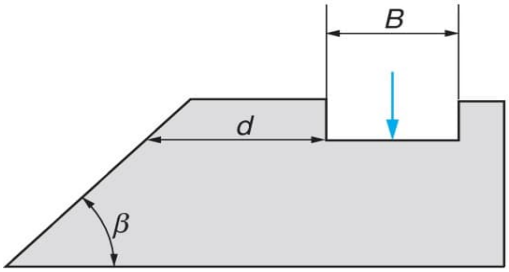


Figure 10 : Présence d'un talus à proximité de la semelle – notations

Les formules appliquées sont les suivantes (NF P 94 261) :

- Cas d'un terrain cohérent ($\varphi = 0$) :

$$i_\beta = \psi_1(\beta) = 1 - \frac{\beta}{\pi}\left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$$

- Cas d'un terrain frottant ($c = 0$) :

$$i_\beta = \psi_2(\beta) = 1 - 0{,}9\tan\beta\,(2 - \tan\beta)\left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan\beta}}{8B}\right)^2$$

- Cas d'un terrain de comportement intermédiaire :

$$i_\beta = \psi_2(\beta) + \left(\psi_1(\beta) - \psi_2(\beta)\right)\left(1 - \exp\left(-\frac{0{,}6c}{\gamma B \tan\phi}\right)\right)$$

Note 1 : Le choix d'un facteur réducteur pour terrain cohérent suppose implicitement la pérennité de la cohésion pour les combinaisons de chargement étudiées. Cette hypothèse est donc essentiellement destinée à la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires.

3.1.2.6. Prise en compte de la proximité d'un talus sous charge verticale

On s'intéresse à présent au cas d'une fondation située à proximité d'un talus et soumise à un chargement incliné. Cela est traité en appliquant un facteur réducteur $i_{\delta\beta}$ sur la contrainte de rupture du terrain :

$$q_{net} = k_p p^*_{le} i_{\delta\beta}$$

Pour le calcul de $i_{\delta\beta}$, on distingue deux situations (voir figure suivante) :

- chargement dirigé vers l'extérieur du talus ($\delta > 0$) : $i_{\delta\beta} = i_\delta i_\beta$
- chargement dirigé vers l'intérieur du talus ($\delta < 0$) : $i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}, i_\delta\right)$

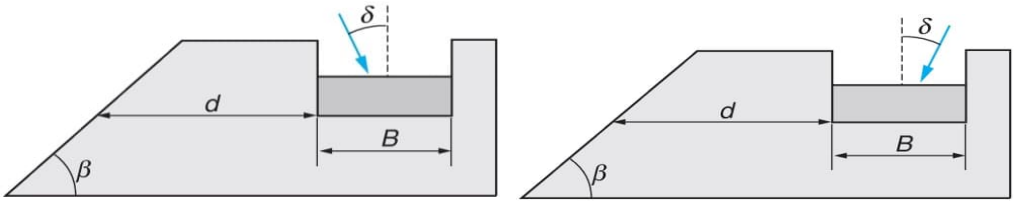


Figure 11 : Proximité d'un talus et charge inclinée – conventions de signe

3.1.3. Estimation de q_{net} à partir du pénétromètre statique (CPT)

3.1.3.1. Expression générale

Dans le cadre d'un dimensionnement à partir de l'essai pénétrométrique (CPT), la contrainte de rupture du terrain q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\delta i_\beta$$

Où :

- q_{ce} résistance du cône équivalente (voir §3.1.3.2) ;
- k_c facteur de portance pénétrométrique (voir §3.1.3.3) ;
- i_δ coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges (voir §3.1.3.4) ;
- i_β coefficient réducteur lié à la proximité d'un talus (voir §3.1.3.5) .

3.1.3.2. Résistance de cône équivalente q_{ce}

La résistance de cône équivalente est calculée comme la moyenne lissée des résistances de cône mesurées jusqu'à une profondeur H_r sous la base de la fondation :

$$q_{ce} = \frac{1}{H_r}\int_D^{D+H_r} q_{cc}(z)dz$$

Où $q_{cc}(z)$ désigne la résistance de cône q_c écrêtée(1) à 1,3 q_{cm} (figure suivante) :

$$q_{cm} = \frac{1}{H_r}\int_D^{D+H_r} q_c(z)dz$$

La valeur de H_r dépend de la combinaison de chargement et est obtenue selon les modalités explicitées au paragraphe §3.1.2.2.

(1) Dans FONDSUP, l'écrêtage de q_c est appliqué uniquement pour un « traitement par mesures ». Pour un « traitement par couches », les valeurs affectées par l'utilisateur à chaque couche sont, par construction, prises en compte sans aucune modification : $q_{cc} = q_c$.

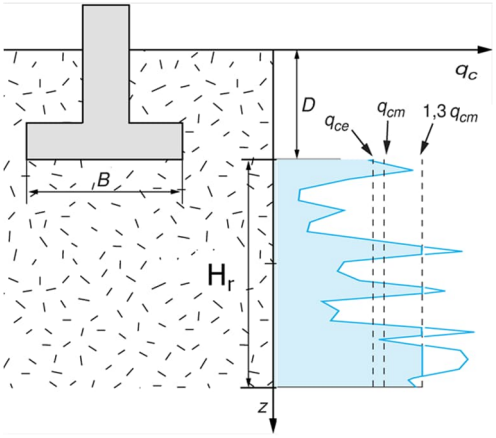


Figure 12 : Principe de calcul de la résistance de cône équivalente (cas d'un traitement par mesures)

3.1.3.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c

Le facteur de portance pénétrométrique s'exprime selon la formule :

$$k_c = k_c^1 \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_c^2 \frac{B}{L}$$

Avec k_c^1 et k_c^2 respectivement les facteurs de portance pour semelle filante et carrée dont les valeurs s'obtiennent analytiquement à l'aide de relation :

$$k_c^{1 \text{ ou } 2} = k_{c0} + \left[a + b\frac{D_e}{B}\right].\left[1 - \exp\left(-c\frac{D_e}{B}\right)\right]$$

Les valeurs de k_{c0}, a, b et c sont précisées dans le tableau suivant. La valeur de k_c est plafonnée à partir de $D_e/B = 2{,}0$.

		a	b	c	k_{c0}
Argiles et limons	Semelle filante	0,07	0,007	1,3	0,27
	Semelle carrée	0,10	0,007	1,5	0,27
Sables et graves	Semelle filante	0,04	0,006	2,0	0,09
	Semelle carrée	0,03	0,020	5,0	0,09
Craies	Semelle filante	0,04	0,030	3,0	0,11
	Semelle carrée	0,05	0,040	3,0	0,11
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante	0,04	0,030	3,0	0,11
	Semelle carrée	0,05	0,040	3,0	0,11

Figure 13: Paramètres pour le calcul du facteur de portance pénétrométrique

Le calcul du facteur de portance pénétrométrique k_c nécessite d'évaluer au préalable la profondeur d'encastrement équivalente de la fondation calculée à l'aide de la relation :

$$D_e = \text{Min}\left[D; \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{cc}^*(z)dz\right]$$

Avec q_{ce} calculée ici pour $H_r = 1{,}5\ B$.

