

## 1. GENERALITE -DEFINITIONS

### 1.1. Avant-propos

Une fondation, un remblai, un barrage ou un mur de soutènement exercent sur le sol une charge qui produit des déplacements. Comme le laisse prévoir la loi de comportement du sol, suivant la valeur de cette charge le sol admettra des déplacements limités (comportement élastique du sol) ou bien très grands, le sol cède sous la charge (comportement plastique du sol). On voit apparaître les deux grandes classes de problèmes à résoudre :

- ✓ La détermination de la charge limite (à ne pas atteindre) qui provoque la rupture,
- ✓ L'estimation des déplacements provoqués par la charge lorsque celle-ci est inférieure à la charge limite.

Nous nous intéresserons ici à cette deuxième classe de problèmes ; les déplacements 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. Plus que la valeur absolue du tassement, c'est celle des tassements différentiels qu'il faut limiter c'est-à-dire la différence entre les tassements des différents points du même ouvrage. Si  $L$  est la portée entre deux appuis d'un ouvrage on limitera les tassements différentiels à :

- ✓  $L/600$  pour les maçonneries
- ✓  $L/1000$  pour les ouvrages en béton armé

### 1.2. Définitions

Un sol est dit **compressible** si son volume peut changer. La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes :

1. La compression du squelette solide,
2. La compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides,
3. L'évacuation de l'eau contenue dans les vides.

**A noter** : L'eau étant considéré incompressible, dans le cas d'un sol saturé, la compressibilité ne sera due qu'à 1) et 3).

On appelle **tassement** la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblais, digues,...). La part la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est-à-dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume.

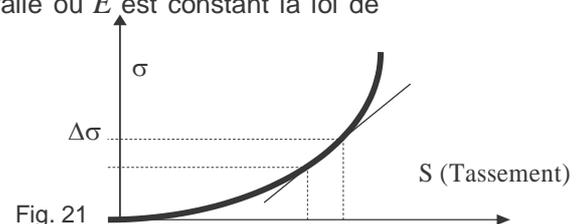
On appelle **consolidation** le phénomène de réduction de volume d'une couche de sol saturé, par évacuation graduelle de l'eau, sous l'effet d'une contrainte normale.

### 1.3. Le sol un matériau imparfaitement élastique

Le calcul des tassements en mécanique des sols est rendu complexe du fait de la difficulté pratique à décrire par une loi le comportement d'un sol. En particulier, il n'est pas possible de définir pour les sols un coefficient d'élasticité linéaire  $E$  comme c'est le cas en béton armé ou encore les métaux.

**Dans le cas d'un sol, la loi de Hooke n'est donc pas immédiatement applicable.**

**On peut cependant** définir un module de compressibilité  $E'$  déterminé expérimentalement et variant avec la Charge appliquée. On admet cependant que dans chaque intervalle où  $E'$  est constant la loi de comportement est linéaire.



## 2. LES TASSEMENTS : REGLES GENERALES

### 2.1. Tassement des sols grenus

L'expérience nous apprend :

- La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide,
- Les tassements dans ces sols sont quasi instantanés, ils ont lieu immédiatement au moment de l'apparition des charges,
- Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé,
- Les déformations dans les sols grenus sont dues à deux causes :
  - ✓ D'une part un ré-enchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides (cas des contraintes usuellement rencontrées en géotechnique)
  - ✓ D'autre part une déformation des grains eux-mêmes sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact (cas de sollicitations extrêmes très rarement rencontrées en pratique)

**En général, on néglige le tassement d'un sol grenu d'autant si à son voisinage il existe une couche de sol fin saturé elle-même sollicitée.**

### 2.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation

#### 2.2.1 La consolidation : Analogie mécanique

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée.

Par contre, dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ( $V = k.i$ ) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges.

Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

La figure ci-contre rend bien compte du phénomène de consolidation.

Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice O et reposant sur un ressort R prenant appui sur le fond du cylindre. Exerçons maintenant une force N sur le piston. Cette charge est tout d'abord prise en compte par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture O. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force F :

l'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice O s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final.

