

CHAPITRE 04 : CONSOLIDATION ET CALCUL PRATIQUE DES TASSEMENTS

4.1. Définition de la consolidation des sols

La consolidation des sols est le phénomène de réduction progressive de volume en fonction du temps d'une couche de sol saturé sous l'action d'une contrainte totale normale constante. La **théorie de la consolidation** ne s'applique qu'aux **sols saturés**.

4.2. Conditions initiales du sol avant consolidation

Avant exécution des travaux projetés, les terrains sont généralement en état d'équilibre. Dans le cas le plus courant, les contraintes totales σ_0 et effectives σ' sur un plan horizontal en un point M quelconque correspondent au poids des terres respectivement saturées et déjaugées. La pression interstitielle est, pour sa part, égale à la pression hydrostatique régnant dans la nappe libre au point considéré, soit μ_0 .

Considérons les **suppléments de contraintes** induits dans le massif de sol par **l'application d'efforts externes** (par exemple, la construction d'un immeuble fondé sur radier général). À un instant (t) quelconque, ces contraintes au point M peuvent s'écrire comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_0 + \sigma' \\ \sigma'_1 = \sigma'_0 + \sigma' \\ \mu_1 = \mu_0 + \mu \end{array} \right. \quad (4.1)$$

Où : σ_0 , σ'_0 et μ_0 sont des constantes pour un point géométriquement défini (état initial du sol).

Afin de simplifier le texte et les calculs, seuls les suppléments de contraintes σ' , σ et μ sont considérés dans ce qui suit. Mais dans les applications pratiques, il convient de ne pas oublier que les contraintes réelles en un point quelconque sont celles données par les formules ci-dessus.

4.3. Tassement dans le temps sous une charge donnée

Le sol et l'état de chargement peuvent être schématisés à l'aide du modèle de la Figure 4.1 le schéma réel est représenté sur la Figure 4.3.

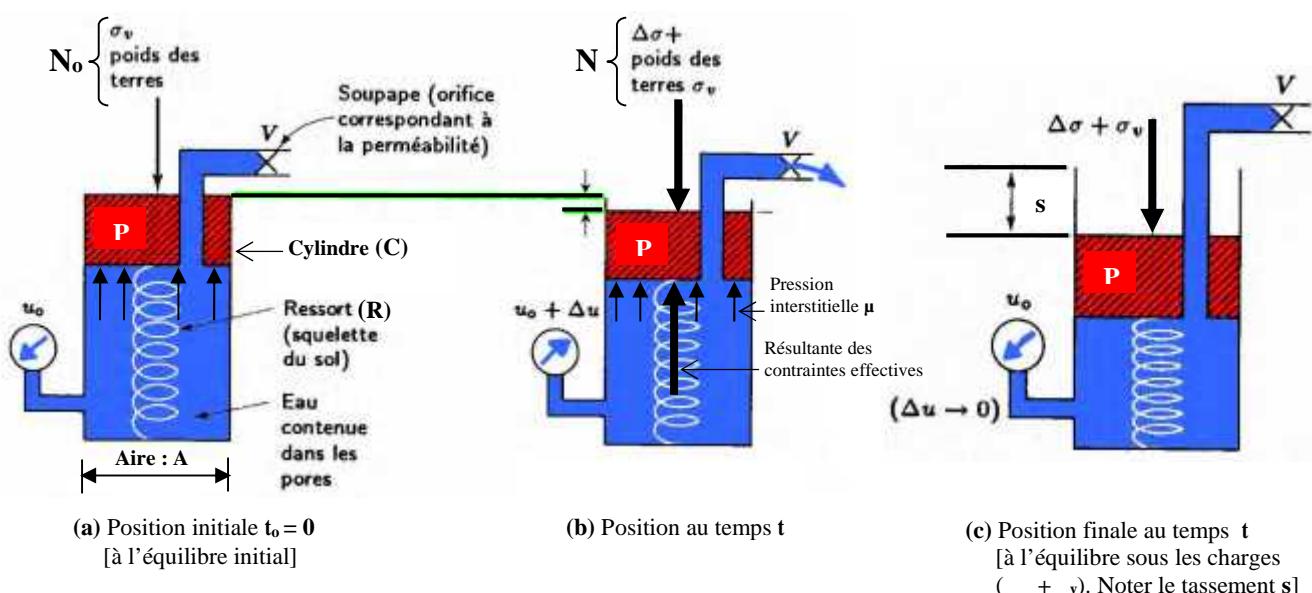


Figure 4.1. Modèle rhéologique de la consolidation des sols

Le sol à étudier est contenu dans un cylindre (**C**) de section (**A**). Ce cylindre est rempli d'eau représentant l'eau interstitielle. Le ressort (**R**) modélise le squelette des grains solides. Le sol est chargé par une force normale (**N**) appliquée à l'aide d'un piston (**P**) coulissant d'une façon étanche dans le cylindre (**C**). Dans ce piston est ménagé un orifice (**V**) correspondant à la perméabilité du sol. Moins le sol est perméable, plus cet orifice est petit. Le déplacement (**s**) du piston vers le bas correspond au tassement du sol.

Voyons ce qui se passe lorsque la contrainte totale $\sigma = N/A$ est appliquée :

- **À l'instant « $t_0 = 0$ » :** (Figure 4.1a)

Correspondant au début du chargement, l'eau considérée comme incompressible absorbe toute la pression, nous avons donc : $u = \mu$ et $\sigma' = 0$. Avec μ la pression interstitielle et σ' la pression effective ($\sigma' = N/A$), où N : est la force transmise dans le ressort (qui représente les grains solides du sol). La relation de Terzaghi est vérifiée ($\sigma' = -\mu$).

