

Introduction :

L'évolution du réseau routier et autoroutier impose parfois le passage par des sols compressibles de mauvaise qualité (vases, tourbes, limons, argiles molles, sebkha). En ce qui concerne leurs propriétés mécaniques en tant que sols de fondation, tous ces sols sont caractérisés par :

- Une faible résistance au cisaillement à court terme (c'est-à-dire tant qu'ils ne se sont pas consolidés sous les charges qui leur sont appliquées). Cette résistance au cisaillement qui est alors appelée cohésion non drainée C_u , augmente lors de la consolidation du sol ;
- Une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années).

Ces sols sont généralement situés dans la nappe et sont donc saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, moyennant des études préalables sérieuses et des méthodes de construction adaptées, un remblai peut, tant que la chaussée n'est pas mise en place, s'adapter à des déformations, même importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles. Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types :

- Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsque nous dépassons une certaine hauteur de remblai, ou lorsque nous construisons ce dernier avec un coefficient de sécurité trop faible ;
- Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Les remblais construits sur des sols de fondation mous ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais. Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doivent être reprises par le sol de fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir.

Le choix d'une solution de construction du remblai doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement. L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes

géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

I. Le Remblai :

C'est la masse de terre ou de matériaux rapportée pour créer une plate-forme élever un terrain, combler un creux ou combler les vides de l'exploitation minière. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement. [ENTREPRISE DE TERRASSEMENT]

I.1. Les types de remblais et leurs comportements :

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons :

- La craie : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- Les roches argileuses : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.
- Les roches siliceuses : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.
- Les roches salines : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai.
- Les terres de remblai : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.
- Les matériaux de démolition : les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autre, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc..... [ENTREPRISE DE TERRASSEMENT]

I.2. La réalisation d'un Remblai

Les conditions d'utilisation en remblai :

Elles concernent :

- de la technique d'extraction "avec lavage dans la nappe" préconisée pour éliminer une partie des fines contenues dans un matériau graveleux, mais jugée aujourd'hui insuffisamment fiable et peu acceptable dans le contexte de protection de l'environnement .

- de la technique des "couches sandwich". En effet cette technique ne constitue pas à proprement dit une modalité de réemploi des sols fins trop humides puisqu'elle ne propose pas de modification à leur apporter. En revanche cette pratique est envisageable au niveau de la conception et de la réalisation des remblais dans la mesure où l'on a bien évalué les conditions techniques, hydrauliques et organisationnelles qu'elle implique.[LIVRE Guide technique Fascicule I]

I.3. Le tassement :

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. et sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [Aide mémoire de mécanique des sols

Les publications de l'ENGREF]

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (figure **Fig. I-1**) :

- Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ;
- Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol

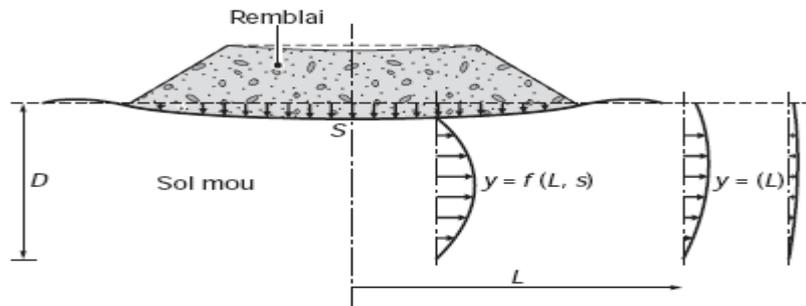


Fig. I-1 : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation

I.4. La consolidation :

La consolidation est tout processus par lequel la teneur en eau d'un sol saturé diminue, sans remplacement de l'eau par l'air. » Le plus souvent c'est par tassement, sous l'action à long terme des charges statiques, que s'effectue cette compaction avec expulsion de l'eau interstitielle.

L'étude du phénomène de consolidation est essentielle dans la compréhension des phénomènes de tassement en construction c'est l'évolution du tassement dans le temps.

I.4.1. 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.

Deuxième étape : calcul des déformations, deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai œdométrique,)

et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai pressiométrique).

I.4.2. Quelques cas de calcul des contraintes :

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 :

$\sigma_z = \sum \gamma_i \cdot d_i$ (d_i : épaisseur de la couche i).

