

## Chapitre 01 : **LE SOL ET LA GEOLOGIE**

### 1.1 Introduction générale :

La mécanique des sols et la mécanique des roches sont deux disciplines sœurs, étudiant respectivement le sol et les roches. Elles forment avec la géologie de l'ingénieur le génie géotechnique. Le sol et la roche font partie des matériaux étudiés par le génie géotechnique en vue de les exploiter en tant que matériaux de construction (barrage à noyau de terre, remblai routier, etc), ou fondations de l'ouvrage, ou en tant que milieu de stockage (déchets industriels et nucléaires, etc) ou d'insertion des ouvrages souterrains (tunnel, galeries minières, conduites enterrées, etc).

En géotechnique, le terme sol désigne l'ensemble des terrains meubles, sans prendre en compte le mode de formation. On peut décrire physiquement un sol comme un ensemble de grains solides. Plus où moins rapprochés les uns des autres, ces grains sont faiblement liés entre eux et de l'air et/ou de l'eau liquide et/ou de la glace occupent les vides. Il s'agit donc d'un matériel qui peut aisément se fragmenter. Par opposition, une roche est un agrégat de matière minérale consolidé par un ciment. La différence entre un sol et une roche tient à la cohésion des grains : il n'y a pas de ciment dans un sol.

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie. Elle s'appuie principalement sur deux sciences.

1. **La géologie** qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps.
2. **La mécanique des sols et des roches** qui modélise leur comportement en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

La formation d'un sol résulte en général du dépôt de couches de matériaux souvent différents, correspondant à plusieurs âges géologiques. Dans un projet de construction, l'étude de l'histoire géologique d'un sol est importante et peut expliquer plusieurs propriétés physiques et mécaniques du sol, ainsi que certains phénomènes dont on doit tenir compte lors du dimensionnement des ouvrages.

### 1.2 Objet de la mécanique des sols et la mécanique des roches :

Les ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. De ce fait, la réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage poids, mur de soutènement, aérodrome, ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement tel que bâtiment, pont, barrage...etc. La mécanique des sols (et des roches) est la science qui regroupe l'ensemble des connaissances et des techniques qui permettent d'identifier les caractéristiques qui régissent le comportement mécanique du sol.

### 1.3 Les Roches :

**1.3.1 Définition** : Les roches sont des matériaux naturels généralement solides et formés, essentiellement ou en totalité, par un assemblage de minéraux, comportant parfois des fossiles (notamment dans les roches sédimentaires), du verre résultant du refroidissement rapide d'un liquide (volcanisme, friction) ou des agrégats d'autres roches. La roche présente une grande diversité d'aspects. Elle peut être : Souvent dure et cohérente (elle est dénommée pierre (marbre, granite), caillou, galet...), friable ou inconsistante (à l'image de la craie et du talc pressés sous les doigts), plastique comme l'argile humidifiée, Meuble (à l'exemple du sable qui coule dans le sablier), liquide (huile ou gazeuse) et perméable comme le calcaire Ou imperméable comme l'argile.

La mécanique des roches est une science qui s'est individualisée depuis une trentaine d'années possède quelques spécificités et se consacre à l'étude de la structure et de l'évolution de l'écorce terrestre. Il est courant d'affirmer que le matériau rocheux est un matériau de qualité, rigide et résistant, et que les massifs rocheux sont de « bons terrains » pour les travaux de génie civil. Cependant, l'optimisation des travaux au rocher nécessite une connaissance du comportement mécanique des roches, et les grands ouvrages de génie civil, tels que tunnels profonds, barrages, centrales nucléaires, ou viaducs de grande portée, sollicitent le massif rocheux parfois à la limite de ses capacités. La distinction de ces deux branches est conventionnelle car elles utilisent les mêmes « lois » générales et les mêmes formes de raisonnement et de calcul.