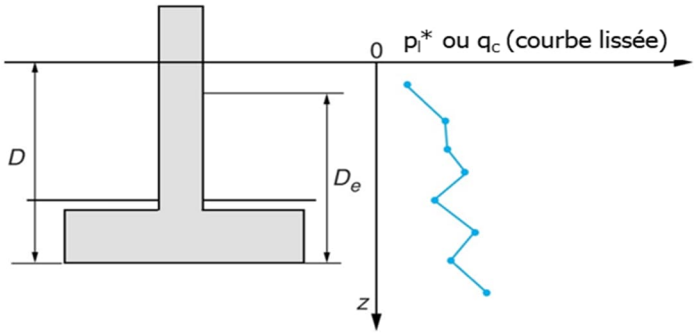


Figure 14 : notion de profondeur d'encastrement équivalente

3.1.3.4. Prise en compte de l'inclinaison du chargement i_δ

La prise en compte de l'inclinaison du chargement est traitée selon les modalités du §3.1.2.4.

3.1.3.5. Prise en compte de la proximité d'un talus

La prise en compte de la proximité d'un talus est traitée selon les modalités du §3.1.2.5.

3.1.4. Estimation de la contrainte de rupture à partir des propriétés de cisaillement du terrain

3.1.4.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales)

La contrainte de rupture d'un terrain de comportement non-drainé est estimée selon l'expression générale suivante :

$$q_{net} = (\pi + 2)s_c i_c c_u + q_0(i_q - 1)$$

Où

- c_u cohésion non drainée (valeur moyenne caractéristique)
- s_c facteur correcteur dépendant de la forme de la fondation
- i_c coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges.
- q_0 poids total des terres à la base de la fondation après travaux = $D \times \gamma_0$
- i_q facteur réducteur lié à l'effet des surcharges (cf. note 1)

Note 1 : en l'absence de proximité d'un talus, on a $i_q = 1$ soit $q_0(i_q - 1) = 0$. En présence d'un talus, on a $i_q = i_{q\beta}$ défini selon le §3.1.4.3.

La norme NF P 94 261 propose de retenir les expressions suivantes :

$$s_c = 1 + 0{,}2\frac{B'}{L'}$$

$$i_c = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' c_u}}\right) \qquad \text{si } H_d \leq A' c_u$$

$$i_c = 0 \qquad \text{si } H_d \geq A' c_u$$

Avec H_d l'effort horizontal « résultant » :

$$H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

3.1.4.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives)

Pour un terrain de comportement drainé, la contrainte de rupture (nette) q_{net} s'exprime comme suit :

$$q_{net} = \frac{1}{2}\gamma^* B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + c' N_c s_c i_c + q'_0 (N_q s_q i_q - 1)$$

Où :

- c' cohésion effective ;
- ϕ' angle de frottement effectif ;
- N_q, N_c et N_γ facteurs de portance adimensionnels ;
- s_q, s_c et s_γ facteurs correcteurs liés à la forme de la fondation;
- i_q, i_c et i_γ coefficients réducteurs liés à l'inclinaison du chargement.
- q'_0 poids effectif des terres à la base de la fondation après travaux $D \times \gamma_0^*$

La norme NF P 94-261 propose de retenir les expressions suivantes :

- pour les facteurs de portance :

$$N_q = \exp(\pi . \tan\varphi') . \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi'} \qquad N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi'$$

- pour les facteurs de forme :

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\sin\varphi' \qquad s_\gamma = 1 - 0{,}3\frac{B'}{L'} \qquad s_c = \frac{\left(1 + \frac{B'}{L'}\sin\varphi'\right)N_q - 1}{N_q - 1}$$

- pour les coefficients réducteurs liés à l'inclinaison :

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' c' / \tan\varphi'}\right)^m \qquad i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' c' / \tan\varphi'}\right)^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi'}$$

Avec :

$$m = \left[\frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}\right]\frac{H_{L,d}^2}{H_d^2} + \left[\frac{2 + B'/L'}{1 + B/L'}\right]\frac{H_{B,d}^2}{H_d^2} \qquad H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

3.1.4.3. Prise en compte de la proximité d'un talus

La prise en compte de la proximité d'un talus est traitée selon les modalités du §3.1.2.5. La règle du « cumul » entre les effets d'inclinaison et de talus s'applique sur les trois coefficients réducteurs i_q, i_c et i_γ qui sont remplacés par $i_{c\beta}$, $i_{q\beta}$ et $i_{\gamma\beta}$ respectivement dans l'expression de q_{net} avec:

- chargement dirigé vers l'extérieur du talus ($\delta > 0$) :

$$i_{c\beta} = i_c i_\beta \qquad i_{q\beta} = i_q i_\beta \qquad i_{\gamma\beta} = i_\gamma i_\beta$$

- chargement dirigé vers l'intérieur du talus ($\delta < 0$) :

$$i_{c\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_c}, i_c\right) \qquad i_{q\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_q}, i_q\right) \qquad i_{q\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_q}, i_q\right)$$

La convention de signe utilisée pour δ est donnée Figure 11 et la définition de i_β est donnée §3.1.2.5.

3.2. Contrôle de l'excentrement

En plus de la vérification de capacité portante, la justification d'une fondation superficielle au sens de la norme NF P 94 261 doit assurer une compression du sol d'assise sur au moins :

- 100% de l'aire d'assise totale à l'ELS permanent ;
- 75% de l'aire d'assise totale à l'ELS caractéristique ;
- 10% de l'aire d'assise totale à l'ELU (fondamental, accidentel et sismique).

Ces seuils peuvent être traduits mathématiquement en critères d'excentrement maximal selon les formules du tableau suivant (NF P 94 261) :

Tableau 2 : Critère de vérification de l'excentrement des charges

Aire comprimée / Aire d'assise	Fondation filante de largeur B	Fondation circulaire de diamètre B	Fondation rectangulaire de section B x L
= 100%	$(1-2e/B) \geq 2/3$	$(1-2e/B) \geq 3/4$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 2/3$
$\geq 75\%$	$(1-2e/B) \geq 1/2$	$(1-2e/B) \geq 9/16$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 1/2$
$\geq 10\%$	$(1-2e/B) \geq 1/15$	$(1-2e/B) \geq 3/40$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 1/15$

3.3. Stabilité au glissement

3.3.1. Formalisme de vérification

La stabilité au glissement d'une fondation superficielle est vérifiée selon le formalisme suivant :

$$H_d \leq R_{h,d} \quad \text{avec } H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

Où $R_{h,d}$ est l'effort résistant horizontal qui dépend des propriétés du contact « sol-fondation » (voir §3.3.2 et §3.3.3). A noter que FONDSUP néglige implicitement la contribution résistante de la butée des terrains situés au-dessus de la base de la fondation.

3.3.2. Cas d'un contact adhérant

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact adhérant s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \min\left(\frac{A' c_{u,k}}{F_{s,h}}; 0.4V_d\right)$$

Avec :

- V_d valeur de calcul de l'effort vertical ;
- A' aire d'assise effective de la fondation ;
- $c_{u,k}$ cohésion non drainée (valeur caractéristique) à l'interface ;
- $F_{s,h}$ facteur partiel combiné (voir §3.3.4).