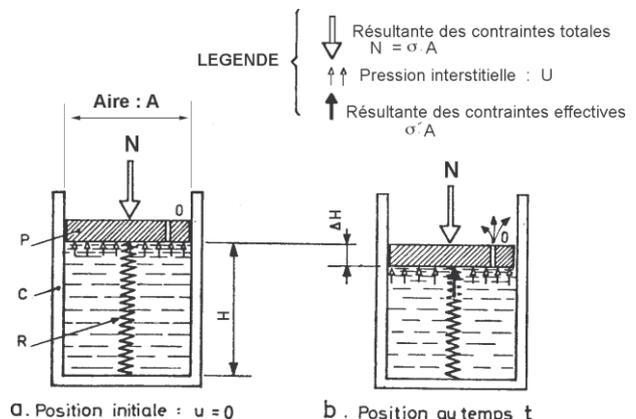


Fig. 2.2 : Modèle rhéologique de la consolidation

On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante.

Cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre les grains représentés schématiquement par l'orifice O.  
 L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméable.

**Les sols fin sont donc très sensibles au phénomène de consolidation.**

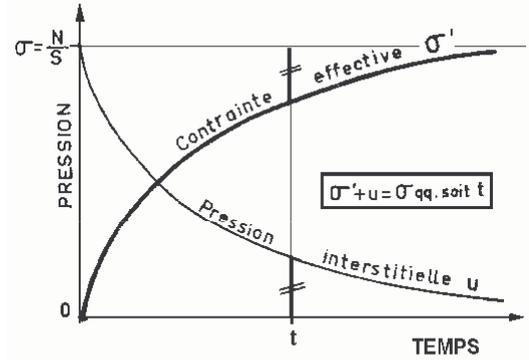


Fig. 2.3 : Contraintes et déformations dans le temps en un point donné

### 2.2.2 Consolidation primaire consolidation secondaire

L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol ou *tassement primaire*.

Au-delà de cette phase, toute la charge est encaissée par le ressort c'est à dire, le squelette solide. La pression interstitielle dans le massif est égale à la pression hydrostatique. La pression  $u$  induite par le chargement est nulle.

L'expérience montre que le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle *consolidation secondaire*. Elle est due à des modifications dans l'arrangement des grains du squelette solide (cf. tassement des sols grenus).

**Les tassements dû 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.**

### Conclusion

**En matière de tassement seul le tassement des sols fins saturés est la grandeur importante à déterminer car elle est à l'origine du tassement le plus important, et ce, seulement sous sa composante consolidation primaire.**

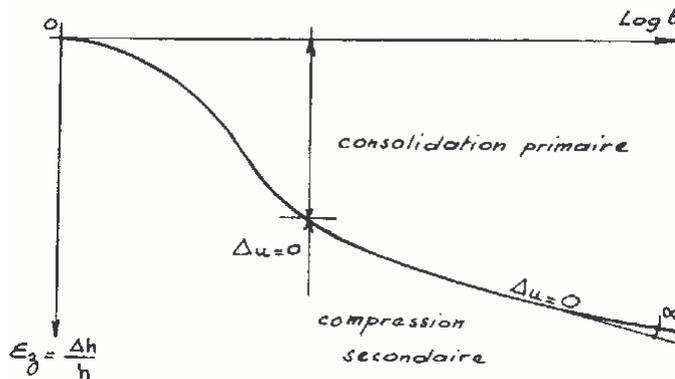
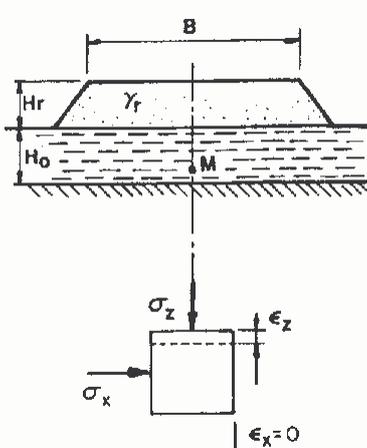
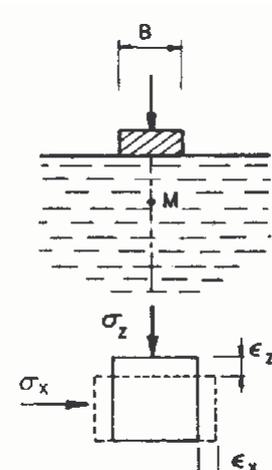


