

Chapitre 5

TASSEMENT ET CONSOLIDATION

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. La consolidation est l'évolution du tassement dans le temps.

5.1 - PRINCIPES GÉNÉRAUX

Par hypothèse, nous nous limiterons aux contraintes verticales et aux problèmes à deux dimensions ou axisymétriques.

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes.

Première étape : calcul de l'état de contraintes dans le sol avant et après le changement

Pour cette étape, il est en général fait appel à la théorie de l'élasticité, cette approximation étant valable au moins pour les contraintes verticales. Tel est l'objet du paragraphe 5.2.

Deuxième étape : calcul des déformations

Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai œdométrique, cf. paragraphe 5.3) et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai pressiométrique, présenté au paragraphe 2.9.3).

Remarque : les développements récents des codes de calcul aux éléments finis permettent d'obtenir directement les champs de contraintes et de déformations en tout point d'un massif de sol soumis à un chargement. La qualité des résultats obtenus dépend grandement de la «qualité» du modèle rhéologique utilisé ainsi que de la représentativité des paramètres de ces modèles. Les méthodes empiriques que nous allons présenter, validées par une très longue expérience des géotechniciens, resteront cependant pour encore assez longtemps, des outils précieux pour l'ingénieur.

5.2 - QUELQUES CAS DE CALCUL DES CONTRAINTES

5.2.1 - Sol indéfini à surface horizontale

La composante verticale de la contrainte due au poids propre du sol est :

$\sigma_z = \gamma \cdot z$ où z désigne la profondeur. Pour un sol multicouches :
 $\sigma_z = \sum \gamma_i d_i$ (d_i : épaisseur de la couche i).

Exemple d'une nappe phréatique à la profondeur H ($H < z$) :

$$\sigma_z = H \cdot \gamma_h + (z-H) \cdot \gamma_{sat}$$

$$\sigma'_z = H \cdot \gamma_h + (z-H) \cdot \gamma'$$

Voir figure 24.

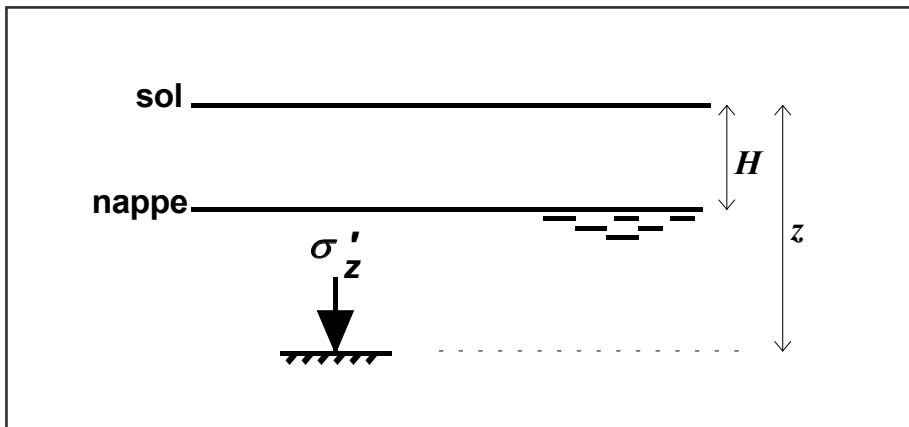


Figure 24 - contrainte sous une nappe

5.2.2 - Effet d'une surcharge uniformément répartie q

L'augmentation de contrainte est : $\Delta\sigma = q$ quelle que soit la profondeur z (figure 25).

5.2.3 - Effet d'une surcharge ponctuelle Q

L'augmentation de contrainte est : $\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$ (formule de Boussinesq). R désigne la distance entre la facette considérée et le point d'application de la charge ponctuelle. Il est remarquable que le résultat soit indépendant du milieu (figure 26).