3.3.3. Cas d'un contact frottant

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact frottant s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \frac{\tan\delta_k V_d}{F_{s,h}}$$

Avec :

- V_d valeur de calcul de l'effort vertical ;
- δ_k angle de rugosité (valeur caractéristique) à l'interface ;
- $F_{s,h}$ facteur partiel combiné (voir §3.3.4).

Note 1 : dans la pratique, $\delta_k = \varphi_k$ pour une fondation en béton coulé en place et $\delta_k = 2/3\varphi_k$ pour une fondation en béton préfabriqué.

3.3.4. Facteur partiel combiné $F_{s,h}$

La norme NF P 94-261 propose les valeurs suivantes :

- $F_{s,h} = 1{,}21$ pour les combinaisons ELU fondamentales
- $F_{s,h} = 1{,}10$ pour les combinaisons ELU accidentelles
  $F_{s,h} = 1{,}25$ pour les combinaisons ELU sismiques (EC8)

4. Dimensionnement selon la BS 8004

4.1. Capacité portante

4.1.1. Formalisme de vérification

4.1.1.1. Expression générale

La capacité portance d'une fondation superficielle est vérifiée selon l'inégalité suivante (BS 8004:2015) :

$$V_d \leq R_{v,d}$$

Où :

- V_d : valeur de calcul de l'effort vertical à reprendre par la fondation ;
- $R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain.

La valeur de $R_{v,d}$ s'obtient comme suit :

$$R_{v,d} = A' q_{net}$$

Où :

- A' aire d'assise effective de la fondation (voir §4.1.1.3 et §3.1.1.3) ;
- q_{net} contrainte de rupture du terrain (voir §4.1.2).

4.1.1.2. Facteurs partiels sur les paramètres de cisaillement

La contrainte de rupture q_{net} est déterminée à partir des valeurs de calcul des paramètres de cisaillement pondérées selon les modalités suivantes :

$$\tan\varphi'_d = \tan\varphi'_k / \Upsilon_M \qquad c'_d = c'_k / \Upsilon_M \qquad c_{u,d} = c_{u,k} / \Upsilon_M$$

Les facteurs partiels Υ_M dépendent de la combinaison de chargement étudiée et du modèle de calcul utilisé pour l'estimation de la contrainte de rupture du terrain q_{net}. Le tableau suivant présente les valeurs de Υ_M applicables dans chaque cas (BS 8004:2015).

Tableau 3 : Facteurs partiels Υ_M sur les paramètres de résistance au cisaillement utilisés dans FONDSUP

Modèle	Paramètre	ELU FOND AC1-C1	ELU FOND AC1-C2	ELU ACC	ELU SISM
Conditions non drainées ($c_u \neq 0$, $\varphi_u = 0$)	c_u	1	1,4	1	1,4
Conditions drainées (c', φ')	c'	1	1,25	1	1,25
	tanφ'	1	1,25	1	1,25

4.1.1.3. Aire d'assise effective A'

L'assise effective est calculée suivant les mêmes considérations que pour la NF P- 94-261, selon les considérations du §3.1.1.3.

4.1.2. Estimation de la contrainte de rupture q_{net}

4.1.2.1. Calcul en conditions non drainées (contraintes totales)

La contrainte de rupture d'un terrain de comportement non-drainé est estimée selon l'expression générale suivante (BS 8004:2015) :

$$q_{net} = (\pi + 2)s_c i_c c_{u,d} d_c g_c + q_0$$

Où

- $c_{u,d}$ valeur de calcul de la cohésion non drainée (valeur moyenne) ;
- s_c facteur correcteur dépendant de la forme de la fondation ;
- i_c coefficient réducteur lié à l'inclinaison des charges (voir Note 1) ;
- d_c coefficient de profondeur ;
- g_c coefficients réducteurs liés à l'inclinaison de la surface (voir Note 1) ;
- q_0 poids total des terres à la base de la fondation (après travaux) = $D \times \gamma_0$

La norme BS 8004 :2015 propose de retenir les expressions suivantes pour s_c et d_c :

- Coefficient réducteur lié à la forme suivant la :

$$s_c = 1 + 0{,}21\frac{B'}{L'} + 0{,}17\sqrt{\frac{D}{B'}}$$

- Coefficient lié à la profondeur d'encastrement :

$$d_c = 1 + 0{,}27\sqrt{D/B'}$$

Avec :

- B' largeur effective (voir §3.1.1.3) ;
- L' longueur effective (voir §3.1.1.3).

Note 1 : La norme BS 8004:2015 recommande de ne pas appliquer la formule de q_{net} ci-dessus lorsque le chargement est incliné ou lorsque la surface d'appui est inclinée. Dans FONDSUP, cette possibilité est néanmoins laissée au choix de l'utilisateur. Dans ce cas, les formules de g_c et i_c indiquées ci-dessous sont utilisées :

- Coefficient réducteur lié à l'inclinaison du chargement :

$$i_c = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' c_{u,d}}}\right) \qquad \text{si } H_d \leq A' c_{u,d}$$

$$i_c = 0 \qquad \text{si } H_d \geq A' c_{u,d}$$

Avec :

- Hd effort horizontal « résultant » : $H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$;
- A' aire d'assise effective (voir §3.1.1.3).

- Coefficient réducteur lié à l'inclinaison de la surface (voir Note 2) :

$$g_c = 1 - \left(\frac{2\omega}{\pi + 2}\right) \ldots$$

Avec :

- ω pente selon B (voir Figure 10).

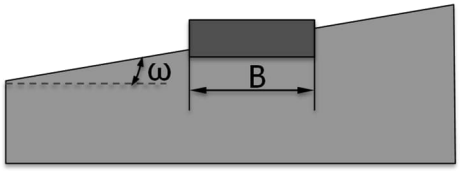


Figure 15 : Surface inclinée – notations

Note 2 : Pour une fondation soumise à un chargement incliné, le facteur g_c est déterminé selon la formule ci-dessous, sans distinction quant au sens de l'inclinaison du chargement par rapport à la pente selon B (chargement dirigé vers la pente ou à l'opposé de celle-ci).

4.1.2.2. Calcul en conditions drainées (contraintes effectives)

Pour un terrain de comportement drainé, la contrainte de rupture (nette) q_{net} s'exprime comme suit (BS 8004:2015) :

$$q_{net} = \frac{1}{2}\gamma^* B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma + c'_d N_c s_c i_c g_c d_c + q'_0 N_q s_q i_q g_q d_q$$

Où :

- c'_d valeur de calcul de la cohésion effective ;
- φ_d' valeur de calcul de l'angle de frottement effectif ;
- N_q, N_c et N_γ facteurs de portance adimensionnels ;
- s_q, s_c et s_γ facteurs correcteurs liés à la forme de la fondation ;
- i_q, i_c et i_γ coefficients réducteurs liés à l'inclinaison du chargement ;
- g_q, g_c et g_γ coefficients réducteurs liés à l'inclinaison de la surface ;
- d_q, d_c et d_γ coefficients liés à l'encastrement D.
- q'_0 poids effectif des terres à la base de la fondation après travaux D × γ^*_0

La BS 8004 :2015 propose de retenir les expressions suivantes pour $\varphi'_d > 0$.