Étant en pression, l'eau commence à s'évacuer par l'orifice. Son volume diminuant, le piston s'abaisse (le sol tasse) et le ressort se comprime en reprenant une part de la charge totale. Plus l'orifice est petit (c.à.d. plus le sol est imperméable) plus le phénomène est lent.

- **À un instant « t » quelconque :** (Figure 4.1b)

Nous avons : $u \neq 0$ et $\mu \neq 0$ et toujours $\sigma = N/A = \sigma' + \mu$. Au fur et à mesure que le temps passe, l'eau s'évacue, donc le ressort se comprime : la contrainte effective σ' augmente et μ diminue. μ diminuant, l'eau sort de plus en plus lentement de l'orifice, la vitesse de tassement se ralentit progressivement.

- **Pour « $t = \infty$ » :** (Figure 4.1c)

Les valeurs de μ , σ' et σ sont les suivantes : $\mu = 0$ et $\sigma' = \sigma$

La Figure 4.2 représente l'évolution des contraintes effectives et interstitielles en fonction du temps sous l'action de ce phénomène, appelé « **consolidation primaire** ». En pratique, le temps nécessaire à la consolidation primaire est fini. L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol appelé « **tassement primaire** ».

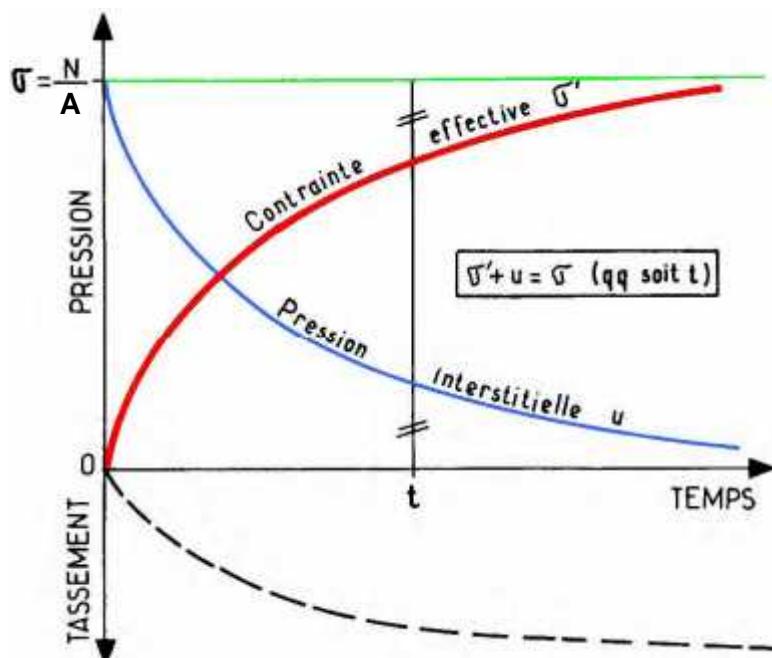


Figure 4.2. Évolution des contraintes et déformations dans le temps

Au-delà de cette phase, toute la charge (N) est transférée au ressort, c'est-à-dire au squelette solide du sol. La pression interstitielle dans le sol est égale à la pression hydrostatique initiale μ_0 et la pression supplémentaire μ induite par le chargement est nulle ($\mu = 0$).

Remarque :

- L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la « **consolidation secondaire** ». Elle est principalement due à des modifications dans l'arrangement des grains du squelette et dans les couches viscoélastiques d'eau adsorbée.
- Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols et son effet peut être généralement négligé. Cependant, dans certains sols organiques (les tourbes en particulier) ou dans les sols non saturés, la consolidation secondaire peut jouer un rôle important.
- En définitive, un sol soumis à une charge constante tasse dans le temps. Ce tassement tend à se stabiliser.

4.4. Degré de tassement et degré de consolidation

Soit « S » le tassement primaire final (atteint théoriquement d'une façon asymptotique). Par définition, le **degré de tassement** « U_s » est donné par :

$$U_s = \frac{S_t}{S_\infty} \cdot 100 \text{ (%)}$$
 (4.2)

S_t étant le tassement obtenu au bout du temps (t). Ainsi, un degré de tassement de 50 % signifie que le sol a atteint un tassement égal à 50 % du tassement final primaire.

Le **degré de consolidation** « U » se définit comme le rapport entre l'augmentation moyenne de la contrainte effective au temps (t) et l'augmentation finale de la contrainte effective. Ces deux notions voisines sont confondues et le terme plus utilisé de **degré de consolidation** est **adopté**.

Application numérique: dans un essai de laboratoire, le tassement final $S = 4 \text{ cm}$; quel sera le degré de consolidation lorsque le tassement à un instant (t) attient 1 cm. On aura donc : $U = (S_t/S) 100 = (1/4) \cdot 100 = 0,25 \times 100 = 25 \text{ %}$; donc par rapport au tassement final un tassement de 1 cm correspond à 25 % de la consolidation final primaire (ou 25 % du tassement final primaire).

4.5. Tassement en fonction de la charge

Si , avec le modèle de la Figure 4.1, l'expérience précédente est répétée en appliquant des charges constantes croissantes N_1, N_2, N_3 une fois la consolidation primaire achevée sous chacune de ces charges, les tassements finaux S_1, S_2, S_3 seront croissants. En effet, plus N est grand, plus le ressort se déforme davantage. Autrement dit, plus le sol est chargé, plus son volume diminue.

Lorsque les **couches de sol couvrant une large surface** sont **chargées verticalement, la compression** peut être **supposée unidimensionnelle**, c.à.d. seule la déformation verticale est non nulle ($\epsilon_1 \neq 0$). Les déformations latérales sont égales ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$).