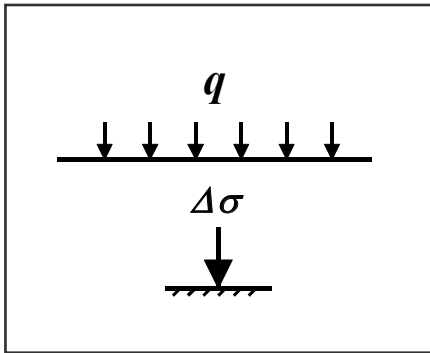


Figure 25 - rôle d'une surcharge uniforme

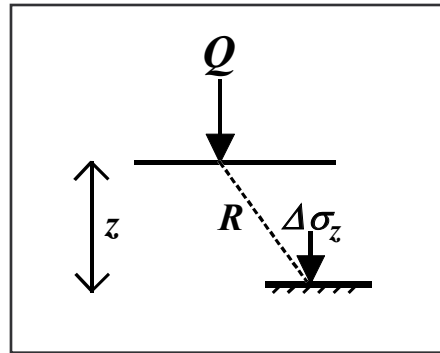


Figure 26 - rôle d'une charge ponctuelle

5.2.4 - Effet d'une surcharge circulaire uniforme q

La surcharge q est appliquée à un disque de rayon r . L'augmentation de contrainte en un point M à la verticale sous le centre de la surcharge et à une profondeur z est : $\Delta\sigma_z = q \left(1 - \frac{z^3}{R^3} \right)$, où $R^2 = r^2 + z^2$.

5.2.5 - Effet d'une surcharge rectangulaire uniforme q

L'augmentation de contrainte en un point M à la verticale sous un coin et à une profondeur z est : $\Delta\sigma_z = k.q$ (voir figure 27). $k = f(a/z, b/z)$ peut être lu dans le tableau 2 ci-après. Pour un point non placé à la verticale

d'un coin, il suffit pour se ramener à ce cas de sommer algébriquement les résultats obtenus pour les quatre rectangles ayant un sommet commun.

5.2.6 - Effet d'un remblai semi-infini

L'augmentation de contrainte en un point M à la verticale sous un remblai de hauteur H et à une profondeur z est : $\Delta\sigma_z = k.\gamma.H$ (voir figure 28). k est un coefficient multiplicateur fourni par le tableau 3 ci-après (attention, k se rapporte à un demi remblai, ce qui permet de considérer le cas des remblais non symétriques). On vérifiera que lorsque b est grand, et en prenant le remblai entier on obtient bien : $k = 0,5 + 0,5 = 1$.

