

CHAPITRE 2

TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS

I. GENERALITE ET DEFINITIONS

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc..), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés **tassements**. Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (Un sol est dit **compressible** si son volume peut changer). La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes :

- A la compression du squelette solide,
- A l'évacuation de l'eau contenue dans les vides,
- A la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

Notons que :

- La déformation sous une charge totale croissante est appelée "mouvement" ou "**déplacement**".
- Le changement de volume associé à la diminution du volume d'air, provenant d'un effet dynamique ou d'un chargement statique, est appelé "**compactage**".
- Les changements de volume progressifs associés à une réduction de la teneur en eau du sol (évacuation graduelle de l'eau, sous l'effet d'une contrainte normale) est appelé "**consolidation**".
- La déformation sous contrainte effective constante est appelée "**fluage**".

Alors, 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.

II. PRINCIPES GENERAUX

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

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 (voir chapitre I).

➤ Deuxième étape : Calcul des déformations

Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai oedométrique) et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai pressiométrique).

III. NOTIONS DE DEFORMATIONS

Sous l'application de charges, le sol comme tout solide se déforme. Pour déterminer les déformations qui ont lieu dans toutes les directions autour du point M du sol, il suffit de connaître les valeurs des déformations dans les directions Ox, Oy et Oz autour de ce point.

On définit ainsi le tenseur de déformations : $\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_y & \varepsilon_{zy} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix}$

Il existe aussi trois directions principales pour les quelles les déformations angulaires son nulles. Ces directions sont appelées directions principales de déformation, et les déformations principales sont notées : ε_1 , ε_2 et ε_3 .

Les déplacements (déformations) qui nous intéressent sont les déplacements verticaux de la surface du sol sous la fondation ou l'ouvrage envisagé « les Tassements ». Il s'agit de vérifier que ces tassements restent admissibles pour l'ouvrage. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place.

- **Les tassements uniformément repartis** affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains.
- **Un tassement différentiel** est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des *dislocations des maçonneries* comme l'apparition de fissures. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.

IV. RELATIONS CONTRAINTES – DEFORMATIONS

La déformation d'un solide résulte des contraintes qui lui sont appliquées et inversement les contraintes apparaissent dans un solide sous l'action des déformations. Ceci exprime une réalité à savoir qu'il existe une relation entre contraintes et déformations dépendant essentiellement de la nature du matériau considéré. Ces relations sont appelées «**lois de comportement**» puisqu'elles permettent de caractériser la réponse d'un matériau sous l'effet d'un chargement. La loi de Hooke en élasticité linéaire et isotrope exprime dans un solide la linéarité et la réversibilité des déformations. C'est une loi de comportement, dont on peut dire par ailleurs qu'elle est la loi support à la description du comportement de nombreux matériaux. Comment s'écrit-elle ?

Considérons par exemple la déformation d'un volume élémentaire de sol en M provoquant les contraintes σ_v et σ_h (voir fig.II.1). Les déplacements seront suffisamment faibles pour pouvoir

appliquer la loi Hooke. Cette loi s'écrit alors : $\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_v}{E'}$;

E' : module d'élasticité longitudinal

Il existe par ailleurs une grandeur ν appelée Coefficient de Poisson, tel que : $\varepsilon_h = \nu \varepsilon_v$

E' et ν peuvent être déterminés à partir des résultats d'essais en laboratoire ou in-situ.

E' : a la dimension d'une contrainte.

ν : sans dimension toujours compris entre [0, 0,5]

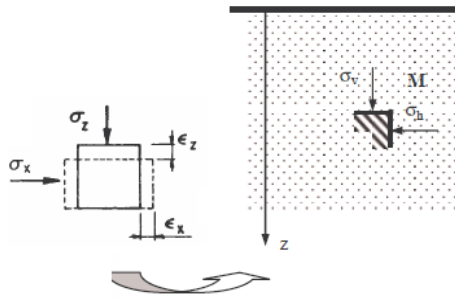


Fig (II.1) : Déformation d'un Echantillon de sol

V. TASSEMENTS DES SOLS SATURES « PHENOMENE DE CONSOLIDATION »

Dans le cas des **sols grenus** (sable et gravier ayant un coefficient de perméabilité élevé), saturés ou non, le **tassement est immédiat Δh_i** .