- pour les facteurs de portance :

$$N_q = \exp(\pi . \tan\varphi') . \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_d}{2}\right) \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi'_d} \quad N_\gamma = a \times \exp(b \times \varphi'_d)$$

$$\begin{cases} a = 0{,}0663 \text{ et } b = 9{,}3 & \text{si la surface de contact est lisse } (\varphi'_d \text{ en radians}) \\ a = 0{,}1054 \text{ et } b = 9{,}6 & \text{si la surface de contact est rugueuse } (\varphi'_d \text{ en radians}) \end{cases}$$

- pour les facteurs de forme :

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\varphi'_d \qquad s_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B'}{L'} \qquad s_c = 1 + \frac{B'}{L'}\frac{N_q}{N_c}$$

- pour les coefficients réducteurs liés à l'inclinaison :

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'_d/\tan\varphi'_d}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi'_d}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A'c'_d/\tan\varphi'_d}\right)^{m+1}$$

Avec :

$$m = \left[\frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}\right]\frac{H_{L,d}^2}{H_d^2} + \left[\frac{2 + B'/L'}{1 + B/L'}\right]\frac{H_{B,d}^2}{H_d^2} \qquad H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

- pour les coefficients réducteurs liés à l'inclinaison de la surface (pente ω définie à la Figure 10) :

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan\omega)^2 \qquad g_c = g_q - \left(\frac{1 - g_q}{N_c \tan\varphi'_d}\right)$$

- pour les coefficients liés à l'encastrement :

$$d_\gamma = 1 \qquad d_q = 1 + 2\tan\varphi'_d(1 - \sin\varphi'_d)^2 \tan^{-1}(D/B') \qquad d_c = d_q - \left(\frac{1 - d_q}{N_c \tan\varphi'_d}\right)$$

4.2. Stabilité au glissement

4.2.1. Formalisme de vérification

La stabilité au glissement d'une fondation superficielle est vérifiée selon le formalisme suivant :

$$H_d \leq R_{h,d} \quad \text{avec } H_d = \sqrt{H_{B,d}^2 + H_{L,d}^2}$$

Où $R_{h,d}$ est l'effort résistant horizontal qui dépend des propriétés du contact « sol-fondation » (voir §4.2.2 et §4.2.3). A noter que FONDSUP néglige implicitement la contribution résistante de la butée des terrains situés au-dessus de la base de la fondation.

4.2.2. Cas d'un contact adhérant

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact adhérant s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \min\left(A' c_{u,d}; 0.4V_d\right)$$

Avec :

- V_d valeur de calcul de l'effort vertical ;
- A' aire d'assise effective de la fondation ;
- $c_{u,d}$ cohésion non drainée (valeur de calcul) à l'interface ;

4.2.3. Cas d'un contact frottant

La valeur de $R_{h,d}$ pour un contact frottant s'exprime comme suit :

$$R_{h,d} = \tan\delta_d V_d$$

Avec :

- V_d valeur de calcul de l'effort vertical ;
- δ_d angle de rugosité (valeur de calcul) à l'interface ;

Note 1 : dans la pratique, $\delta_k = \varphi_k$ pour une fondation en béton coulé en place et $\delta_k = 2/3\varphi_k$ pour une fondation en béton préfabriqué.

4.2.4. Facteurs partiels sur les paramètres de cisaillement

Les facteurs partiels γ_M dépendent de la combinaison de chargement étudiée et type de contact. Le tableau suivant présente les valeurs de γ_M applicables dans chaque cas (BS 8004:2015).

Tableau 4 : Facteurs partiels γ_M sur les paramètres de résistance au cisaillement utilisés dans FONDSUP

Contact	Paramètre	ELU FOND AC1-C1	ELU FOND AC1-C2	ELU ACC	ELU SISM
Adhérant	$c_{u,k}$	1	1,4	1	1,4
Frottant	$\tan\delta_k$	1	1,25	1	1,25

5. Estimation des tassements

5.1. A partir d'un modèle pressiométrique (PMT)

Dans le cadre du modèle pressiométrique, FONDSUP permet une estimation des tassements selon les recommandations de la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau (1962) et reprise dans la norme NF P94-261. Dans le cadre de cette méthode, le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface, il convient d'ajouter 20 %) est donné par la relation :

$$s_{10\ ans} = s_c + s_d$$

où :

- $s_c = (q' - \sigma'_{v,0})\lambda_c B\alpha / 9E_c$ est le tassement « sphérique » ou volumique ;
- $s_d = 2(q' - \sigma'_{v,0})B_0(\lambda_d B/B_0)^{\alpha}/9E_d$ est le tassement déviatorique.

avec :

- q' contrainte verticale appliquée par la fondation, tenant compte de la pression interstitielle le cas échéant ;
- $\sigma'_{v,0}$ contrainte verticale effective initiale (avant travaux) au niveau de la base de la fondation $= (Z_{ini} - Z_d)\gamma_0^*$;
- λ_c coefficient de forme volumique, donné dans le Tableau 5;
- λ_d coefficient de forme déviatorique, donné dans le Tableau 5;
- α coefficient rhéologique, donné dans le Tableau 6;
- B largeur (ou diamètre) de la fondation ;
- B_0 dimension de référence égale à 0,60 m ;
- E_c module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;
- E_d module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

Tableau 5 : 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 6 : Coefficient rhéologique α

Type	Argile		Limon		Sable		Grave		Roche	
	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	Type	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	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 E_c et E_d se fait de la manière suivante :

$$E_c = E_1 \qquad \text{et} \qquad \frac{1}{E_d} = \frac{0{,}25}{E_1} + \frac{0{,}30}{E_2} + \frac{0{,}25}{E_{3,5}} + \frac{0{,}10}{E_{6,8}} + \frac{0{,}10}{E_{9,16}}$$

où

- E_i module pressiométrique mesuré dans la couche située entre (i-1)B/2 et iB/2 ;
- $E_{i,j}$ moyenne harmonique des modules E_i à E_j.

Par ailleurs, si les valeurs de 9B/2 à 16B/2 ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule E_d de la manière suivante :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0{,}25}{E_1} + \frac{0{,}30}{E_2} + \frac{0{,}25}{E_{3,5}} + \frac{0{,}20}{E_{6,8}}$$

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

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0{,}25}{E_1} + \frac{0{,}30}{E_2} + \frac{0{,}45}{E_{3,5}}$$

On attire l'attention sur le fait que 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).