**1.3.2 Les Grandes Catégories des Roches** : Notons qu'un minéral est formé d'une seule substance, alors qu'une roche peut être composée de plusieurs types de minéraux, de même nature ou de nature différente. Les roches peuvent être très différentes par leurs caractéristiques physiques et chimiques et donc par leur aspect. Dans l'écorce terrestre comme dans les paysages, on trouve des roches sous différentes formes et notamment :

- **Des roches dures** comme le granite.
- **Des roches plastiques**, comme les argiles qui changent d'aspect et de propriétés lorsqu'on y ajoute de l'eau.
- **Des roches friables**, comme la craie qui s'effrite sous la pression de l'ongle.
- **Des roches meubles**, comme le sable qui coule entre les doigts lorsqu'on le manipule.
- **Des roches liquides**, comme le pétrole qui est inflammable.

Les roches présentes sur Terre peuvent être d'origine magmatique, métamorphique ou sédimentaire. La manière dont elles se forment détermine leur appartenance à l'une ou l'autre de ces grandes familles.

✚ **Les Roches éruptives (Magmatique)** : Roches formées à partir de magma fondu et durci durant sont refroidissement. **Quand le magma devient roche ?**

La croûte terrestre et le manteau supérieur de la Terre sont soumis à des mouvements de convection engendrant des variations de température et de pression. Quand la chaleur et la pression augmentent à quelques dizaines de kilomètres sous la surface, les roches qui composent la lithosphère peuvent entrer en fusion partielle ou totale et se transformer en **magma**. En refroidissant, le magma se solidifie pour devenir une **roche magmatique**.

Il existe deux familles de roches magmatiques qui se forment dans des circonstances différentes :

1. Quand le magma remonte à la surface de la terre lors d'une éruption volcanique, sa solidification donne naissance à des **roches volcaniques**. La plus répandue est le **basalte**, une roche sombre, mate, dure, compacte et peu cristallisée.
2. Si le magma n'atteint pas la surface terrestre : il **se cristallise** en profondeur au sein de poches pouvant mesurer plusieurs dizaines de kilomètres. Au fil des millénaires, la cristallisation des magmas engendre des **roches plutoniques**. La plus répandue est le **granite**.

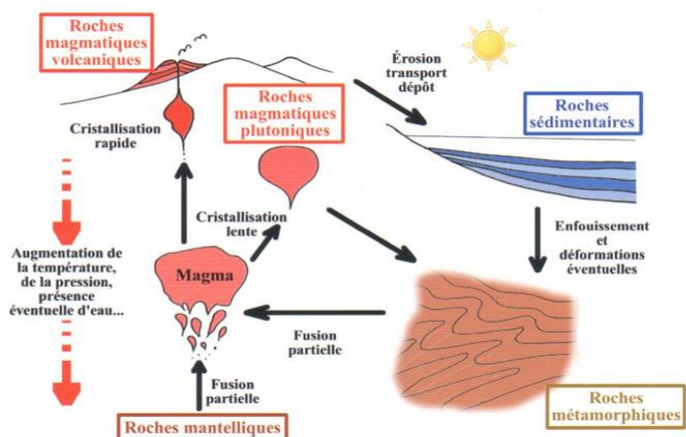
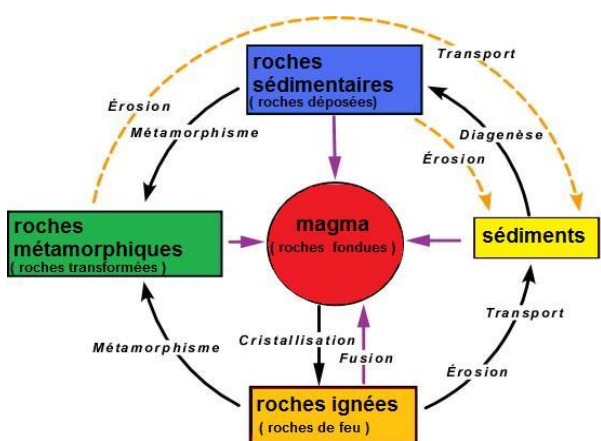
**Les Roches Sédimentaires :** Une formation lente et progressive.