Fig.2.4. Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps

### 2.3. Les principales méthodes de calcul des tassements

Le calcul même des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

Méthode Oedométrique	Méthode Préssiométrique
<p><u>Ouvrages concernés</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Les remblais de grandes dimensions</li> <li>Les radiers</li> </ul> 	<p><u>Ouvrages concernés</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Fondation ponctuelle ou linéaire</li> </ul> 
<p><u>Sol concerné</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Les sols meubles (Argile) &amp; rigides (Sable)</li> </ul>	<p><u>Sol concerné</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Les sols meubles (Argile) &amp; rigides (Sable)</li> </ul>
<p><u>Critère : (paramètre déterminant)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Concerne des déformations à volume non constant, c'est-à-dire sans déformation latérale (négligée)</li> </ul>	<p><u>Critère : (paramètre déterminant)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Concerne des déformations à volume constant, c'est-à-dire avec déformations latérales</li> </ul>
<p><u>Nature de l'essai :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Essai en laboratoire à l'oedomètre de TERZAGUI</li> </ul>	<p><u>Nature de l'essai :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Essai in situ au pressiomètre MENARD</li> </ul>
<p><u>Type de calculs</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Calcul selon la méthode oedométrique (voir cours ci-après)</li> </ul>	<p><u>Type de calculs</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Calculs selon la formule de MENARD (voir cours sur les fondations – tome II)</li> </ul>
<p><u>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Module oedométrique <math>E'</math> (parfois noté <math>E_0</math>)</li> </ul>	<p><u>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Coefficient de poisson <math>\nu</math></li> <li>Coefficient de structure du sol <math>\alpha</math></li> <li>Module de déformation au tassement <math>E_d</math></li> <li>Module de déformation à la consolidation <math>E_c</math></li> </ul>

#### A noter :

La frontière entre méthode oedométrique ou pressiométrique n'est pas toujours très précise (diversité des sols, rigidité ou non de la fondation, effet de bords pour les charges étendue...). Le choix d'une méthode ou de l'autre relève le plus souvent de l'expérience. Le paramètre « critère » est déterminant.

## 2.4 Calcul des tassements selon la méthode Oedométrique : principe

Soit un massif soumis à un système de charge (P). En un point  $M_0(z_0)$  du massif, le tassement total  $s$  **selon la méthode oedométrique**, est donné par la relation :

$$s(z_0) = \int_{z_0}^{\infty} \frac{\Delta \sigma_z}{E'} dz$$

-  $\Delta \sigma_z$  est la variation de contrainte total effective au point M.

-  $E'$  est le module oedométrique au point  $M_0(z_0, \sigma_z)$

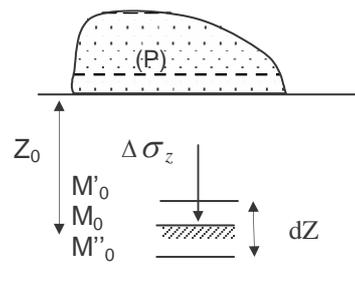


Fig.2.5 : Tassement d'un sol compressible

### Application pratique : Cas d'un sol stratifié

Soit un sol compressible stratifié soumis à un système de charges (P). Soient :

- $h_0, h_1, h_2 \dots$  les hauteurs respectives des différentes couches,
- $\Delta \sigma_{i(i=0,1,2)}$  la variation de contrainte effective totale au milieu de la couche  $i$ ,
- $E'_{i(i=0,1,2)}$  le module de compressibilité oedométrique au milieu de la couche  $i$ .

Le tassement total sous la charge est :

$$S_{\text{tot}} = \sum_i \frac{\Delta \sigma_i}{E'} \cdot h_i$$

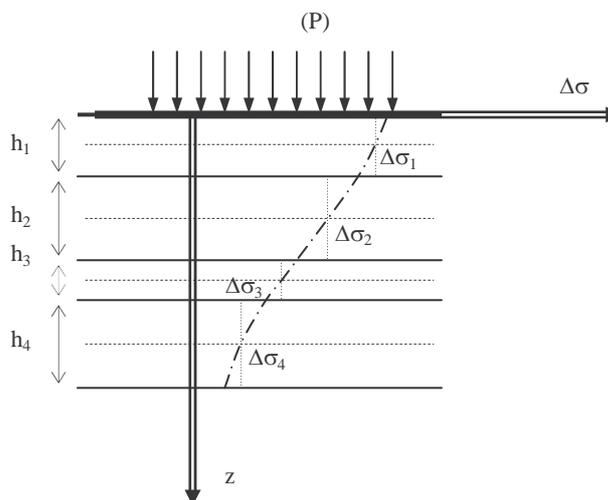


Fig. 2.6 : tassement d'un sol stratifié

D'une manière générale, le tassement total sous un système de charge (P) d'un sol stratifié est donné par la relation :

$$s = \sum_{i=0}^{\infty} s(h_i)$$

**A noter :**

1. Si des couches d'argile et de sables cohabitent, les tassements des sables sont négligés, seul le tassement des argiles étant pris en compte,
2. Si une couche dépasse 1 m d'épaisseur on la découpe en autant de couche que nécessaire (pour avoir moins de 1 mètre),
3. On remplace le plus souvent  $E'$  par l'indice de compression  $C_c$  (voir définition plus loin). Cet indice ne dépend pas (dans une certaine mesure) de  $\Delta \sigma$  (surcharge), ni de la contrainte initiale effective.