Pour les **sols fins saturés** (faible coefficient de perméabilité), sous l'action d'une charge, l'eau libre ne peut s'évacuer immédiatement et supporte toutes les contraintes appliquées (surpressions interstitielles $\Delta u = \Delta \sigma$) pendant la phase de construction de l'ouvrage ; on aura le tassement immédiat Δh_i .

La transmission des contraintes au squelette solide se fait progressivement au cours du drainage de l'eau et les surpressions interstitielles diminuent. Cet écoulement s'arrête lorsque Δu s'annule; on obtient donc le tassement à long terme ou **le tassement final de consolidation primaire Δh_c** (voir fig. II.2).

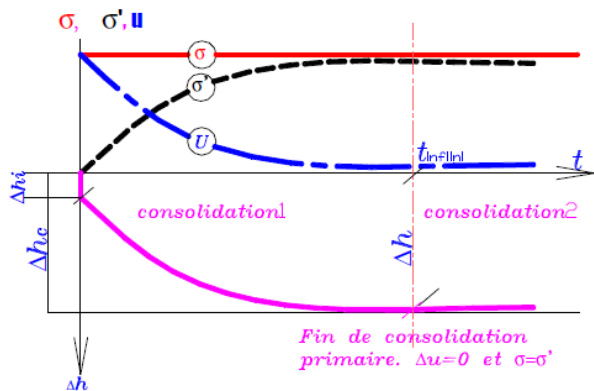


Fig. II.2 : Contraintes et tassement d'un sol fin saturé en fonction du temps.

Au-delà de cette phase, toute la charge est encaissée par le squelette solide. L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée (voir fig. II.3). Cette nouvelle phase de tassement s'appelle **consolidation secondaire (fluage) Δh_s** . Les tassements dus à la consolidation secondaire sont faibles dans la plupart des cas (sols fins en particulier), et son effet peut être négligé par rapport aux tassements de la consolidation primaire.

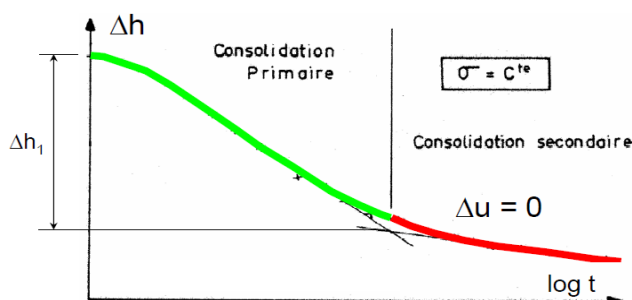


Fig.II.3. Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps

Alors; Pour les sols argileux, le tassement total, Δh_t est:

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s$$

où Δh_i = tassement immédiate (déformation élastique);

Δh_c = tassement de consolidation (variation de teneur en eau);

Δh_s = tassement secondaire (fluage).

Pour le calcul des tassements. On peut alors utiliser plusieurs méthodes :

a) Détermination en laboratoire du tassement relatif d'un échantillon "intact" du sol : $\Delta h / h$ (h : hauteur, Δh : tassement). Le tassement relatif du sol étant supposé identique à celui de l'échantillon.

b) Détermination d'un module de déformation par un essai de chargement en place : essai pressiométrique.

c) Applications de formule empiriques, à partir de certains essais en place : essai de chargement à la plaque, pénétromètre.

V.1 ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Pour étudier le tassement d'une couche d'argile théoriquement infinie et chargée quasi-uniformément par une contrainte verticale, on commence par extraire de la couche, par des moyens de sondages appropriés, un échantillon aussi "intact" que possible (c'est-à-dire ayant conservé ses propriétés mécaniques). On utilise alors un appareil comprenant un moule cylindrique (oedomètre de Terzaghi) de 7 cm de diamètre ($\emptyset$) intérieur et généralement l'échantillon a une hauteur de 12 ou 24 mm. Deux pierres poreuses permettent de drainer et évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai, car pour les argiles on opère le plus souvent sur des échantillons saturés afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. On applique sur le piston une charge croissante et on observe les déformations.