Par analogie et puisque dans notre modèle, la section du cylindre est constante, la réduction de volume dépend directement de la réduction de hauteur. Ceci se traduit comme suit : $V/V = H/H$. Ce rapport est appelé **tassement relatif du sol** :

$$H/H$$
 (4.3)

Remarque :

- Le modèle utilisé est volontairement simplifier, il montre qualitativement l'évolution du phénomène. Dans la réalité, la part de la pression totale reprise respectivement par le squelette (σ') et l'eau interstitielle (μ) varie à un instant (t) donnée selon la position du point considéré au sein de la couche de sol.
- Le module oedométrique (E_{oed}), mesuré à l'aide d'un oedomètre, est défini comme suit :

$$E_{oed} = - [\sigma' / (H/H)] \quad (4.4)$$

- Le module oedométrique (E_{oed}), qui à la dimension d'une contrainte, représente le rapport entre la contrainte appliquée et le tassemement relatif lorsque le sol ne peut se déformer latéralement.

4.6. Consolidation unidimensionnelle

La forme la plus simple de tassemement de consolidation est le tassemement unidimensionnel ⁽¹⁾, c.à.d. les déformations latérales sont supposées nulles ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$). C'est le type de tassemement que la plupart des argiles subissent lors de leurs dépositions. Cette condition est aussi appliquée dans le cas d'une large surface de chargement sur une couche d'argile très fine.

La Figure 4.3 présente une couche de sol compressible, d'épaisseur H , indéfinie dans le sens horizontal, à la surface de laquelle est appliquée une pression uniforme σ' . **Le temps du tassemement** est donné par la relation suivante :

$$t = T_v \cdot H^2 / C_v \quad (4.5)$$

Avec, C_v le **coefficent de consolidation** du sol tel que :

$$C_v = K \cdot E_{oed} / w \quad (4.6)$$

C_v s'exprime en (cm^2/s) et dépend de la perméabilité du sol (K) et, t_v un nombre sans dimension appelé **facteur temps** déterminé comme suit :

$$T_v = C_v \cdot t / H^2 \quad (4.7)$$

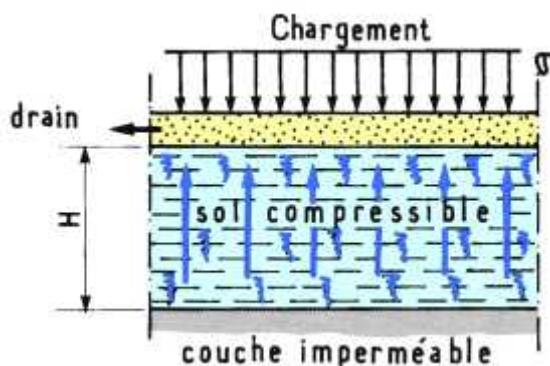


Figure 4.3. Couche drainée d'un seul coté (consolidation unidimensionnelle)

Il existe une relation unique entre le degré de consolidation U et le facteur temps t_v . Pour un sol ayant un coefficient consolidation C_v donné, le Tableau 4.1 associé à la formule (4.7) permet de connaître le degré de consolidation U , donc le pourcentage de tassemement en fonction du temps. La mesure de C_v s'effectue au laboratoire à l'aide de l'**essai oedométrique**.

⁽¹⁾ L'étude de la compression à une dimension a été faite par **Karl TERZAGHI** en 1925.

Tableau 4.1. Le facteur temps t_v en fonction du degré de consolidation U

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	

4.7. Consolidation d'une couche drainée par les deux faces

Soit H l'épaisseur de la couche, la Figure 4.4 indique la direction de l'écoulement vers les drains pendant le phénomène de consolidation. Par raison de symétrie ; tout se passe comme sur la Figure 4.3, mais avec une épaisseur égale à $(H/2)$. L'eau dans la moitié supérieure de la couche compressible s'évacue par le drain supérieur et l'autre moitié par le drain inférieur. De ce fait, les formules (4.5) et (4.7) sont remplacées par :

$$T_v = 4 C_v \cdot t / H^2 \quad (4.8)$$

$$t = T_v \cdot H^2 / 4 C_v \quad (4.9)$$

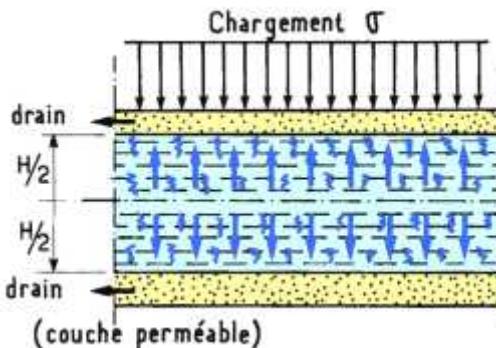


Figure 4.4. Couche drainée des deux cotés

Remarque : désignons par **longueur de drainage** la distance maximale entre un point quelconque du sol et le drain le plus proche.

4.8. Essai de compressibilité à l'oedomètre (NF P 94 - 090)

L'essai de compressibilité à l'oedomètre, essai fondamental, est une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des sols support ainsi que leur évolution. L'essai permet d'obtenir principalement les caractéristiques du sol nécessaires au calcul de tassement des couches de terrains compressibles qui doivent supporter le poids des ouvrages.

▪ **Description de l'appareillage :** l'appareillage comprend une cellule contenant l'échantillon et un bâti de chargement. La cellule est représentée sur la Figure (4.5). Ses éléments essentiels sont les suivants :

- Un cylindre rigide en métal contenant l'échantillon,
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'échantillon,
- Une réserve d'eau en contact avec les pierres poreuses,
- Un piston coulissant dans le cylindre et venant charger l'échantillon,
- Un ou deux capteurs mesurant les déplacements des pistons, donc les variations d'épaisseur de l'échantillon (tassement ou gonflements).