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

$\sigma_z = H \cdot \gamma^b + (z - H) \cdot \gamma_{sat}$

$$\sigma'z = H.\gamma^h + (Z-H).\gamma'$$

Voir figure :

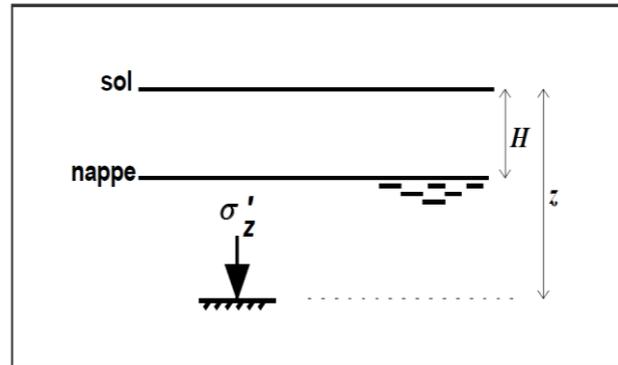


Fig. I-2 contrainte sous une nappe

Effet d'une surcharge uniformément répartie

L'augmentation de contrainte est : $\Delta\sigma = q$ quelle que soit la profondeur z (**Fig. I-3**).

Effet d'une surcharge ponctuelle Q

$$L'augmentation de contrainte est : \Delta\sigma_s = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

(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 (**Fig. I-4**).

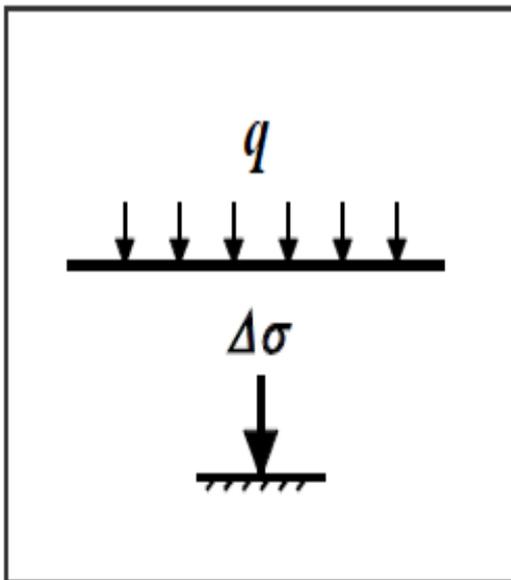


Fig. I-3 rôle d'une surcharge uniforme

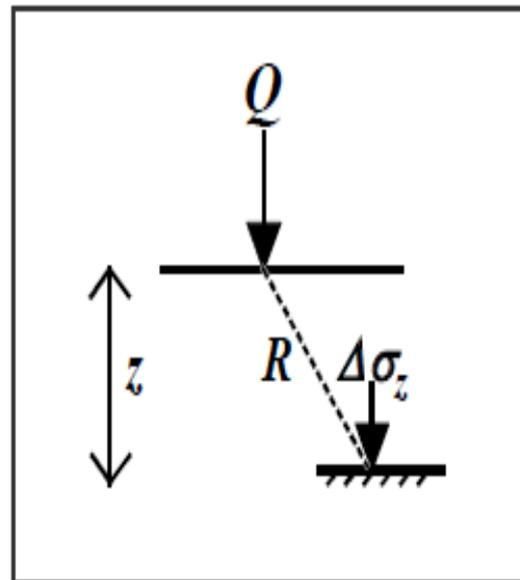


Fig. I-4 rôle d'une charge ponctuelle

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 : $\Delta\sigma_z = q \cdot \left(1 - \frac{z^3}{R^3}\right)$, où $R^2 = r^2 + z^2$.

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 : $\Delta\sigma_z = k \cdot q$ (voir **Fig. I-5**). $k = f(a/z, b/z)$ peut être lu dans le tableau **I-1** 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.