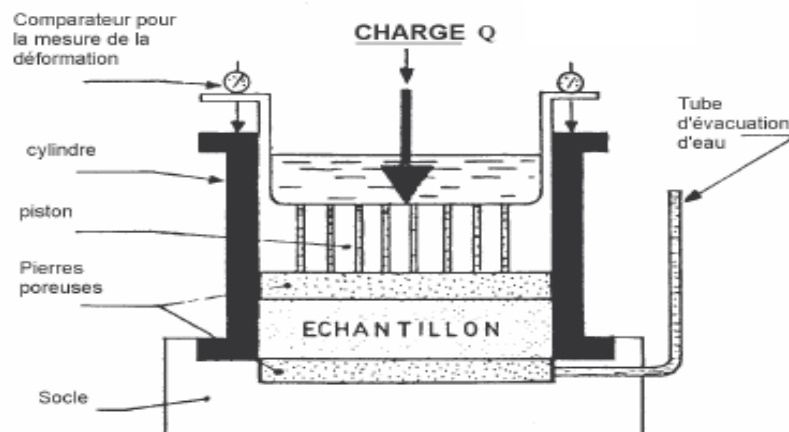


Fig.II.4 Oedomètre de Terzaghi

L'essai œdométrique fournit deux types de courbes :

- **Courbe de consolidation** : qui déterminent le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée (figure II.3).

- **Courbe de compressibilité** : qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée (figure II.5).

V.2 CARACTERISTIQUE DE LA COMPRESSIBILITE

V.2.1 Courbes de compressibilité

On applique à l'échantillon de sol parfaitement saturé des contraintes normales croissantes. Sous chaque palier de chargement, et après quasi-stabilisation du tassement (24h dans la pratique → tassement total fait), celui-ci est mesuré. En conséquence, on trace la courbe de $\Delta h / h$ en fonction de σ .

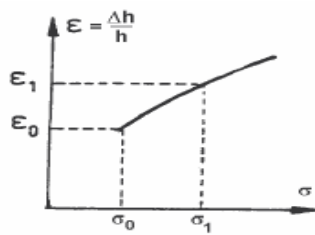


Fig.II.5 Courbe de Compressibilité

Désignons par σ_0 la pression à laquelle est soumis initialement le sol (échantillon donc non remanié) et par σ_1 la pression qui règne après la réalisation de l'ouvrage.

V.2.2 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective

Pour une couche de sol de hauteur « h » et d'indice des vides initial « e_0 », après un chargement donné et à un instant « t », on a : $\frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$

Avec Δh et e sont le tassement et l'indice des vides à l'instant « t ».

Pour plus de commodité, on préfère, dans la pratique, utiliser une courbe donnant plutôt la variation de l'indice des vides e en fonction de $\log(\sigma')$ (σ pour l'essai, σ' dans la réalité).

A noter : $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$

La courbe oedométrique de compressibilité d'un sol (fig. II.6) peut être modélisée de la manière suivante :

- ✓ Une première partie AB à pente très faible,
- ✓ Une deuxième partie BC à pente forte. Cette pente dans le diagramme ($\log(\sigma)$, e) est appelée indice de compression C_c .

V.2.3 Contrainte de consolidation σ_p

La courbe de chargement présente en général deux branches d'inclinaison différente (AB et BC) (fig.II.6). On définit la contrainte de consolidation comme la contrainte correspondant à l'intersection des deux branches. La contrainte de consolidation est la plus grande contrainte effective supportée par le sol au cours de son histoire géologique.

Il est intéressant de comparer cette contrainte à la contrainte effective réel σ'_0 due au poids des terres déjàugées, où le rapport de consolidation (**Roc**) est défini par : **Roc** = σ'_p / σ'_0 permet de connaître l'état de consolidation du sol. On distinguera trois cas :

Si : **Roc** = 1, le sol est **normalement consolidé**, c-à-d qu'il n'a jamais été le site d'une érosion ou supporté des surcharges (Glaciers..) qui ensuite ont disparu. Ces sols sont sujets à développer des grands tassements, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

Si **Roc** > 1, le sol est **surconsolidé**. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant dis que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

Si **Roc** < 1, le sol est **sousconsolidé**. C'est le cas des sols en cours de formation (vases, etc..).