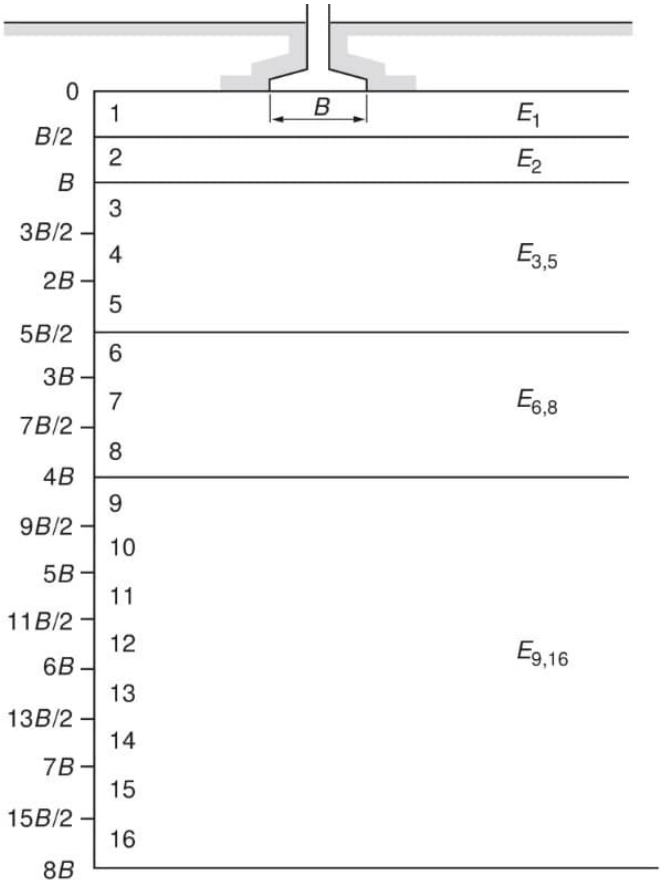


Figure 16 : Modèle pressiométrique pour le calcul des tassements

Note 1 : dans le cas d'un coefficient rhéologique variant avec la profondeur, le modèle présenté précédemment est appliqué dans FONDSUP en considérant un coefficient rhéologique moyen calculé selon la formule suivante :

$$\alpha_{moy} = \int_{Z_{base}}^{Z_{base}+\Delta z} \alpha(z)dz \qquad \text{avec} \quad \Delta z = \min(8B, D_{max})$$

Où D_{max} est la profondeur totale du modèle stratigraphique (comptée depuis la base de la semelle).

5.2. A partir d'un modèle pénétrométrique (CPT)

Pour les sables, une méthode pénétrométrique de calcul du tassement des fondations superficielles très utilisée est celle de Schmertmann (1970). 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 cône 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.

La norme NF P 94 261 présente une formulation de ce modèle basée selon l'expression mathématique suivante :

$$s = C_1 C_2 \left(q' - \sigma'_{v,0}\right) \int_0^{z_I} \frac{I_z}{C_3 E} dz$$

avec :

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \frac{\sigma'_{v,0}}{q' - \sigma'_{v,0}} \quad \text{et} \quad C_2 = 1{,}2 + 0{,}2 \log(t)$$

Où :

- q' contrainte verticale appliquée par la fondation, tenant compte de la pression interstitielle le cas échéant ;
- $\sigma'_{v,0}$ contrainte verticale effective avant travaux au niveau de la base de la fondation ;
- t durée d'application du chargement en années (dans FONDSUP, t = 10 ans) ;
- I_z facteur d'influence de la déformation verticale en profondeur (Figure 17);
- C_3 facteur de forme des fondations superficielles (NF P 94 261) :
  - $C_3 = 1{,}25$ pour semelle circulaire ou carrée (L = B) ;
  - $C_3 = 1{,}75$ pour semelle filante (L > 10 B).
- E module de déformation empirique (exclusivement pour la présente formule) :
  - $E = 2{,}5\ q_c$ pour semelle circulaire ou carrée (L = B) ;
  - $E = 3{,}5\ q_c$ pour semelle filante (L > 10 B).
- z_I profondeur d'influence sous la fondation
  - $z_I = 2\ B$ pour semelle circulaire ou carrée (L = B) ;
  - $z_I = 4\ B$ pour semelle filante (L > 10 B) ;

La Figure 17 donne, pour les fondations à symétrie de révolution (semelles circulaires et carrées, par extension), ainsi que pour les fondations à déformation plane (semelles filantes), la distribution du facteur d'influence de la déformation verticale I_z utilisée dans FONDSUP.

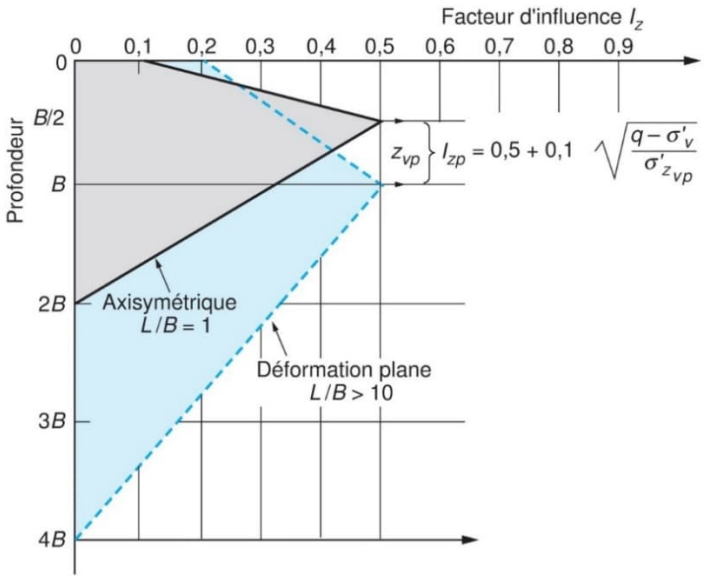


Figure 17 : Facteur d'influence de la déformation verticale

Note 1 : Dans le cadre de cette méthode, I_{zp} (valeur maximale de I_z) dépend de la contrainte nette appliquée par la fondation. Le tassement qui en résulte varie de façon non-linéaire avec la contrainte (nette) appliquée (contrairement au modèle de Ménard). Par ailleurs, l'utilisation de ce modèle pour des terrains argileux conduit à des résultats exagérément pessimistes.

5.3. A partir d'un modèle élastique (solutions analytiques)

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

$$s = (q' - \sigma'_{v,0})\frac{B(1-\nu'^2)}{E'}c_f$$

avec :

- q' contrainte verticale appliquée par la fondation, tenant compte de la pression interstitielle le cas échéant ;
- $\sigma'_{v,0}$ contrainte verticale effective initiale (avant travaux) au niveau de la base de la fondation $= (Z_{ini} - Z_d)\gamma_0^*$;
- E′ module d'Young en conditions drainées
- ν' coefficient de Poisson en conditions drainées avec ν' = 0,25 à 0,35 ;
- B largeur ou diamètre de la fondation ;
- cf coefficient dépendant de la forme de la fondation.

La formule en condition drainées détaillée ci-dessous permet d'estimer le tassement à long terme.