L'échantillon de sol utilisé à un diamètre de **Ø70 mm** et une épaisseur initiale (e) voisine de **20 mm** (en général, $\text{Ø}/e$ entre 2,5 et 5), les tassements sont mesurés avec une incertitude de 1/100 de millimètre. Le bâti de chargement permet d'appliquer sur le piston des charges verticales **P** correspondant à des pressions généralement comprises entre **5** et **2500 kpa**.

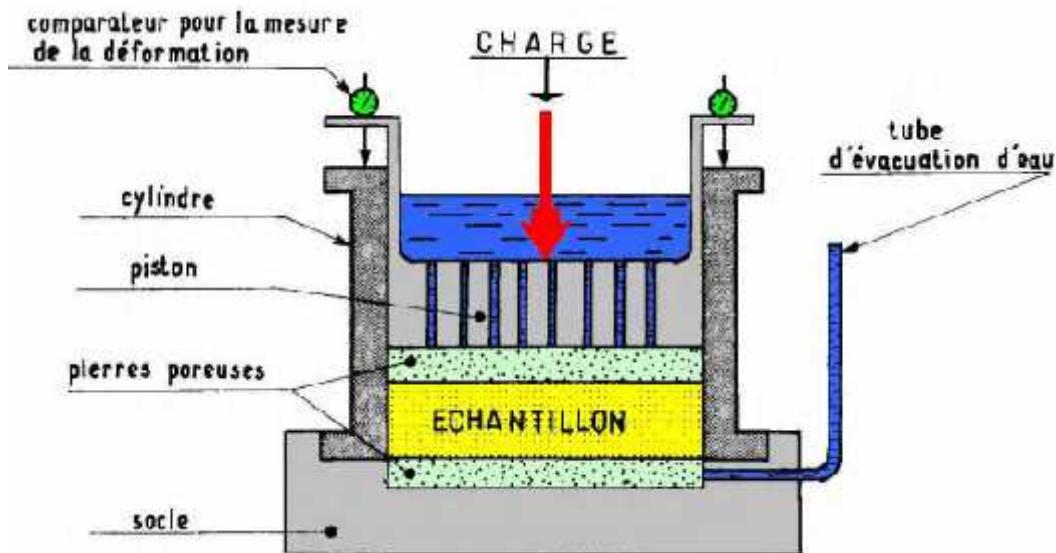


Figure 4.5. Appareil oedométrique

- **Procédures d'essai :** l'échantillon de sol non remanié représentant la couche compressible étudiée est placé dans le cylindre métallique rigide. Sur les parties supérieure et inférieure de l'échantillon sont déposées les pierres poreuses permettant le drainage de l'eau.

Une série de pression est ensuite appliquée à l'échantillon, par paliers successifs en présence d'eau, par l'intermédiaire d'un piston coulissant dans le cylindre, chacune étant **le double** de celle d'avant. Le tassement (ou le gonflement au déchargement) est mesuré sous chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. Chaque pression est maintenue pour une période de **24 heures** et à chaque période d'incrémentation la pression est égale à **la contrainte effective** verticale dans le sol. Cette dernière est déduite et **l'indice des vides** à la fin de chaque période d'accroissement est calculé comme suit :

$$H/H_o = e/(1 + e_o) \quad (4.10)$$

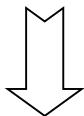
Avec, H_o l'épaisseur initiale de l'échantillon, H le tassement de l'échantillon et e_o l'indice des vides initial correspondant à H_o .

Dans cet essai, **deux procédures** différentes **de chargement** sont utilisées selon le comportement du sol sous la première charge appliquée (pour des charges faibles ~ 10 kpa) :

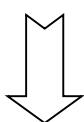
- si le sol est **non gonflant** à la mise en eau : **deux cycles** de (chargement /déchargement) sont réalisées.
- si le sol a **tendance à gonfler** sous les faibles charges à la mise en eau : la contrainte appliquée à cet instant est immédiatement **augmentée** jusqu'à ce qu'une **amorce de tassement apparaîsse**, ceci afin d'empêcher le gonflement de se produire au début de l'essai.

- Présentation des résultats : l'essai oedométrique fournit deux types de courbes.

Courbe de consolidation (Figure 4.6a), qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps pour une contrainte constante.



Essai répété pour plusieurs contraintes sur le même échantillon



Courbe de compressibilité (Figure 4.6b), où les résultats sont présentés sous forme de variation de l'indice des vides du sol (e) en fonction de $(\log \sigma')$.