### 3. L'OEDIOMETRE DE TERZAGHI

Cet appareil permet d'évaluer l'amplitude des tassements ainsi que leur évolution dans le temps des ouvrages construits sur des **sols saturés**. Il décrit des tassements spécifiquement de type oediométrique (tassements sans déformation latérale).

#### 3.1. Description de l'appareil

L'appareil comprend (Fig. 2.7) :

- Une cellule contenant l'échantillon,
- Un bâti de chargement.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- Un cylindre en métal contenant l'échantillon,
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'échantillon,
- Des comparateurs mesurant les déplacements du piston au 1/100,
- L'échantillon de sol ayant un diamètre de 70 mm et une épaisseur initiale de l'ordre de 24mm (cas le plus fréquent d'oediomètre).

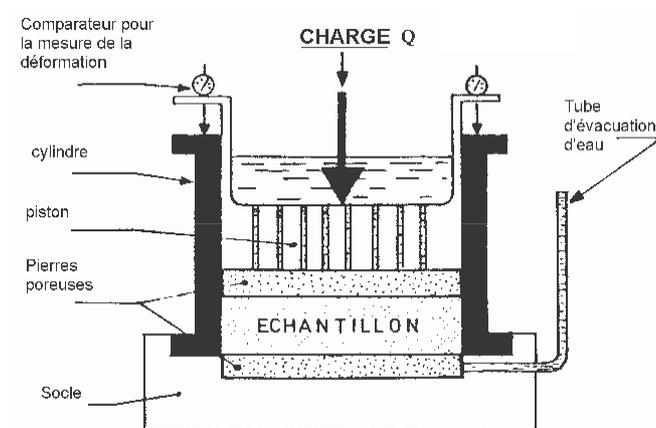


Fig.2.7 : Oediomètre de Terzaghi

Le bâti de chargement permet d'appliquer sur le piston des charges verticales  $Q$  correspondant à des pressions  $\sigma$  comprises entre  $0,5 \cdot 10^3$  Pa et 2,5 Mpa.

#### 3.2. Utilisation de l'Oediomètre de TERZAGHI

Les essais associés permettent d'établir deux types de courbes :

1. **Les courbes de compressibilité** qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée,
2. **Les courbes de consolidation** qui déterminent le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée.

### 4. COMPRESSIBILITE

#### 4.1. Courbes de compressibilité

On applique à l'échantillon de sol **parfaitement saturé** des contraintes normales croissantes qui sont généralement : **0,056 ; 0,2 ; 0,4 ; 0,8 ; 1,6 ; 3,2 ; 6,4 ; 12 (en  $10^5$  Pa)**. Sous chaque palier de chargement, et après quasi-stabilisation du tassement (24h dans la pratique  $\Leftrightarrow$  tassement total fait), celui-ci est mesuré.

En conséquence, on trace la courbe de  $\frac{\Delta h}{h}$  en fonction de  $\sigma$ .

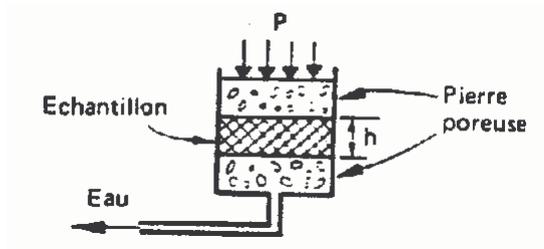


Fig. 6.8a Oedomètre : représentation simplifiée

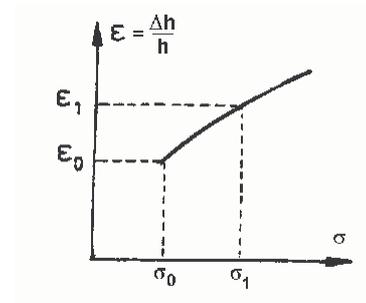


Fig. 6.8b Courbe de compressibilité  
 $\frac{\Delta h}{h}$  en fonction de  $\sigma$

Désignons par  $\sigma_0$  la pression à laquelle est soumis initialement le sol (échantillon donc non remanié) et par  $\sigma_1$  la pression qui règne après la réalisation de l'ouvrage.