Cette approche peut également être utilisée pour estimer le tassement immédiat sur sols fin saturés, on utilise alors les « propriétés élastiques » en conditions non drainées E_u et ν_u :

$$s = (q - \sigma_{v,0})\frac{B(1-\nu_u{}^2)}{E_u}c_f$$

avec :

- q contrainte verticale totale appliquée par la fondation
- $\sigma_{v,0}$ contrainte verticale totale initiale (avant travaux) au niveau de la base de la fondation $= (Z_{ini} - Z_d)\gamma_0$;
- E_u module d'Young en conditions non drainées
- ν_u coefficient de Poisson en conditions non drainées avec ν_u = 0,5;

Lorsque des mesures pressiométriques sont disponibles, à défaut d'utiliser le modèle de Ménard présenté en §5.1, les valeurs suivantes peuvent être recommandées pour le module de déformation E' (NF P 94-261) :

		Rapport E / E_M
Argiles	Normalement consolidées	4,5
	Surconsolidées	3
Limons	Normalement consolidées	4,5
	Surconsolidées	3
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3
Graves	Lâches	6
	Serrés	4,5

Tableau 7 : Choix du module de déformation à partir du pressiomètre (semelles rigides)

Le tableau suivant donne quelques valeurs de c_f pour les cas de fondations rigides tirées des tables de Giroud (1972).

L/B	Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
c_f	0,79	0,88	1,20	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54

Tableau 8 : Valeurs du coefficient c_f en fonction de L/B

A noter que pour une fondation rigide soumise à une contrainte q, le tassement est uniforme et la réaction du sol ne l'est pas (Figure 18a) : elle est égale à q/2 en partie centrale et tend vers l'infini au bord de la fondation (effet de bord). Dans la réalité, il y a plafonnement de cet effet bord par déformation plastique du sol. Pour une fondation souple soumise à une contrainte q, la réaction du sol est uniforme et égale à q (Figure 18b) et le tassement n'est pas uniforme : il est en forme de cuvette, maximal au centre et minimal au bord.

La prise en compte de la rigidité de la fondation peut être traitée à l'aide du module TASPLAQ.

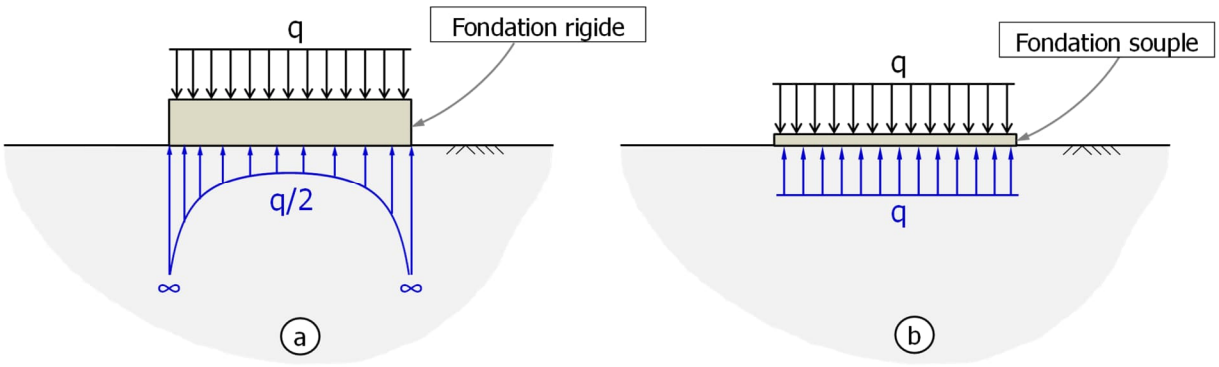


Figure 18 : Distribution des contraintes sous une fondation rigide ou souple (Frank et al. 2018)

6. Estimation des raideurs équivalentes

6.1. Principe

Dans la pratique des analyses d'interaction sol-structure, la réponse d'une fondation superficielle isolée est usuellement représentée (dans le modèle structure) par un ressort équivalent comportant un ou plusieurs degrés de liberté. Les règles de dimensionnement des fondations superficielles (avec notamment un niveau de sécurité de l'ordre de 2 à 3 entre la charge de service et la charge de rupture) justifient le caractère élastique dudit ressort.

FONDSUP permet d'estimer les composantes translationnelles (verticale et horizontales) et rotationnelles de ce ressort selon les conventions de la figure suivante.

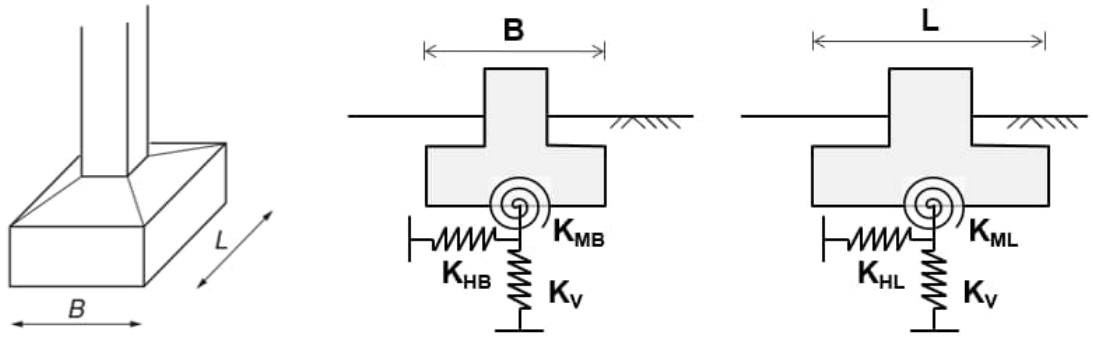


Figure 19 : Raideurs équivalentes pour une fondation isolée

La raideur verticale K_V représente le rapport entre la charge verticale (nette) appliquée et le tassement qui en résulte. Les raideurs horizontales K_{HB} et K_{HL} représentent les rapports entre les charges horizontales H_B et H_L et les déplacements horizontaux qui en résultent, respectivement selon B et L. Les raideurs rotationnelles K_{MB} et K_{ML} correspondent aux rapports entre les moments de renversement M_B et M_L et les rotations qui en résultent, respectivement selon B (autour de L) et L (autour de B).

6.2. Calcul de la raideur verticale

6.2.1. A partir du modèle pressiométrique (PMT)

La raideur verticale K_V, sous chargement ELS-QP, peut être estimée à partir du modèle de Ménard (§5.1) selon l'expression générale suivante (avec les notations du §5.1) :

$$K_V = 9\frac{A}{\frac{\lambda_c B \alpha}{E_c} + 2\frac{B_0}{E_d}\left(\frac{\lambda_d B}{B_0}\right)^{\alpha}}$$

Où A est (pour mémoire) l'aire d'assise de la fondation.

6.2.2. A partir du modèle pénétrométrique (CPT)

La raideur verticale K_V, sous chargement ELS QP, peut être estimée à partir du modèle de Schmertmann (§5.2), appliqué pour une charge égale à la capacité portante ELS. Soit, en reprenant les notations du §5.2 :

$$K_V = \frac{A}{C_1 C_2 \int_0^{z_I} \frac{I_z}{C_3 E} dz}$$

Où A est (pour mémoire) l'aire d'assise de la fondation. Il est à noter que C_1 et I_z sont fonction de la contrainte appliquée q, qui est ici prise égale à :

$$q = q_{ELS} = \frac{k_c q_{ce}}{F_s}$$

Où k_c est le facteur de portance pénétrométrique de la fondation (obtenu selon §3.1.3.3), q_{ce} la résistance au cône équivalente (obtenue selon §3.1.3.2) et F_s = 2,76 (ELS QP).