À la surface de la Terre, toutes les roches sont exposées à l'**érosion** : Au fil du temps, ces éléments se déposent et s'accumulent à la surface des continents, dans le lit des cours d'eau, au fond des océans. C'est ainsi que naissent les **roches sédimentaires**. Celles-ci proviennent de différents types de sédiments. Ainsi :

- Les Galets donnent des **Conglomérats**.
- Les Gros Grains donnent des **Sables**.
- Les Petits Grains donnent des **Silts**.
- Les Particules fines forment des **Argiles**.

**Les Roches Métamorphiques :** La genèse mouvementée.

L'écorce terrestre est agitée de mouvements qui débouchent localement sur la formation de montagnes. Ces mouvements affectent des couches rocheuses profondes en les soumettant à des contraintes de température et de pression. Chauffées et Compressées, les roches changent de structure : leurs minéraux s'orientent différemment et l'on assiste à l'apparition d'autres types de minéraux. C'est ainsi que naissent de nouvelles roches, dites **Métamorphiques**. Les **roches métamorphiques** visibles dans nos paysages ont été soulevées jusqu'à la surface de la Terre par des mouvements internes. Peu à peu, l'érosion a dénudé les terrains qui les recouvraient, ce qui provoque leur **affleurement**. Certaines de ces roches, comme l'**Ardoise**, le **Schiste** ou le **Gneiss**, sont exploitées dans des **carrières** et employées comme matériaux de construction.



### Cycle d'évolution d'une roche

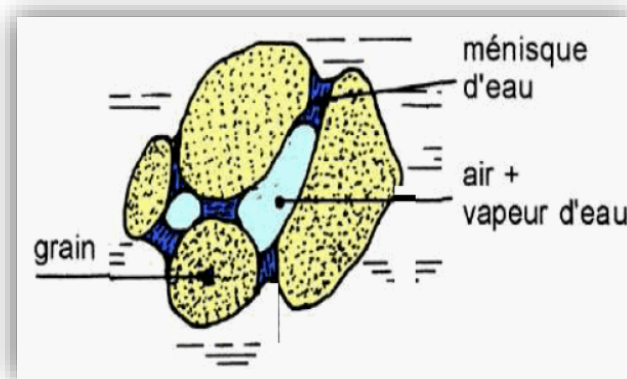
## 1.4 Les Sols :

**1.4.1 Définition :** Le sol est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. Le sol est un matériau meuble, mélange en proportions variables de particules de toutes dimensions. C'est un matériau de comportement complexe.

La mécanique des sols peut-être définie comme étant la science qui étudie les propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols en vue de leur utilisation comme sol support de fondations, ou de matériaux de construction d'ouvrages. Les propriétés physiques et mécaniques de ces sols pourront être étudiées en laboratoire sur des échantillons remaniés et prélevés dans les zones d'emprunt.

**1.4.2 Formation des sols:** Le sol met très longtemps à se constituer (plusieurs milliers d'années). Dans certaines conditions, la roche-mère, élément minéral est altérée par l'air, la gravité et l'eau. Ce qui aboutit après le dépôt des fragments de la roche mère à la formation d'un sol transporté. Il est aussi possible qu'un sol se forme sur place sans transport, ce qui correspond alors à un sol résiduel.

Dans les cas les plus généraux un sol peut contenir des fragments de roche, des particules d'argile et des matières organiques. Les vides entre ces différents éléments, généralement appelés pores ou interstices sont remplis d'eau et d'air. Si les vides ne contiennent pas d'eau, le sol est **sec** (pratiquement impossible sur site), si tous les vides sont remplis d'eau le sol est **saturé** (sol sous la nappe), si les vides sont remplis d'eau et d'air le sol est **non saturé**. Le sol est ainsi un milieu triphasique formé des phases solide, gazeuse et liquide. La phase solide est souvent appelée squelette granulaire et le vide interstitiel, formé des phases gazeuse et liquide, joue un rôle clé dans le comportement mécanique du sol.