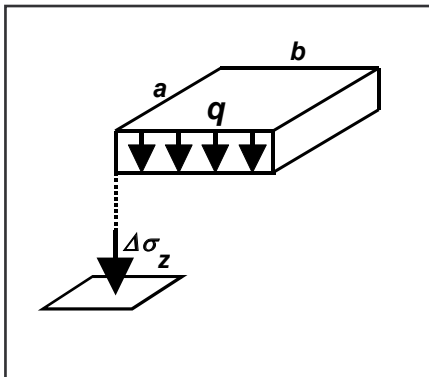


Figure 27 - augmentation de contrainte due à une charge rectangulaire

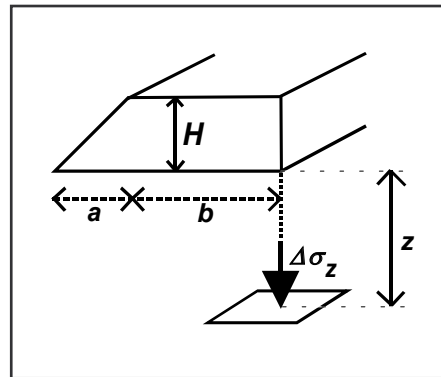


Figure 28

effet d'un remblai semi-infini

$\frac{a}{z}$ \ $\frac{b}{z}$	0,1	0,3	0,5	1	2	≥ 3
0,1	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03
0,2	0,01	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06
0,3	0,01	0,04	0,06	0,08	0,09	0,09
0,4	0,02	0,05	0,07	0,10	0,11	0,12
0,5	0,02	0,06	0,08	0,12	0,13	0,14
0,6	0,02	0,06	0,10	0,13	0,15	0,16
0,7	0,02	0,07	0,10	0,14	0,17	0,17
0,8	0,03	0,07	0,11	0,15	0,18	0,18
0,9	0,03	0,08	0,12	0,17	0,19	0,19
1	0,03	0,08	0,12	0,18	0,20	0,20
1,2	0,03	0,09	0,13	0,18	0,21	0,22
1,4	0,03	0,09	0,13	0,19	0,22	0,22
1,6	0,03	0,09	0,13	0,20	0,22	0,23
2	0,03	0,09	0,13	0,20	0,24	0,25

Tableau n° 2 - Valeurs du coefficient k pour une semelle de section rectangulaire $a.b$ (voir figure 27)

$\frac{a}{z}$ \ $\frac{b}{z}$	0,01	0,03	0,05	0,07	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1
0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,07	0,10	0,12	0,15	0,26
0,1	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	0,13	0,16	0,18	0,21	0,30
0,2	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,19	0,22	0,24	0,25	0,33
0,3	0,18	0,19	0,20	0,20	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,35
0,4	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,28	0,30	0,31	0,33	0,38
0,5	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,33	0,34	0,35	0,40
0,6	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37	0,38	0,41
0,7	0,35	0,35	0,35	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,43
0,8	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38	0,39	0,40	0,41	0,41	0,45
0,9	0,39	0,39	0,40	0,40	0,40	0,41	0,42	0,42	0,43	0,45
1,0	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,42	0,43	0,44	0,44	0,45
1,2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,45	0,45	0,45	0,46	0,47
1,4	0,45	0,45	0,45	0,45	0,46	0,46	0,46	0,47	0,47	0,48
1,6	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,48	0,49
2	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,49	0,49
3	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,50

Tableau n° 3 - Valeurs du coefficient k pour un remblai semi-infini (voir figure 28)

5.3 - ÉTUDE DU TASSEMENT DES SOLS EN LABORATOIRE

5.3.1 - Principe de l'essai œdométrique (figure 29)

Un petit échantillon de sol (intact ou remanié selon ce que l'on étudie) est soumis à une contrainte verticale q . Deux pierres poreuses permettent à l'eau d'être expulsée. Le principe de l'essai consiste à mesurer la variation de hauteur de l'éprouvette de sol pendant l'application de la charge.

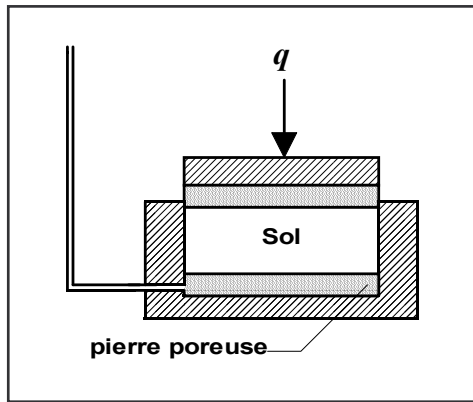


Figure 29 - schéma de l'appareil œdométrique

5.3.2 - Cas des sols grenus

→ Aux contraintes faibles, le comportement est irréversible (réarrangement des grains).

→ Aux contraintes élevées, le comportement est élastique (compression des grains).

→ Aux contraintes très élevées, les grains peuvent s'écraser.

Un sol grenu serré est donc très peu compressible. Le tassement d'un sol grenu est quasi instantané avec l'application de la charge et ne dépend pas de sa teneur en eau.

5.3.3 - Cas des sols fins saturés

L'essai œdométrique est interprété à l'aide de deux graphiques, présentés ci-après.

5.3.3.1 - Rôle du temps

Pour une contrainte σ' donnée, inchangée pendant le palier considéré, on représente la courbe de consolidation donnant le tassement en fonction du temps (cf. figure 30, graphique du haut).