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 : $\Delta\sigma_z = k \cdot \gamma \cdot H$ (voir **Fig. I-6**). k est un coefficient multiplicateur fourni par le tableau **I-2** 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 : $k = 0,5 + 0,5 = 1$. [Aide mémoire de mécanique des sols Les publications de l'ENGREF]

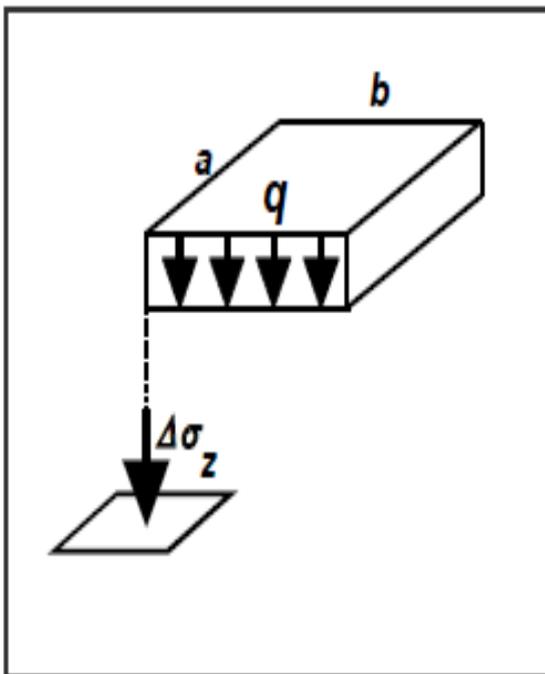


Fig. I-5 augmentation de contrainte due

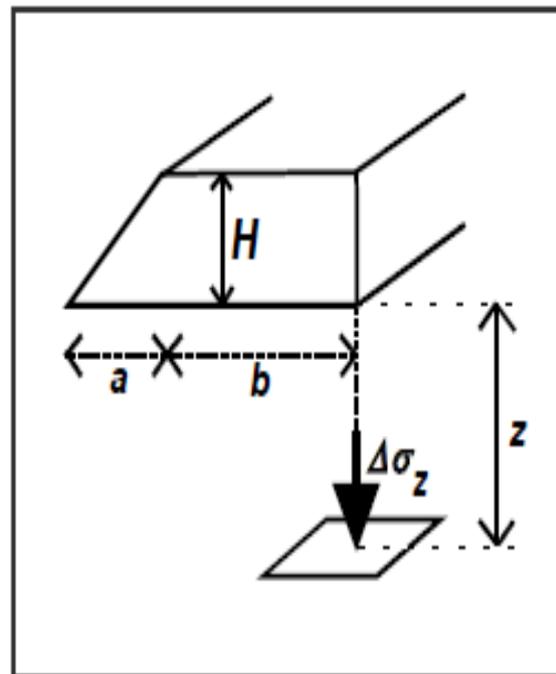


Fig. I-6 effet d'un remblai semi-infini
à une charge rectangulaire

Tableau I-1 Valeurs du coef k pour une semelle de section rectangulaire a.b (Fig. I-5)

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

Tableau I-2 Valeurs du coefficient k pour un remblai semi-infini (Fig. I-6)

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

I.5. Etude du tassement des sols en laboratoire

- Principe de l'essai œdométrique

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

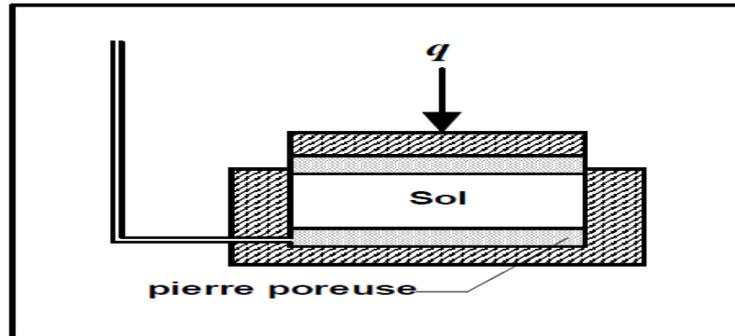


Fig. I-7 schéma de l'appareil œdométrique

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.

Cas des sols fins saturés :

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

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 (**Fig. I-8**).

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.

I.5.1. 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 **Fig. I-8** ci-après.