6.2.3. A partir des propriétés de cisaillement (modèle élastique)

La raideur verticale K_V est estimée analytiquement à partir de l'expression suivante (déduite du modèle analytique présente en §5.3) :

$$K_V = \frac{A}{B(1-\nu^2)c_f} E$$

Où A est (pour mémoire) l'aire d'assise de la fondation. Les autres paramètres sont obtenus selon les modalités du §5.3.

6.3. Estimation des raideurs horizontales et rotationnelles

Les raideurs horizontales et rotationnelles sont déduites de la raideur verticale calculée précédemment à partir des solutions analytiques de Gazetas (1991) rappelées ci-après :

$$K_{HB} = 0{,}4 \frac{2 + 2{,}5\left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}85}}{0{,}73 + 1{,}54\left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}75}} K_V \qquad K_{HL} = \frac{0{,}4B}{L} \frac{1{,}2 + 3{,}3\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65}}{0{,}73 + 1{,}54\left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}75}} K_V$$

$$K_{MB} = \frac{B^3}{8L} \frac{0{,}4 + 3{,}2\left(\frac{L}{B}\right)}{0{,}73 + 1{,}54\left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}75}} K_V \qquad K_{ML} = \frac{B^3}{8L} \frac{3{,}6\left(\frac{L}{B}\right)^{2{,}4}}{0{,}73 + 1{,}54\left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}75}} K_V$$

Note 1 : ces expressions supposent implicitement un comportement élastique du terrain et un faible contraste de rigidités entre les différentes couches qui le constituent. Elles sont valables en l'absence de glissement (pour K_{HB} et K_{HL}) et de décollement (pour K_{MB} et K_{ML}). Elles ont par ailleurs été établies pour un coefficient de Poisson de 0,33.

6.4. Estimations complémentaires

Les raideurs calculées en §6.2 et §6.3 sont supposées représenter le comportement de la fondation sous chargement de longue durée. A titre indicatif, FONDSUP fournit une estimation des raideurs sous des charges de « courte durée » et « sismique » en appliquant les corrélations usuelles suivantes :

- $K_{CT} = 2\ K_{LT}$
- K_{SISM} = 3 à 6 K_{LT} (selon intensité du séisme)

Où K_{LT}, K_{CT} et K_{SISM} désignent les raideurs de la fondation respectivement sous un chargement de « long durée », de « courte durée » et « sismique ».

7. Dimensionnement sismique

7.1. Suivant la NF P94-261 et l'EC8-5

7.1.1. Cadre général

Les vérifications de la portance sous combinaisons ELU sismiques avec la NF P94-261 peuvent être réalisées selon deux approches :

- par l'application d'un coefficient réducteur i_g lié aux forces d'inertie dans le sol, tel que détaillé dans le courrier de la CNJOG du 12 octobre 2022 et dans le futur fascicule de documentation (FD) de l'Annexe Nationale de la Partie 5 de la deuxième génération de l'Eurocode 8 (voir §7.1.2) ;
- selon la formule de portance de l'Annexe F de la norme NF EN 1998-5 (voir §7.1.3).

Le logiciel FONDSUP permet à l'utilisateur de choisir entre ces deux approches.

7.1.2. Vérification de la portance sismique avec le coefficient réducteur i_g

7.1.2.1. Formalisme de vérification

Les vérifications à l'ELU sismique avec le coefficient réducteur i_g reprennent le formalisme de la vérification de la capacité portante en situation statique (§3.1.1.1) en introduisant le coefficient i_g dans l'expression de la résistance de calcul R_{vd} :

$$R_{v,d} = A' i_g \frac{q_{net}}{\Upsilon_{r,global}}$$

Où :

- $\Upsilon_{r,global}$ facteur partiel « combiné » = $\gamma_{R,d}.\gamma_{R,v}$ (voir §3.1.1.2) ;
- A' aire d'assise effective de la fondation (voir §3.1.1.3) ;
- q_{net} contrainte de rupture du terrain (voir §3.1.2, §3.1.3 et §3.1.4) ;
- i_g coefficient réducteur qui rend compte des effets des forces d'inertie dans le terrain (voir §7.1.2.2).

7.1.2.2. Détermination du coefficient réducteur i_g

Le coefficient réducteur i_g rend compte des effets des forces d'inertie dans le terrain. Il est utilisé pour les combinaisons ELU-sismiques dans FONDSUP. Il est calibré sur la relation théorique issue de l'Eurocode 8-5 et est déterminé selon les expressions suivantes (voir Note 1) :

- pour les sols frottants (c =0) ou frottants et cohérents (c≠0) :

$$i_g = (1 - 0{,}96\bar{F})^{0,4}$$

- pour les sols purement cohérents (c≠0) :

$$i_g = 1 - 0{,}2\bar{F}^{1,2}$$

Avec

- $\bar{F}$ terme correspondant aux forces d'inertie dans le terrain (voir §7.1.3.3)

Note 1 : Les expressions proposées ici, et implémentées dans FONDSUP, sont issues des travaux conduits dans le cadre de la rédaction de l'Annexe Nationale de la Partie 5 de la deuxième génération de l'Eurocode 8, ainsi que de son fascicule de documentation (FD). Elles se substituent aux formules figurant dans le courrier de la CNJOG en date du 12 octobre 2022.

Note 2 : Les effets liés aux forces d'inertie peuvent être négligés ($i_g = 1$) lorsqu'une des conditions suivantes est satisfaite (en référence à EN 1998-5:2025) :

- pour les sols grenus, si la classe d'actions sismiques est très faible ou faible ;
- pour les sols fins, si la classe d'actions sismiques est très faible, faible ou moyenne ;
- si le coefficient sismique horizontal aN/g est inférieur à 0,5H/V où H et V désignent pour la situation sismique la valeur de calcul, respectivement, de l'effort horizontal et de l'effort vertical, à la base de la fondation superficielle.

7.1.3. Vérification de la portance sismique d'une fondation selon l'EC8-5

7.1.3.1. Formulation

La vérification de portance sismique de la fondation selon l'inégalité de l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5 est réalisée suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{V}]^b}+\frac{(1-f\bar{F})^{c'_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{V}]^d}\leq 1$$

Avec :

$$\bar{V}=\gamma_{Rd}\frac{V_d}{V_{max}} \qquad \bar{H}=\gamma_{Rd}\frac{H_d}{V_{max}} \qquad \bar{M}=\gamma_{Rd}\frac{M_{B,d}}{BV_{max}}$$

Où :

- V_{max} effort résistant maximal du terrain sous chargement vertical centré (voir §7.1.3.2);
- V_d valeur de calcul de la charge verticale sous séisme ;
- H_d valeur de calcul de la charge horizontale (résultante) sous séisme ;
- $M_{B,d}$ valeur de calcul du moment de renversement (selon B) sous séisme ;
- γ_{Rd} facteur modèle fonction du type de terrain (voir Tableau 9 ci-après) ;
- $\bar{F}$ terme correspondant aux forces d'inertie dans le terrain (voir §7.1.3.3).