Lors de l'application de la charge q (à $t = 0$), le volume ne varie pas et l'eau interstitielle reprend toute la surpression ($\Delta u = q, \Delta \sigma' = 0$), car la compressibilité de l'eau est très largement inférieure à celle de l'assemblage des grains. Il y a ensuite drainage c'est à dire expulsion d'eau ; la contrainte effective augmente ($\Delta \sigma' > 0$) et la pression interstitielle u diminue. L'eau en s'évacuant permet aux grains de se rapprocher ; c'est le tassement. Le drainage s'arrête lorsque $u = 0$ (donc $\Delta \sigma' = q$). Cette phase de dissipation des pressions interstitielles s'appelle la consolidation. Elle est d'autant plus lente que le sol est imperméable. Lorsque $u = 0$, le sol est dit consolidé.

5.3.3.2 - Evolution du tassement en fonction de la contrainte

En pratique, une première contrainte est appliquée pendant 24 heures, puis augmentée progressivement toujours par paliers de 24 heures. Les points obtenus donnent la branche supérieure de la courbe ($e - \sigma'$). Au-delà d'une certaine contrainte, les contraintes appliquées à l'échantillon sont diminuées par paliers de 24 heures, permettant de représenter la branche inférieure de la courbe ($e - \sigma'$). Voir figure 30 ci-après, graphique du bas.

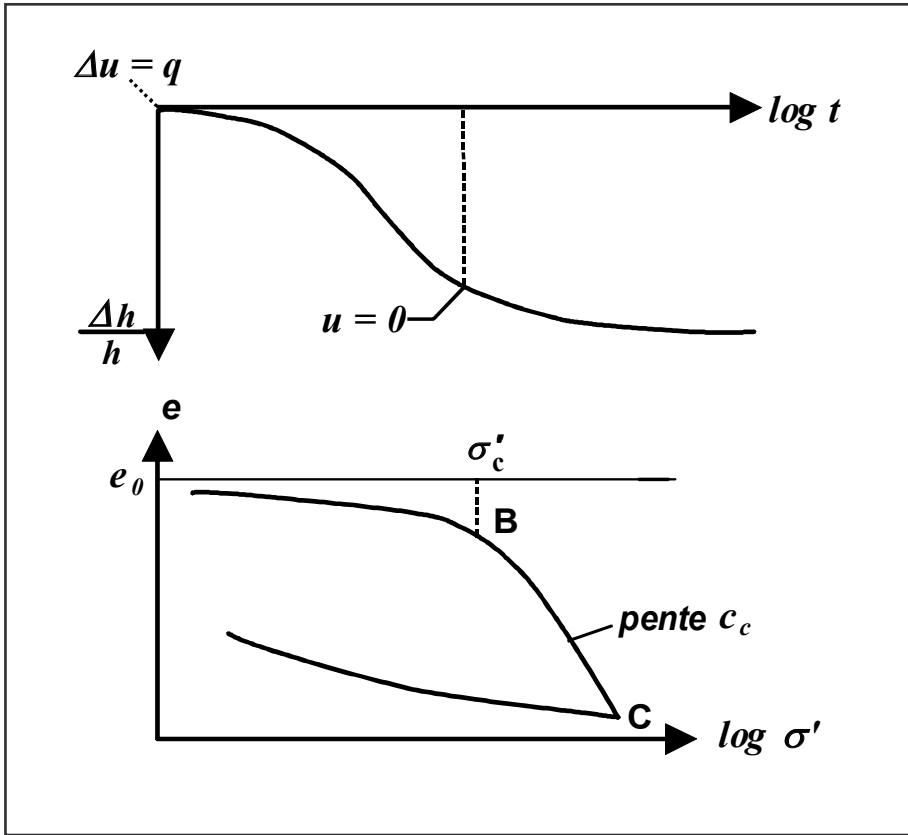


Figure 30 - interprétation de l'essai œdométrique

5.3.4 - Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique

5.3.4.1 - Contrainte de consolidation σ'_c

Elle correspond au changement de pente sur la branche supérieure du graphique précédant. Les sols dits sous-consolidés sont ceux pour lesquels la contrainte effective verticale est supérieure à σ'_c (exemple vases récentes). Les sols dits surconsolidés sont ceux pour lesquels la contrainte effective verticale est inférieure à σ'_c (exemple : sols anciens érodés). Les sols normalement consolidés subissent une contrainte effective verticale de l'ordre de σ'_c .