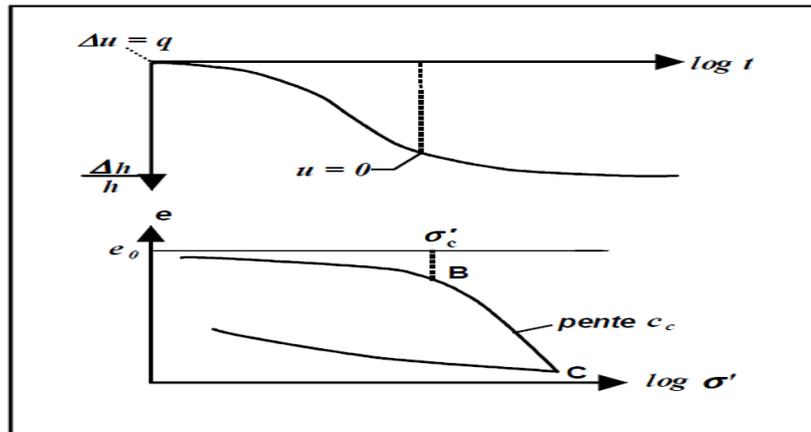


Fig. I-8 interprétation de l'essai œdométrique

I.5.2. Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique

- 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 .

Coefficient de compression

$cc = \Delta e \Delta \log \sigma'$ (sur la branche BC de la figure **I-8**). Ce coefficient cc 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.

Coefficient de compressibilité

$av = \Delta e \Delta \sigma'$ (sur la branche BC de la figure **I-8**). Il est peu utilisé car la relation (e, σ') n'est pas linéaire.

- Module œdométrique

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

- Coefficient de consolidation

$$c_v = \frac{K \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad \text{en } m^2/s$$

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

- Degré de consolidation à l'instant t

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

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 $H^2 \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} = \frac{\partial U}{\partial T_v}$ équation que l'on résout en $U(z, T_v)$. La valeur moyenne U est donnée dans le tableau **I-3** 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 .

Tableau I-3 valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation

\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

I.5.3. 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 : $\sigma'_0 = \gamma' \cdot Z$, d'où e_0 . Si cette couche est soumise à une surcharge uniforme q , après consolidation la contrainte devient $\sigma'_1 = \sigma'_0 + q$ d'où est déduit e_1 (**Fig. I-9**).

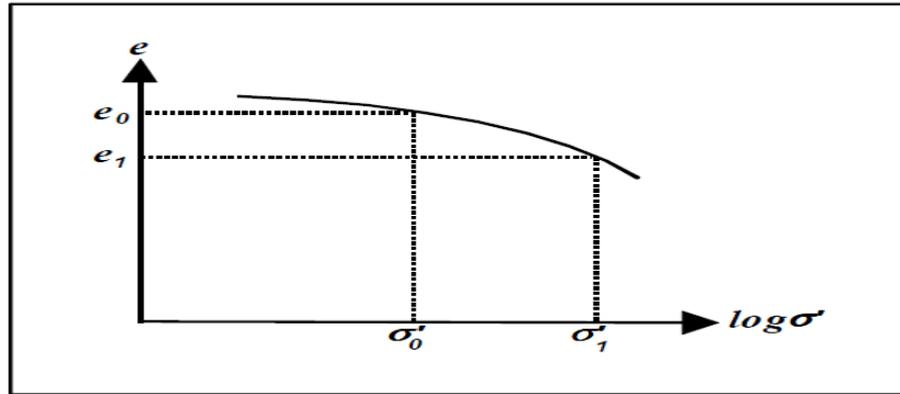


Fig. I-9 calcul du tassement à partir d'un essai œdométrique

Le tassement ΔH est tel que $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_1 - e_0}{1+e_0}$

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 $T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$ [Aide mémoire de mécanique des sols Les publications de l'ENGREF]

I.5.1. Calcul du tassement par la théorie de l'élasticité

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 :

$$S = \frac{\pi}{4} \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot B = \frac{\pi}{8} \frac{1 - \nu}{G} q \cdot B$$

Le sol est supposé élastique. E est le module de compressibilité (ou module d'Young), G est le module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

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 $E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$

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.

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 .

$$S_f = S_c + S_d \text{ avec : } S_c = \frac{\alpha}{9.E_m} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c \cdot B \quad e$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_m} (q' - \sigma'_{v0}) \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha B_0$$

E_m : module pressiométrique;

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 (tableau **I-4**) ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B (tableau **I-5**).

Tableau I-4 valeurs du coefficient α

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

Tableau I-5 valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement

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