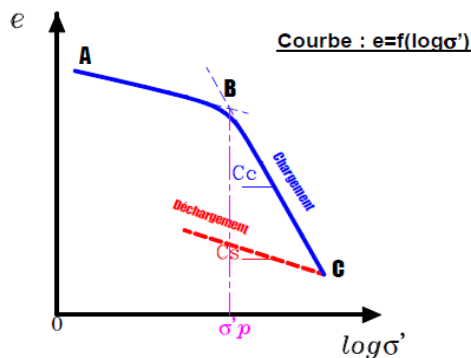


Fig II.6 : Courbe Œdométrique

L'essai Oedométrique permet de définir :

- Le module Oedimétrique E' :
$$E' = - \frac{\Delta \sigma}{\left(\frac{\Delta h}{h_0} \right)}$$

- Le coefficient de compressibilité m_v :
$$m_v = \frac{1}{E'}$$

- L'indice de compression C_c :
$$c_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma)}$$

$$c_c = - \frac{\Delta e}{\log \sigma'_1 - \log \sigma'_0} = - \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}} = - \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \right)}$$

On a :
$$\frac{\Delta \sigma}{E'} = - \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{C_c}{1+e} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma} \right) \quad \text{Soit : } E' = \frac{1+e}{C_c} \times \frac{\Delta \sigma}{\log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma} \right)}$$

Si $\Delta \sigma$ est petit devant σ $\log$ est équivalent à $(1/2,3)$ ($\Delta \sigma / \sigma$) d'où :
$$E' = 2,3 \sigma \frac{1+e_0}{C_c}$$

SKEMPTON propose en particulier pour les argiles normalement consolidée la formule :

$$C_c = 0,009(W_L - 10)$$

Avec w_L : limite de liquidité de l'argile considérée, (non exprimée en %).

Pour des argiles remaniées : $C'_c = 0,007(W_L - 10)$.

- L'indice de gonflement (pente de la droite DC): $C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$

VI. EVOLUTION DU TASSEMENT AU COURS DU TEMPS

VI.1 TASSEMENT FINAL DE CONSOLIDATION PRIMAIRE

Pour une couche de sol de hauteur « h », d'indice de compression « C_c », d'indice de gonflement « C_s » et de pression de préconsolidation « σ'_p », si la contrainte verticale initiale due aux poids propres du sol est « σ'_0 », calculée au centre de la couche et si le chargement provoque un supplément de contrainte $\Delta\sigma$, les tassements se calculent comme suit :

- **Roc = 1** : le sol est **normalement consolidé** :

$$\Delta h_c = \frac{C_c}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

- **Roc > 1** : le sol est **sur consolidé** :

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p$ alors :

$$\Delta h_c = \frac{C_s}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

- Si $\sigma'_0 + \Delta\sigma < \sigma'_p$ alors :

$$\Delta h_c = \frac{C_c}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

- **Roc < 1** : le sol est **sous consolidé** :

$$\Delta h_c = \frac{C_c}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

On doit noter que :

Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.

VI.2 TASSEMENT A UN INSTANT « t »

Le tassement à un temps donné $\Delta h_c(t)$ est calculé en fonction du tassement final Δh_c , à partir de la formule suivante :

$$\Delta h_c(t) = U \cdot \Delta h_c$$

$U(\%)$: étant le degré de consolidation moyen défini à un instant « t »

Exemple : Un degré de consolidation de 50% signifie que le sol a atteint un tassement égal 50% du tassement primaire final.

On peut alors déterminer le degré de consolidation U pour un temps « t », ou plutôt pour un facteur temps « T_v » en fonction du temps, C_v (coefficient de consolidation) et des conditions de drainage :

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

H' : représente le chemin de drainage. Pour une couche de hauteur h :

$H' = h/2$ si la couche est doublement drainée.

$H' = h$ si couche est simplement drainée.

t : temps réel.

Le Coefficient de Consolidation C_v est donné par la relation : $C_v = \frac{kE'}{\gamma_w}$ Avec :

k : coefficient de perméabilité du sol.

E' : coefficient d'élasticité oedométrique.

γ_w : poids spécifique de l'eau.

Le tableau suivant donne les valeurs de U en fonction de T_v . Ce tableau peut être représenté approximativement par la relation :

$$U(\%) = \sqrt[6]{\frac{T_v}{T_v^3 + 0,5}}$$

U (%)	Tv	U (%)	Tv
12	0,01	70	0,40
20	0,03	80	0,57
30	0,07	90	0,85
40	0,13	95	1,20
50	0,20	99	2,00
60	0,29	100	2,08