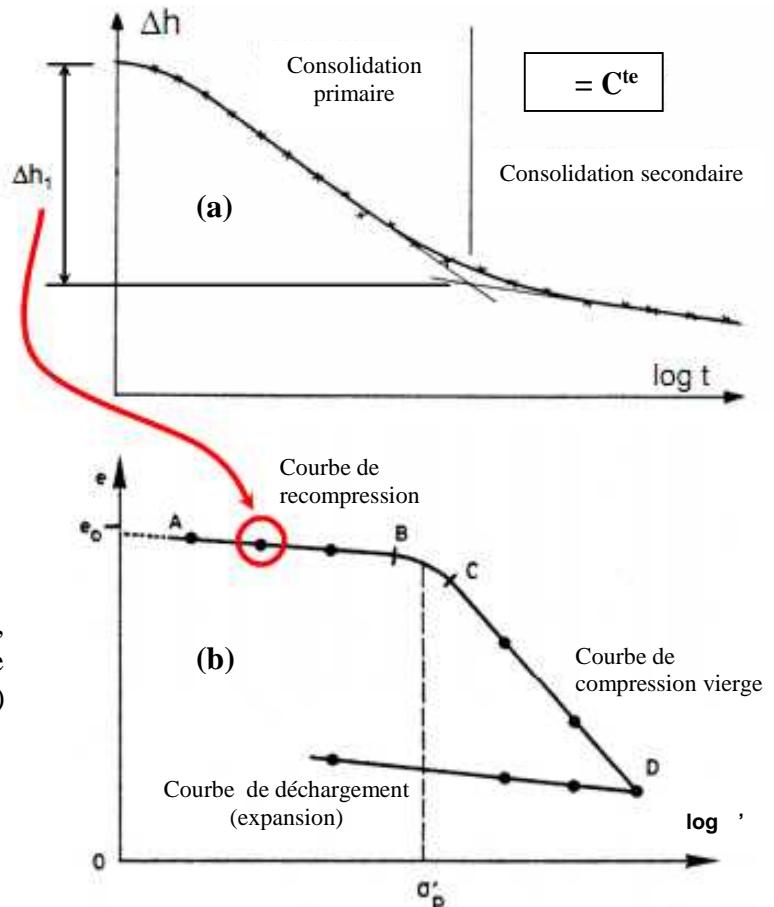


Figure 4.6. Essai de compressibilité : (a) courbe de consolidation, (b) courbe de compressibilité

La portion plane qui s'inscrit au début de la relation de (e) en fonction du $(\log \sigma')$ s'appelle la **courbe de recompression** et la portion située après la « cassure », la **courbe de compression vierge** et celle après le déchargement, la **courbe de décharge** ou d'expansion (Figure 4.6).

4.9. Caractéristiques de compressibilité

Plusieurs caractéristiques du sol sont définies à partir des courbes de compressibilité : la contrainte effective de préconsolidation σ'_p , l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement C_s , le coefficient de gonflement C_g et les modules oedométrique sécant E_{oed} .

- **Contrainte effective de préconsolidation σ'_p**

C'est la contrainte effective maximale σ'_p sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire. La méthode la plus utilisée pour la détermination de σ'_p est celle proposée par **Casagrande** (1936) comme illustré sur la Figure 4.7. Cette méthode empirique consiste à suivre les étapes suivantes :

- 1- Sur la courbe compressibilité on choisit le point de courbure maximale (le point A)
- 2- On trace une ligne horizontale à partir du point A.
- 3- On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point A.
- 4- On trace la bissectrice de l'angle formé par cette tangente et la ligne horizontale.
- 5- On prolonge la partie rectiligne de la courbe de compression vierge jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 4.
- 6- Ce point d'intersection correspond à la contrainte de préconsolidation (lire sur l'axe des contraintes la valeur de σ'_p , c'est le point B).

Certains ingénieurs utilisent une méthode encore plus simple et rapide pour déterminer la contrainte de préconsolidation $'_p$. En prolongeant les deux portions rectilignes de la courbe de compressibilité, on obtient un point d'intersection qui définit la pression de préconsolidation « la plus probable » (c'est le point C sur la Figure 4.7).

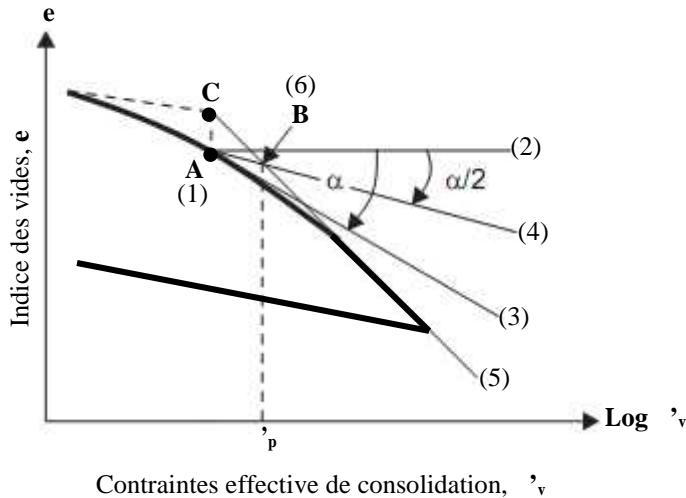


Figure 4.7. Méthode de Casagrande servant à déterminer la contrainte de préconsolidation

▪ Indice de compressibilité C_c

C'est la pente de la tangente à la courbe de compression vierge (Figure 4.8), il permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe. L'équation empirique de la ligne droite tangente à la partie linéaire de la courbe de compressibilité ($e - \log'$) est :

$$e = e_i - [C_c \cdot \log(\log' - \log'_i)] \quad (4.11)$$

Où C_c est une quantité sans dimension appelée indice de compressibilité, il est défini par :

$$C_c = (e_i - e) / (\log' - \log'_i) \quad (4.12)$$

Ce qui donne :

$$C_c = e / \log' \quad (4.13)$$

▪ Indice de gonflement C_s

Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation au quelle il a été soumis. Il est défini de la même manière que l'indice C_c par :

$$C_s = (e_i - e) / (\log' - \log'_i) \quad (4.14)$$

▪ Coefficient de gonflement C_g

C'est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre avec l'indice de gonflement C_s).

▪ Module oedométrique E_{oed}

Lorsque le tassement final de consolidation primaire est atteint, la pression interstitielle est nulle et les contraintes totales et effectives sont égales. Dans ce cas seulement, le module oedométrique entre deux point N₁ (σ_1, e_1) et N₂ (σ_2, e_2) de la courbe de chargement est défini par la relation suivante :

$$E_{oed} = \sigma / e (1 + e_1) \quad (4.15)$$

Ou en fonction du tassemement de l'échantillon par la relation suivante :

$$E_{oed} = \gamma / (H/H_o) \quad (4.16)$$

Avec, H_o l'épaisseur initiale de l'échantillon et H le tassemement de l'échantillon sous γ .