**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  $\text{Log}(\sigma')$  ( $\sigma$  pour l'essai,  $\sigma'$  dans la réalité).

Les variations de l'indice des vides étant reliées aux variations de  $h$  par la relation :  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$ , avec  $h$

épaisseur initiale de l'échantillon, et  $e_0$  l'indice des vides initial, cette nouvelle courbe peut se déduire directement de la précédente et porte le nom de **courbe oedométrique de compressibilité**.

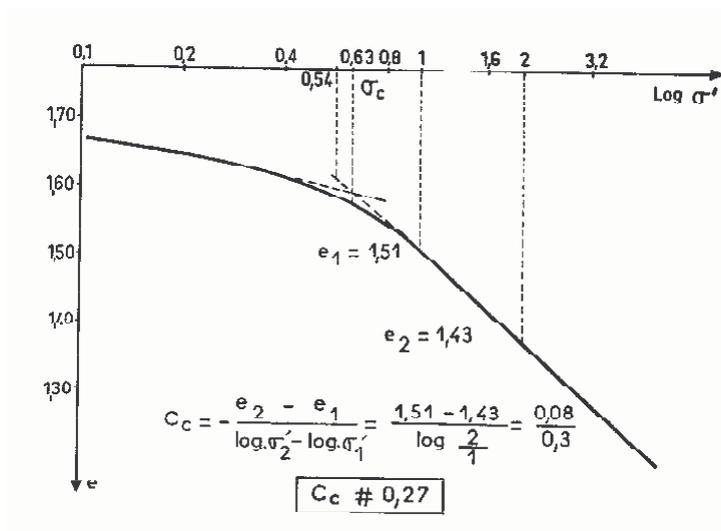


Fig. 6.8c Courbe de compressibilité en fonction de  $\log(\sigma')$

**A noter :**

$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$  compte tenu du type de tassement considéré (oedométrique);  
 Cette relation n'est plus valable pour un tassement de type pressiométrique

**A noter :**

1. La courbe de compressibilité se fait pour un échantillon non remanié de sol (sol en l'état où il était),
2. La courbe de compressibilité se fait de manière drainée de sorte que la force P appliqué sur l'échantillon est une contrainte effective pour l'échantillon,
3. Le tassement (ou encore variation de l'indice des vides obtenue) correspond au tassement total de l'échantillon ( $t \rightarrow \infty$ ), ce du fait d'un échantillon de faible épaisseur (hauteur de la cellule = 24 mm) et d'une lecture après quasi-stabilisation du tassement (24h dans la pratique).

L'essai Oedimétrique permet de définir :

1. Le module Oedimétrique : 
$$E' = - \frac{\Delta \sigma}{\Delta(\Delta h / h_0)}$$
 C'est le rapport de l'accroissement de charge à la diminution relative de l'échantillon Oedimétrique (signe - car  $\Delta h < 0$  quand  $\Delta \sigma > 0$ ).

Si l'on suppose le sol élastique, ce rapport  $E' = - \frac{\Delta h}{\Delta(\Delta h / h_0)}$  est une fonction de E et  $\nu$ . On trouve aussi :

$$E' = \frac{E}{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}}$$

*Hypothèse de validité :*  
 $\Delta \sigma$  petit

**A noter :**

Comme E, E' est fonction de la charge. Les valeurs usuelles de E' sont de l'ordre de 100 à 3 000 bars pour les sables, de 1 à 10 bars pour les argiles molles (cf. remarque, avec un tel module un sable ne tasse pratiquement pas !).