### Constituants d'un sol

**1.4.3 Classification des particules solides d'un sol:** Les forces d'attractions intergranulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) influencent le comportement des sols pour les grains de dimension très petite. Dans ce cas, le sol présente de la cohésion. On distingue deux catégories de sols : Les sols grenus qui sont de dimension supérieure à  $20 \mu$  ( $0,02 \text{ mm}$ ), et les sols fins de dimensions inférieures à  $20 \mu$ .

1. **Les sols grenus** :  $d > 20 \mu\text{m}$  sans cohésion. Ils sont en général pulvérulents et perméables dont les grains sont visibles à l'œil nu. Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont surtout définis granulométriquement. On distingue principalement deux sous-familles :

**Le Sable** : Sa composition peut révéler jusqu'à 180 minéraux différents (quartz, micas, feldspaths) ainsi que des débris calcaires de coquillage et de corail.

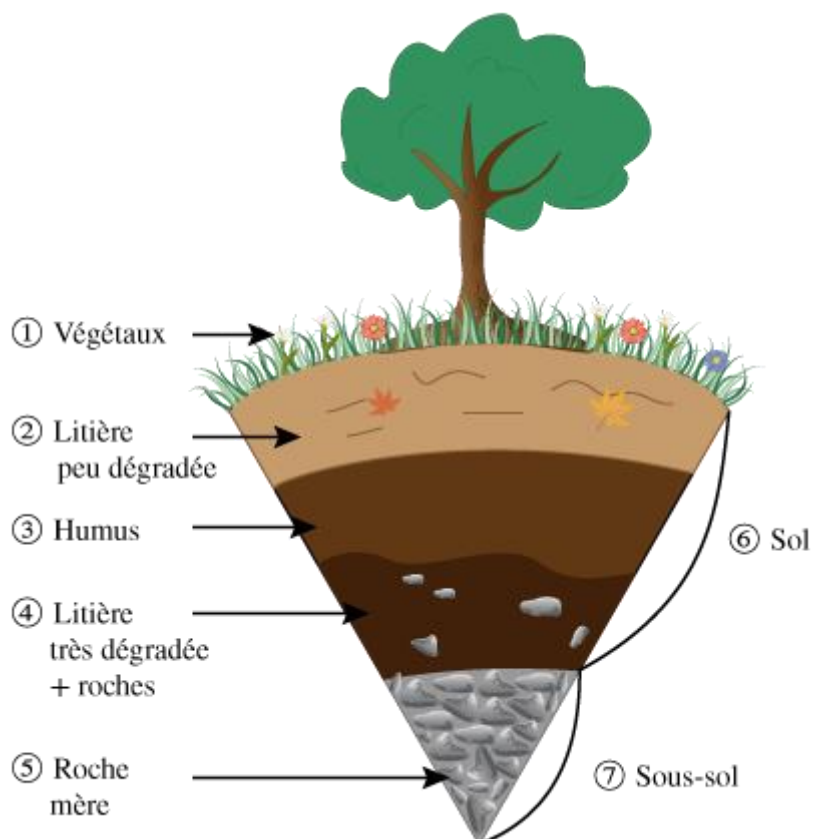
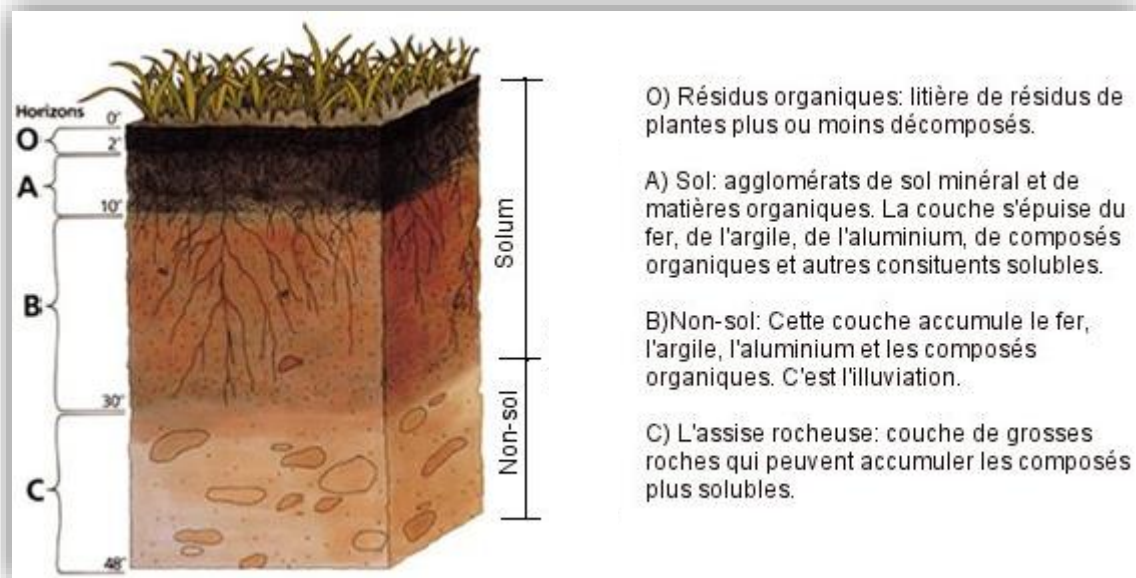
**Le gravier** : il s'agit de fragments de roche minérale dont le diamètre varie entre **0,2 et 7,5 cm**. Le gravier est excavé depuis des ballastières.