Les paramètres a, b, c, d, e, f, k, k′, m, c_T, c_M, c'_M, β et γ dépendent de la nature frottante ou cohérente du sol de fondation. Ils sont donnés dans le tableau suivant :

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Figure 20 : paramètres numériques utilisés dans le modèle de l'EC8-5

Le facteur modèle γ_{Rd} est à déterminer selon les indications du tableau suivant :

Sable moyennement dense à dense	Sable lâche sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Tableau 9 : Valeurs recommandées pour le facteur modèle γ_{Rd}

L'intérêt de ce modèle réside dans sa capacité à rendre compte des effets des forces d'inertie qui se développent dans le terrain de fondation (et qui sont susceptibles d'en réduire la résistance, notamment pour un comportement frottant). Ces effets sont représentés par la grandeur $\bar{F}$ appelée force d'inertie adimensionnelle du sol.

7.1.3.2. Détermination de l'effort résistant Vmax

La valeur de l'effort résistant V_{max} sous chargement vertical centré est calculé suivant la NF P94-261 :

$$V_{max} = A\frac{q_{net}}{\gamma_{r,global}}$$

Avec

- q_{net} contrainte de rupture du terrain calculé pour $\delta = 0$ et $e_B = e_L = 0$ et selon le modèle de calcul choisi par l'utilisateur : PMT, CPT ou c-ϕ (voir §3.1.2, §3.1.3 et §3.1.4) ;
- $\gamma_{r,global}$ facteur partiel combiné pour le calcul de portance sous combinaisons ELU SISMIQUE (voir §3.1.1.2). La valeur de $\gamma_{r,global}$ dépend du modèle de calcul utilisé ;
- A aire d'assise totale de la fondation.

7.1.3.3. Détermination du terme $\bar{F}$ (forces d'inertie)

Le terme $\bar{F}$ correspondant aux forces d'inertie dans le terrain est défini par la norme NF EN 1998-5 :

$$\bar{F} = \frac{a_N}{a_{dsb}}$$

Avec

- a_{dsb} accélération déstabilisante du terrain (voir ci-dessous) ;
- a_N accélération nominale du site (voir §7.1.4).

L'accélération déstabilisante a_{dsb} est prise égale à :

- $a_{dsb} = g.\tan\varphi$ pour un terrain de comportement frottant sous séisme;
- $a_{dsb} = c_u / (\gamma B)$ pour un terrain de comportement cohérent sous séisme.

φ et c_u sont renseignés par l'utilisateur spécifiquement dans le cadre « traitement des combinaisons ELU-sismiques » de FONDSUP.

7.1.4. Choix de l'accélération nominale a_N

L'accélération nominale du site peut être estimée selon le formalisme conventionnel de l'Eurocode 8 :

$$a_N = \gamma_I . a_{gr} . S$$

Où

- γ_I facteur d'importance dépendant de la catégorie de l'ouvrage porté ;
- a_{gr} accélération de référence au Rocher (selon la zone de sismicité du site) ;
- S facteur d'amplification entre le rocher et le TN (selon la classe de sol).

Les valeurs de γ_I, a_{gR} et S sont indiquées dans le tableau suivant :

γ_1	**Catégorie d'importance de l'ouvrage**	**I**	**II**	**III**	**IV**	
	Valeurs du coefficient d'importance γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40	
a_{gr}	**Zone de sismicité**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
	Accélération de référence au Rocher (g)	0,04	0,07	0,11	0,16	0,3
S	**Classe du sol sous l'ouvrage**	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
	Valeur de S pour les zones sismiques 1 à 4	1,00	1,35	1,50	1,60	1,80
	Valeur de S pour la zone sismique 5	1,00	1,20	1,15	1,35	1,40

Tableau 10 : Valeurs numériques des grandeurs intervenant dans le calcul de a_N

7.2. Suivant la BS 8004 et l'EC8-5

7.2.1. Formulation

La portance sous combinaisons ELUS sismiques est vérifiée selon l'inégalité de l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5 :

$$\frac{(1-\bar{e}\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{V}]^b}+\frac{(1-\bar{f}\bar{F})^{c'_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c[(1-m\bar{F}^k)^{k'}-\bar{V}]^d}\leq 1$$

Avec :

$$\bar{V}=\gamma_{Rd}\frac{V_d}{V_{max}}\qquad \bar{H}=\gamma_{Rd}\frac{H_d}{V_{max}}\qquad \bar{M}=\gamma_{Rd}\frac{M_{B,d}}{BV_{max}}$$

Où :

- V_{max} effort résistant maximal du terrain sous chargement vertical centré (voir §7.2.2);
- V_d valeur de calcul de la charge verticale sous séisme ;
- H_d valeur de calcul de la charge horizontale (résultante) sous séisme ;
- $M_{B,d}$ valeur de calcul du moment de renversement (selon B) sous séisme ;
- γ_{Rd} facteur modèle fonction du type de terrain (voir Tableau 11 ci-après);
- $\bar{F}$ terme correspondant aux forces d'inertie dans le terrain (voir §7.2.3).

Les paramètres a, b, c, d, e, f, k, k′, m, c_T, c_M, c'_M, β et γ dépendent de la nature frottante ou cohérente du sol de fondation. Ils sont donnés dans le tableau suivant :

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Figure 21 : paramètres numériques utilisés dans le modèle de l'EC8-5

Le facteur modèle γ_{Rd} est à déterminer selon les indications du tableau suivant :

Sable moyennement dense à dense	Sable lâche sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Tableau 11 : Valeurs recommandées pour le facteur modèle γ_{Rd}

L'intérêt de ce modèle réside dans sa capacité à rendre compte des effets des forces d'inertie qui se développent dans le terrain de fondation (et qui sont susceptibles d'en réduire la résistance, notamment pour un comportement frottant). Ces effets sont représentés par la grandeur $\bar{F}$ appelée force d'inertie adimensionnelle du sol.

7.2.2. Détermination de l'effort résistant Vmax

La valeur de l'effort résistant V_{max} sous chargement vertical centré est calculé suivant la BS 8004 :2015 :

$$V_{max} = Aq_{net}$$

Avec

- q_{net} contrainte de rupture du terrain pour $\delta = 0$ et $e_B = e_L = 0$ et selon le modèle de c-ϕ (voir §4.1.2).
- A aire d'assise totale de la fondation.

7.2.3. Détermination du facteur $\bar{F}$ (forces d'inertie)

Le terme $\bar{F}$ correspondant aux forces d'inertie dans le terrain est défini par la norme NF EN 1998-5 :

$$\bar{F} = \frac{a_N}{a_{dsb}}$$

Avec

- a_{dsb} accélération déstabilisante du terrain (voir ci-dessous);
- a_N accélération nominale du site (voir §7.1.4).

L'accélération déstabilisante a_{dsb} est prise égale à (Note 1) :

- $a_{dsb} = g.\tan\varphi_d$ pour un terrain de comportement frottant sous séisme :
- $a_{dsb} = c_{u,d}/(\gamma B)$ pour un terrain de comportement cohérent sous séisme.

Avec :

$$\tan\varphi_d = \tan\varphi_k / 1{,}25 \qquad c_{u,d} = c_{u,k}/1{,}4$$

Note 1 : φ_k et $c_{u,k}$ sont entrés par l'utilisateur dans le cadre « traitement des combinaisons ELU-sismiques » de FONDSUP.