2. Le coefficient de compressibilité  $m_v = \frac{1}{E'}$  C'est l'inverse du module oedimétrique

3. L'indice de compression  $C_c$  : C'est la pente de la courbe  $e = \log(\sigma')$  dans sa partie après  $\sigma_c$ :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

Or  $\Delta \log(\sigma') = \log(\sigma_{v0}' + \Delta \sigma) - \log(\sigma_c) = \log \left| \frac{(\sigma_{v0}' + \Delta \sigma)}{\sigma_c} \right|$

$\sigma_{v0}' \Leftrightarrow$  contrainte effective initiale du sol  
 $\sigma_c \Leftrightarrow$  contrainte de consolidation  
 $\Delta \sigma \Leftrightarrow$  variation de contrainte subie par le sol

(le tassement n'est produit que par réduction des vides)

Donc  $C_c = - \frac{\frac{\Delta h}{h} \cdot (1 + e_0)}{\log \left| \frac{(\sigma_{v0}' + \Delta \sigma)}{\sigma_c} \right|}$ , et :

(expression utilisée dans la pratique pour le calcul des tassements)

**Rappel**

$E_0 \Leftrightarrow$  indice des vides initiale du sol  
 $h \Leftrightarrow$  hauteur initiale du sol  
 $\sigma_{v0}' \Leftrightarrow$  contrainte effective initiale du sol  
 $\sigma_c \Leftrightarrow$  contrainte de consolidation  
 $\Delta \sigma \Leftrightarrow$  variation de contrainte subie par le sol

## 4.2.. Paramètres caractéristiques de la compressibilité - Modélisation

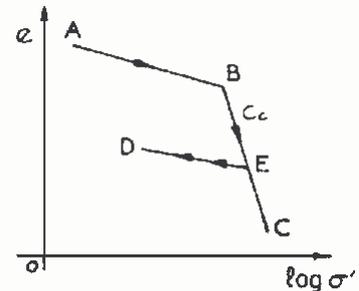
### 4.2.1 Schématisation de la courbe Oedométrique de compressibilité

La courbe oedométrique de compressibilité d'un sol 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 comme nous l'avons vu ci-avant **indice de compression** et est notée  $C_c$ , tel que :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)}$$

Expression valable pour  $\sigma \geq \sigma_c$



**A noter :**

1. Cette relation peut encore s'écrire en considérant deux points quelconques  $M_1$  et  $M_2$  appartenant au domaine des pressions considérées :

$$e_2 - e_1 = -C_c (\log \sigma_2 - \log \sigma_1) = -C_c \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

*Application : détermination pratique de  $C_c$  à partir d'une courbe oedométrique de compressibilité, cf. fig. 2.8c*

2. Ci-dessous des ordres de grandeur de l'indice de compression d'argiles courantes. On notera la Montmorillonite comme argile très compressible :

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
$C_c$	0,11	0,50	2,5

3. Les essais oedométriques sont longs et très coûteux. Plusieurs auteurs ont tenté de trouver des corrélations entre les caractéristiques oedométriques et les caractéristiques d'identification. SKEMPTON propose en particulier pour les argiles normalement consolidées la formule :

$$C_c = 0,009 \cdot (\omega_L - 10)$$

, avec  $\omega_L$  : limite de liquidité de l'argile considérée, non exprimée en %.

4.  **$C_c$  est une grandeur caractéristique pour un sol donné** ( $C_c$  est le même entre BE et EC, cf. fig ci-dessus). Elle ne dépend pas de l'état de contrainte initiale

### 4.2.2 Contrainte de consolidation $\sigma_c$

La courbe de chargement présente en général deux branches d'inclinaison différente (fig.2.9). On définit la **contrainte de consolidation** comme la contrainte correspondant à l'intersection des deux branches.

La contrainte de consolidation (encore appelée pression de préconsolidation) est la plus grande contrainte effective supportée par le sol au cours de son histoire. Elle est en générale égale au poids des terres qui correspondent à la profondeur où l'échantillon a été prélevé mais elle peut être supérieure à cette valeur si l'érosion a attaqué la surface du sol ou si le poids d'un glacier a disparu ; le sol est alors dit sur-consolidé. Eventuellement la pression de consolidation peut être inférieure au poids des terres si la consolidation naturelle des terres n'était pas terminée au moment du prélèvement de l'échantillon.

### 4.3 Classification des sols fin saturés vis-à-vis de la compressibilité

Soit  $\sigma'_{v0}$  la contrainte effective verticale ajoutée en un point d'un sol, et  $\sigma_c$  la contrainte de consolidation du sol en ce point. On distingue :

- les sols sur-consolidés ( $\sigma'_{v0} < \sigma_c$ )
- les sols normalement consolidés ( $\sigma'_{v0} = \sigma_c$ )
- les sols sous consolidés ( $\sigma'_{v0} > \sigma_c$ )

### 4.4 Calcul pratique du tassement de consolidation. Méthode oedométrique

Considérons un sol saturé dont la courbe oedométrique est représentée ci-dessous, et sur lequel est appliquée une charge quelconque.