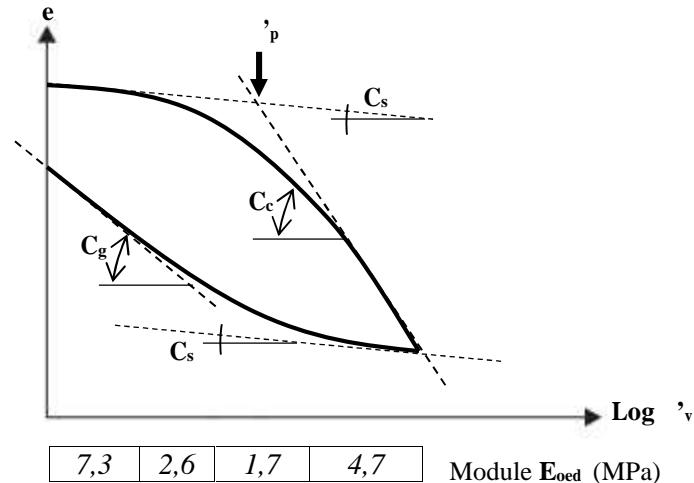


Figure 4.8. Courbe de compressibilité (caractéristiques de compressibilité)

Remarque : sur la Figure 4.8 les valeurs des modules oedométriques entre chacun des paliers de chargement sont données en bas du diagramme de compressibilité. **Le module oedométrique n'a pas une valeur constante.** Il dépend de la position de N_1 et N_2 et n'est valable que dans l'intervalle de contrainte correspondant à ces points.

4.10. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

4.10.1. Différents états de consolidation

A proprement parler, les sols ont une « **mémoire** » des contraintes et des autres changements qu'ils ont pu subir au cours des siècles et ces changements sont conservés dans la structure du sol (Casagrande 1932). Comme le nom l'indique, le sol n'a jamais subi dans le passé de contraintes supérieures à la contrainte de préconsolidation.

- On dira que le sol est **normalement consolidé** si la contrainte de préconsolidation γ_p est égale à la contrainte due au poids des terres γ_{vo} c.à.d. ($\gamma_p = \gamma_{vo}$), Figure 4.9 (b).
- Si un sol présente une contrainte de préconsolidation plus grande que la contrainte due au poids des terres ($\gamma_p > \gamma_{vo}$), on dit qu'il est **sur-consolidé** (ou préconsolidé), Figure 4.9 (a).
- Alors que, si la contrainte de préconsolidation est inférieure à la contrainte due au poids des terres ($\gamma_p < \gamma_{vo}$), on dit que le sol est **sous-consolidé**, Figure 4.9 (c).

On peut définir le rapport de sur-consolidation **OCR** (*over consolidation ratio*) comme le quotient de la contrainte de préconsolidation γ_p par la contrainte due au poids des terres γ_{vo} .

$$OCR = \gamma_p / \gamma_{vo} \quad (4.17)$$

Dans les sols **normalement consolidés** le rapport **OCR = 1** et lorsque **OCR > 1**, ils sont **sur-consolidés**. Par contre on peut trouver un sol pour lequel **OCR < 1**, au quel cas, il serait **sous-consolidé**. La Figure 4.9 présente les différents états de consolidation d'un sol.

La sous-consolidation peut se produire par exemple, dans les sols qui ont été déposés récemment soit par un processus géologique ou par une intervention humaine (exemple : vase, tourbes, etc.). Dans ces conditions, la couche du sol n'est pas encore en équilibre sous l'effet de son poids propre.