5.3.4.2 - Coefficient de compression

$c_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$ (sur la branche BC de la figure 30). Ce coefficient c_c permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné en considérant que pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation, la variation $(e, \log \sigma')$ est linéaire. Mais lorsque la courbe œdométrique est fournie, il est préférable de faire le calcul précis comme on le verra au § 5.4.

5.3.4.3 - Coefficient de compressibilité

$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ (sur la branche BC de la figure 30). Il est peu utilisé car la relation (e, σ') n'est pas linéaire.

5.3.4.4 - Module œdométrique

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta h/h_0} = (1 + e_0) \frac{\Delta \sigma'}{\Delta e} \quad (\text{en kPa}).$$

5.3.4.5 - Coefficient de consolidation $c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w}$ (en m²/s).

Le coefficient c_v permet de calculer l'évolution du tassement au cours du temps. Pour cela on définit comme ci-après le degré de consolidation U , puis on calcule le facteur temps T_v .

5.3.4.6 - Degré de consolidation à l'instant t

C'est le pourcentage de dissipation des pressions interstitielles : $U = I \Delta u / u_i$ où u_i est la pression interstitielle initiale. A $t = 0$, $U = 0$ et en fin de consolidation, $U = 1$.

5.3.4.7 - Facteur temps

Le facteur temps est le nombre adimensionnel $T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$ où H est le chemin de drainage (demi-hauteur de l'échantillon dans l'essai œdométrique). On démontre que U est la solution de $H^2 \cdot \frac{d^2U}{dz^2} = \frac{dU}{dT_v}$, équation que l'on résout en $U(z, T_v)$.

La valeur moyenne \bar{U} est donnée dans le tableau 4 ci-après.

Exemple : on souhaite savoir au bout de combien de temps on obtiendra 50 % du tassement d'un remblai de gravier construit sur une couche compressible d'épaisseur $2.H$ reposant sur une couche drainante. Dans le tableau ci-dessous, on lit $T_v = 0,2$ pour $U = 50 \%$. Connaissant H (demi épaisseur de la couche compressible) et c_v (déduit de l'essai œdométrique), on obtient t .

\bar{U} (%)	T_v	\bar{U} (%)	T_v
12	0,01	60	0,29
20	0,03	70	0,40
30	0,07	80	0,57
40	0,13	90	0,85
50	0,20	95	1,2
60	0,29	99	2,0

Tableau 4

valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation

Le résultat d'un essai œdométrique classique consiste à donner : σ'_c (kPa), c_v (m²/s) déterminé pour un niveau de contrainte, et c_c (sans dimension).

5.4 - TASSEMENT CALCULÉ PAR LA MÉTHODE DU CHEMIN DE CONTRAINTE

Considérons une couche d'épaisseur H . La contrainte initiale au centre de la couche à une profondeur z est : $\sigma'_o = \gamma' \cdot z$, d'où e_o . Si cette couche est soumise à une surcharge uniforme q , après consolidation la contrainte devient $\sigma'_1 = \sigma'_o + q$, d'où est déduit e_1 (cf. figure 31).