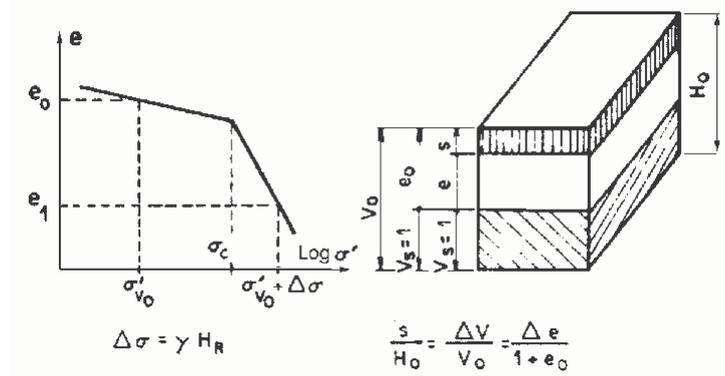


Fig. 2.9 Tassement de consolidation

Soit  $\Delta\sigma$  l'augmentation de contrainte due à la charge à la profondeur  $z$ . La contrainte effective passe de la valeur  $\sigma'_{v0}$  avant chargement à la valeur  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$  après chargement.

La courbe oedométrique montre que l'indice des vides passe de la valeur initiale  $e_0$  à la valeur  $e_1$  à la fin du tassement. **En général, on néglige les variations dues à la partie presque horizontale**, de telle sorte que :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \approx - \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c} \quad (\text{valable si } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma > \sigma_c)$$

Lorsqu'il y a plusieurs couches ou lorsque la couche trop épaisse a été subdivisée en sous-couches (1 m par exemple), il faut sommer les tassements des couches élémentaires :

$$s = \sum h_{0i} \cdot \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \cdot \log \left| \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma_{ci}} \right|$$

**A noter :**

Si les couches sont normalement consolidées ( $\sigma_c = \sigma'_{v0}$ ),

## 5. CONSOLIDATION

### 5.1. Analyse mathématique de la consolidation

#### 5.1.1 Degré de consolidation

Soient :

- $s_{\infty}$  le tassement primaire final
- $s_t$  le tassement obtenu au bout d'un temps  $t$

Par définition, le degré de consolidation noté  $U$  est donné par la relation :

$$U = \frac{s_t}{s_{\infty}} \cdot 100 \quad (\%)$$

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

Le problème de la consolidation revient à déterminer le degré de consolidation  $U$  défini ci-dessus.

#### 5.1.2 Théorie de la consolidation de Terzaghi

Hypothèses :

- 1- La couche compressible est homogène isotrope et saturée,
- 2- L'écoulement est unidirectionnel
- 3- La loi de Darcy est applicable
- 4- Le coefficient de perméabilité  $k$  est constant dans la couche compressible
- 5- Le milieu est infini dans le sens horizontal
- 6- La surcharge provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

L'étude théorique concernant l'évolution du tassement en fonction du temps fait intervenir un paramètre sans dimension qu'on désigne par facteur temps  $T_v$ . Il est défini par la relation :

$$T_v = \alpha \cdot \frac{K \cdot E'}{\gamma_w \cdot h^2} \quad \text{ou encore écrit : } T_v = \alpha \cdot \frac{C_v}{h^2} \cdot t$$

, et où :

- $\alpha$  : coefficient lié au type de drainage du sol (voir ci-après)
- $K$  : coefficient de perméabilité du sol
- $E'$  : coefficient d'élasticité oedométrique,
- $H$  : épaisseur de l'échantillon
- $\gamma_w$  : poids spécifique de l'eau
- $t$  : temps réel

- $C_v$  : coefficient de consolidation, donné par la relation :  $C_v = \frac{kE'}{\gamma_w}$  (cm<sup>2</sup>/s)

Les valeurs de  $\alpha$  étant présenté ci-après.

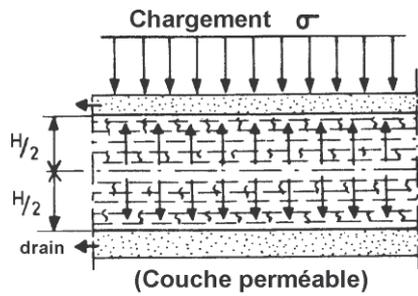


Fig.2.10 : Couche drainée sur les deux faces  
 $\alpha = 4$

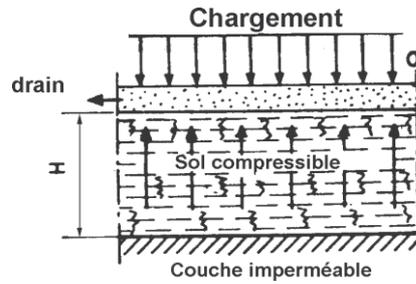


Fig. 2.11 : Couche drainée d'un seul côté  
 $\alpha = 1$

Soit U % le pourcentage de tassement réalisé au bout d'un temps t.