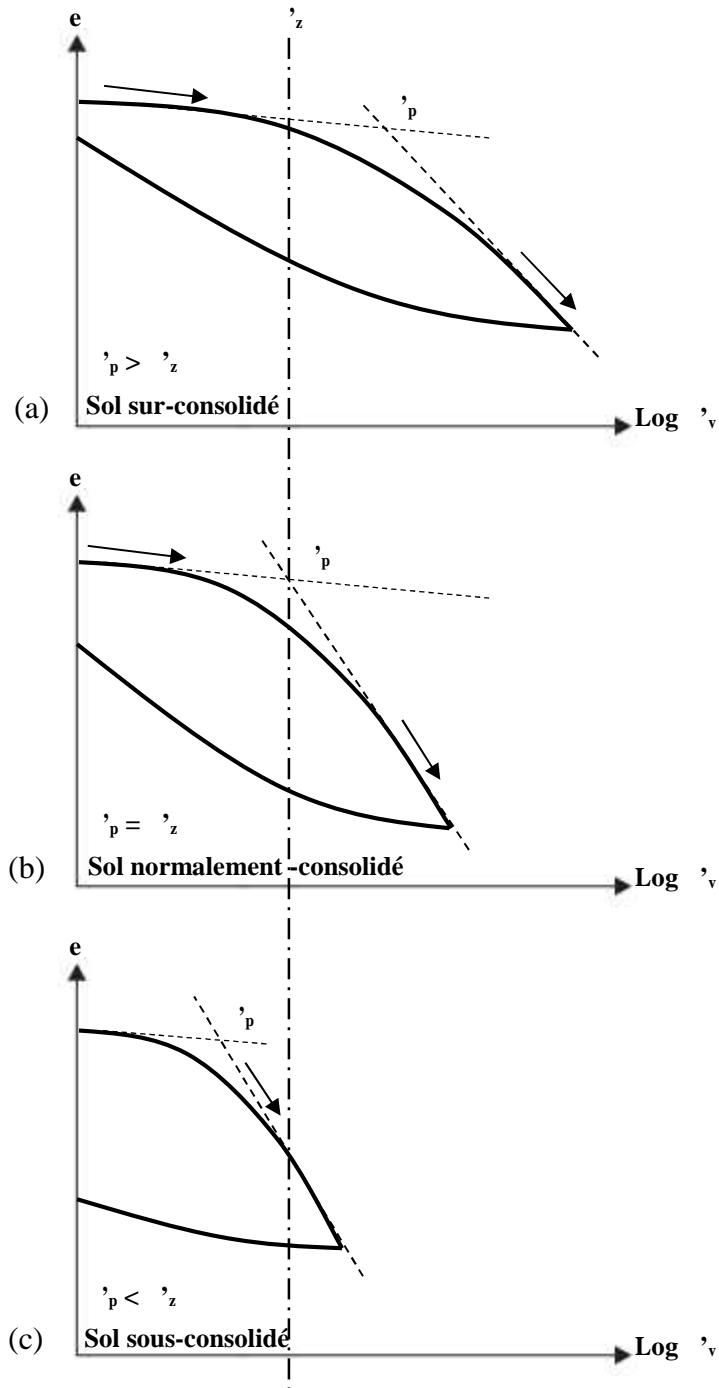
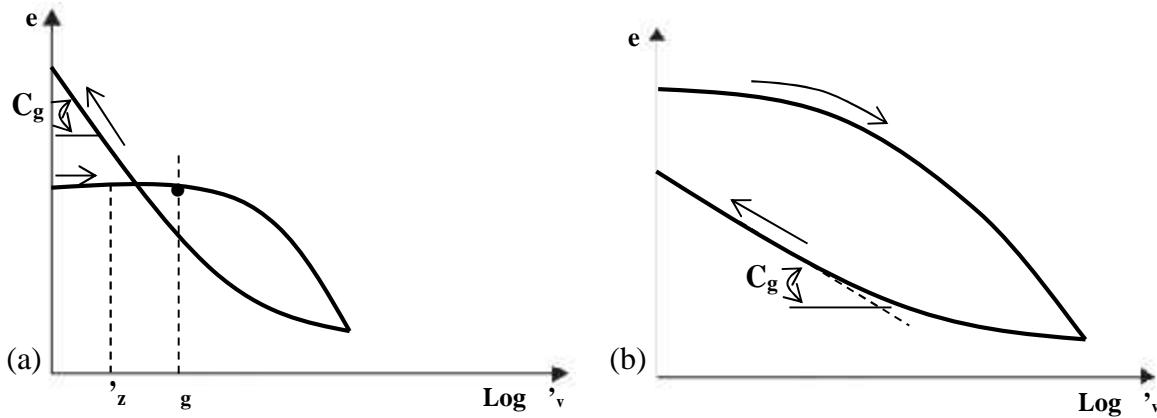


Figure 4.9. Les différents états de consolidation

Remarque : les courbes de déchargeement des sols gonflants présentent une pente marquée sous faible contrainte, ces sols sont particulièrement dangereux pour les fondations des constructions légères. Deux paramètres sont utilisés pour caractériser le gonflant :

- la pression de gonflement g qui est la pression en deçà de laquelle le sol gonfle (augmentation de l'indice des vides e) lorsqu'on le met en présence d'eau ;
- le coefficient de gonflement C_g défini comme étant la pente de la courbe de déchargeement.

**Figure 4.10.** Courbes de compressibilité des sols gonflants

Le sol de la Figure 4.10(b) à été mis en présence d'eau libre et laissé **libre de gonfler avant le prélèvement de l'échantillon**, son potentiel de gonflement à déjà été libéré et sa courbe oedométrique aura alors l'allure de la Figure 4.10(b). Un tel sol est susceptible de faire un **retrait important** en cas de dessiccation (action d'une sécheresse prolongée par exemple).

4.10.2. Comportement des sols selon leur état de consolidation :

La classification précédente présente un grand intérêt pratique puisqu'elle permet de prévoir le comportement des sols sous les fondations.

- Si des fondations surchargent un sol **sur-consolidé** sans que les contraintes supplémentaires apportées au poids des terres dépassent σ'_p , les tassements seront très faibles, voir **négligeable**.
- En revanche, **toute surcharge** entraîne un **tassement** dans un sol **normalement consolidé**, tassement d'autant plus important que l'indice de compression C_c est élevé.

On peut donner les appréciations suivantes vis-à-vis de la compressibilité en fonction de $C_c / (1+e_o)$:

$C_c / (1+e_o) < 0,015$	Sol incompressible
$0,015 < C_c / (1+e_o) < 0,05$	Sol peu compressible
$0,05 < C_c / (1+e_o) < 0,20$	Sol moyennement compressible
$C_c / (1+e_o) > 0,20$	Sol très compressible

D'autre part on à en fonction de l'indice de compressibilité C_c la classification suivante :

$C_c < 0,020$	Sol incompressible
$0,020 < C_c < 0,050$	Sol très peu compressible
$0,050 < C_c < 0,100$	Sol peu compressible
$0,100 < C_c < 0,200$	Sol moyennement compressible
$0,200 < C_c < 0,300$	Sol assez fortement compressible
$0,300 < C_c < 0,500$	Sol très compressible
$C_c > 0,500$	Sol extrêmement compressible

Aussi on à en fonction du coefficient de gonflement C_g :

$C_g < 0,005$	Sol non gonflant
$C_g > 0,005$	Sol pouvant gonfler

4.11. Calcul du tassement à partir des résultats de l'essai oedométrique

Le calcul du **tassement de consolidation primaire** se base en général sur les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique. Le tassement calculé **correspond à la fin de consolidation primaire** et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives, **la référence des profondeurs correspond à la base de la fondation**.