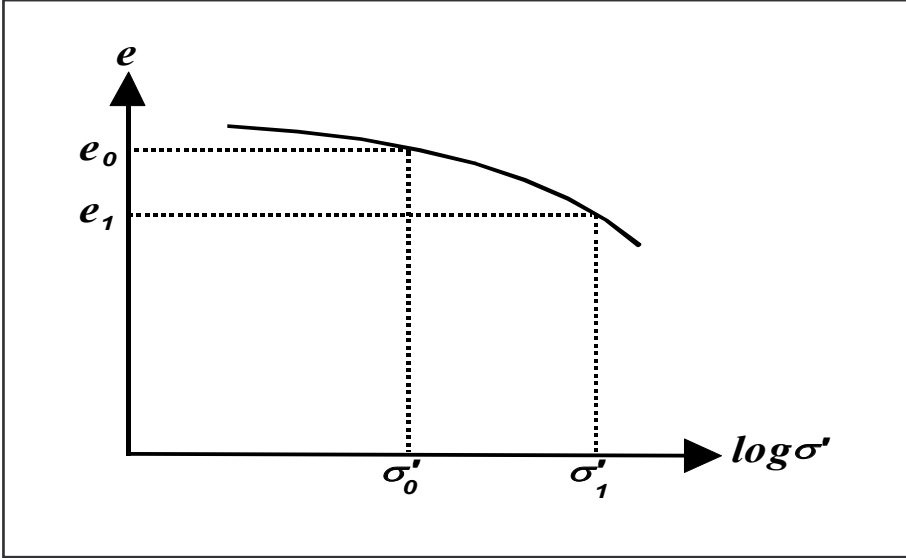


Figure 31 - calcul du tassement à partir d'un essai œdométrique

Le tassement ΔH est tel que $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{e_1 - e_o}{1+e_o}$.

Pour calculer le tassement à un instant donné t , il suffit d'utiliser la relation : $\frac{\Delta H_t}{\Delta H_f} = \bar{U}$, où ΔH_f est le tassement final calculé comme ci-dessus et ΔH_t le tassement à l'instant t .

\bar{U} est obtenu à l'aide du tableau précédent, connaissant $T_v = \frac{c_v}{H^2} t$.

5.5 - CALCUL DU TASSEMENT PAR LA THÉORIE DE L'ÉLASTICITÉ

5.5.1 - Sous une fondation circulaire et rigide de diamètre B et appliquant au sol une surcharge uniforme q , le tassement total s peut être évalué par :

$$s = \frac{\pi}{4} \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot B = \frac{\pi}{8} \frac{1 - \nu}{G} q \cdot B. \text{ Le sol est supposé élastique}^1.$$

E est le module de compressibilité (ou module d'Young), G est le module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu))$. ν est le coefficient de Poisson. E peut être déterminé par un essai triaxial isotrope. Le module d'Young est également relié au module œdométrique par $E = E_{oed} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$

Pour calculer le tassement initial, le sol est considéré non drainé et incompressible ($\nu = 0,5$).

Pour calculer le tassement final, le sol est considéré avec ses caractéristiques effectives (en général $\nu = 0,3$; le module G gardant la même valeur qu'en situation non drainée).

D'où : tassement de consolidation = tassement final – tassement initial.

Ce type de calcul donne généralement des tassements supérieurs aux tassements réels.

5.5.2 - A partir de l'essai pressiométrique, peut être déterminé le module pressiométrique E_M . Dans le cas d'un sol homogène, le tassement final s_f se calcule en le décomposant en un tassement sphérique s_c et un tassement déviatorique s_d .

¹ Voir rappels sur l'élasticité au paragraphe 4.1.3.

$s_f = s_c + s_d$ avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9.E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda B_c \text{ et } s_d = \frac{2}{9.E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha B_0$$

E_M : module pressiométrique (cf. § 2.9.3) ;

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective calculée avant travaux au niveau de la fondation ;

B_0 : largeur de référence égale à 0,60 m ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (cf. tableau 5) ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B (cf. tableau 6).

Type de matériau		Surconsolidé	Normalement consolidé	Altéré et remanié
Argile	E/P_f	> 16	9 - 16	7 - 9
	α	1	2/3	1/2
Limon	E/P_f	> 14	8 - 14	
	α	2/3	1/2	1/2
Sable	E/P_f	> 12	7 - 12	
	α	1/2	1/3	1/3
Sable et gravier	E/P_f	> 10	6 - 10	
	α	1/3	1/4	1/4

Tableau 5 - valeurs du coefficient α (d'après fascicule 62, titre V)

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

B et L sont les largeur et longueur de la fondation

Tableau 6
valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement
(selon fascicule 62 - titre V)