Le tableau suivant donne les valeurs numériques de U en fonction de  $T_v$  c'est-à-dire en fonction de t

U %	$T_v$	U %	$T_v$
10	0,008	60	0,287
20	0,031	70	0,403
30	0,071	80	0,567
40	0,126	90	0,848
50	0,197	100	$\infty$

Ce tableau peut être représenté approximativement par la relation :

$$U \% = 100 \cdot \sqrt[6]{\frac{(T_v)^3}{(T_v)^3 + 0,5}}$$

## 5.2. Détermination expérimentale du coefficient de consolidation $C_v$

La procédure utilisée pour tracer la courbe de consolidation consiste à mesurer les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps sous une charge constante (pour des conditions de charge identique).

Le temps  $t = 0$  correspond au début du chargement. On mesure les tassements à des temps variables, par exemple, 10'' ; 20'' ; 30'' ; 1' ; 2' ; 5' ; 10' ; 20' ; 40' ; 2h ; 4h...

Ceci permet de tracer point par point une courbe dite courbe de consolidation donnant les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du logarithme du temps. fig. 2.12

En résumer :

Calcul de  $C_v$  à partir de la courbe de consolidation :

- On détermine  $h_0$  (cf. déf.),
- On détermine  $h_{100}$  (cf. déf.),
- On calcule  $h_{50}$ ,
- On en déduit  $t_{50}$ ,
- A partir de  $t_{50}$  et des caractéristiques de la cellule oedométrique utilisée ( $\alpha = 4$  ;  $h = 24$  mm) on calcule  $C_v$ ,

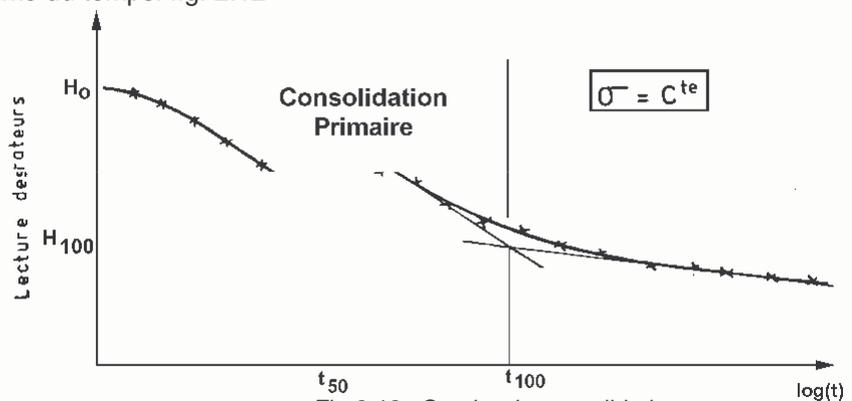


Fig.2.12 : Courbe de consolidation

En appliquant la théorie de la consolidation, la courbe de consolidation donne pour un essai suffisamment prolongé, la consolidation secondaire. L'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe définit la fin pratique de la consolidation primaire correspondant à  $h_{100}$  et  $t_{100}$  sur la figure.

De même, la valeur  $h_0$  correspondant au début de l'essai est définie par une construction graphique (voir pour la méthode l'exemple ci-après).

Soit  $h_{50}$  le point à mi-distance entre  $h_0$  et  $h_{100}$  ; c'est la valeur correspondant à un degré de consolidation.

On en déduit le temps  $t_{50}$ .

Or pour  $U = 0,5$  on a  $T_v = 0,197$  (Cf. formule ci-avant), sachant que la cellule oedométrique est drainé haut et bas ( $\alpha = 4$ ) et que la cellule fait 24 mm de hauteur ( $H = 24$  mm)

$$C_v = \frac{T_v \frac{H^2}{\alpha}}{t} \Rightarrow C_v = \frac{0,197 \cdot \frac{2,4^2}{4}}{t_{50}} \quad (C_v \text{ en } cm^2/s)$$