Le tassement de consolidation primaire est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène selon que la contrainte σ_{vo} est supérieure ou inférieure à σ_p :

Avec,

H_i : l'épaisseur de la couche de sol compressible,

e_o : son indice des vides initial (avant consolidation),

σ_{vo} : la contrainte verticale effective initiale **au milieu de la couche**,

σ_z : l'accroissement de contrainte apporté par la fondation **au milieu de la couche**,

C_c : l'indice de compressibilité,

C_s : l'indice de gonflement.

[1] Si $\sigma_{vo} < \sigma_p$ sols sur-consolidés, on à deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} (a) \quad \sigma_{vo} + \sigma_z < \sigma_p : \\ H_i = H_i (C_s/I + e_{o(i)}). \log [(\sigma_{vo} + \sigma_z)/\sigma_{vo}] \end{array} \right. \quad (4.18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (b) \quad \sigma_{vo} + \sigma_z > \sigma_p : \\ H_i = [H_i (C_s/I + e_{o(i)}). \log (\sigma_p/\sigma_{vo})] + [H_i (C_c/I + e_{o(i)}) \cdot \log ((\sigma_{vo} + \sigma_z)/\sigma_p)] \end{array} \right. \quad (4.19)$$

[2] Si $\sigma_{vo} = \sigma_p$ sols normalement consolidés :

Dans ce cas: $\sigma_{vo} + \sigma_z > \sigma_p$ (est le tassement est du au supplément de contrainte σ_z)

$$H_i = H_i (C_c/I + e_{o(i)}). \log [(\sigma_{vo} + \sigma_z)/\sigma_p] \quad (4.20)$$

[3] Si $\sigma_{vo} > \sigma_p$ sols sous-consolidés :

$$H_i = H_i (C_c/I + e_{o(i)}). \log [(\sigma_{vo} + \sigma_z)/\sigma_{vo}] \quad (4.21)$$

Le tassement oedométrique total sera: $S_{oad} = H_{(1)} + H_{(2)} + \dots + H_{(n)} = H_{tot}$ (4.22)

On abouti alors à la **formule générale** suivante pour le **tassement total (S_t)**:

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (4.23)$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} S_i : \text{tassement immédiat.} \\ S_c : \text{tassement de consolidation.} \\ S_s : \text{tassement secondaire.} \end{array} \right.$

(a) Pour les argiles molles normalement consolidées

$S_i : 0,1 S_{oad}$

$S_c : S_{oad}$

$S_t : 1,1 S_{oad}$

(b) Pour les argiles raides sur-consolidées

$S_i : 0,5 \text{ à } 0,6 S_{oad}$

$S_c : 0,5 \text{ à } 0,4 S_{oad}$

$S_t : S_{oad}$

Remarque : dans la pratique courante, le **tassement secondaire (S_s)** est souvent négligé pour les fondations superficielles. Il faut cependant, s'en préoccuper dans certains cas : fondations de grandes dimensions, structures portées très sensibles aux tassements, etc.

4.12. Courbe de consolidation et détermination du coefficient de consolidation à l'oedomètre

Les courbes de consolidation sont établies en représentant les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du logarithme ou de la racine carrée du temps sous une charge constante (Figure 4.13).

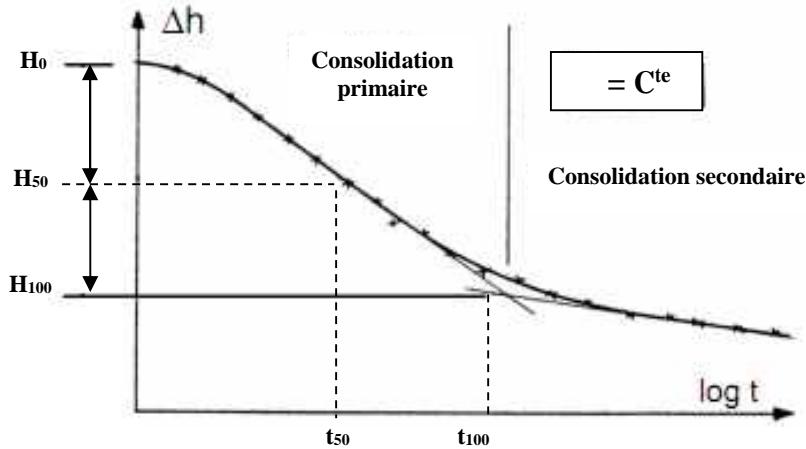


Figure 4.13. Courbe de consolidation

Le temps $t = 0$ correspond au début du chargement. Les tassements sont mesurés à des temps variables, par exemple : 10'', 20'', 30'', 1', 2', 5', 10', 20', 40', 60', 2^h, 4^h,.... etc. Si la durée du chargement est suffisamment longue, la courbe de consolidation permet de mettre en évidence à la fois la consolidation primaire et la consolidation secondaire. L'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe relative à ces deux types de consolidation définit la fin conventionnelle de la consolidation primaire correspondant à H_{100} et t_{100} (Figure 4.13). De même, la valeur de H_0 correspond au début de la consolidation est définie par une construction graphique. Soit H_{50} le point à mi-distance entre H_0 et H_{100} correspond au tassement obtenu pour un degré de consolidation de 50%. On en déduit le temps t_{50} sur la courbe de consolidation.

Le coefficient de consolidation C_v est obtenu par application de la **formule de Casagrande** :

$$C_v = [0,197 (H^2/4)] / t_{50} \quad (4.24)$$

La **méthode de Taylor** basée sur la représentation de la consolidation en fonction de la racine carrée du temps permet également la détermination du coefficient C_v par la formule suivante :

$$C_v = [0,848 (H^2/4)] / t_{90} \quad (4.25)$$