2. **Les sols fins** :  $d < 20 \mu\text{m}$  avec cohésion

- **Les Limons (ou Silts)** : La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre **2 et 20  $\mu$**  (définition purement descriptive). Ils sont en grande partie formés de quartz.
- **Les Argiles** : ce sont des silicates d'alumine hydratés, de faible perméabilité, ses plaquettes sont invisibles à l'œil nu et soudées par des forces de cohésion, permettant de former une pâte. On appelle également argile l'ensemble des fractions minérales inférieures à **2  $\mu\text{m}$**  dans une roche.
- **Les Marnes** : Elles sont composées d'un mélange de carbonate de Calcium (le calcaire) et d'argile comptant pour **35 à 65%**. Les marnes ont une composition chimique intermédiaire entre les calcaires marneux (**5 à 35%**) d'argile et les argiles calcaireuses ou marnes argileuses **65 à 95%** d'argile.
- **Tourbe** : Il s'agit d'un sol argileux comportant une importante fraction en matière organiques. Essentiellement d'origine végétale. Elle connue par son odeur très forte les traces noires de matière organique.
- **Vase** : La vase est un sol argileux saturé très compressible, contenant des fois de la matière organique, en général d'âge géologique récent. Il présente des caractéristiques mécaniques médiocres et une aptitude à des tassements importants.

On peut citer :

- ✚ **Sols sableux** : Les particules d'un sol sableux sont relativement espacées, ce qui permet à l'eau de s'écouler rapidement. Les sols sableux ont une structure instable, ce qui les rend très sensibles à l'érosion éolienne, de plus comme l'eau s'écoule rapidement, ils sèchent rapidement ce qui favorise l'érosion aérienne.
- ✚ **Sols limoneux** : Bien que tous les sols soient sujets à une éventuelle érosion par l'eau, le limon, est le plus menacé. Sur les pentes longues ou abruptes, l'érosion par l'eau s'intensifie et le ruissellement peut atteindre une vitesse impressionnante.
- ✚ **Sols argileux** : La structure superficielle des sols argileux peut se dégrader, formant une croûte. L'encroûtement limite l'infiltration et accroît le ruissellement. Un sol argileux mouillé a tendance à se compacter, ce qui favorise également le ruissellement. Les sols argileux peuvent également être très sensibles à l'érosion éolienne.



## Chapitre 02 : **CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS**

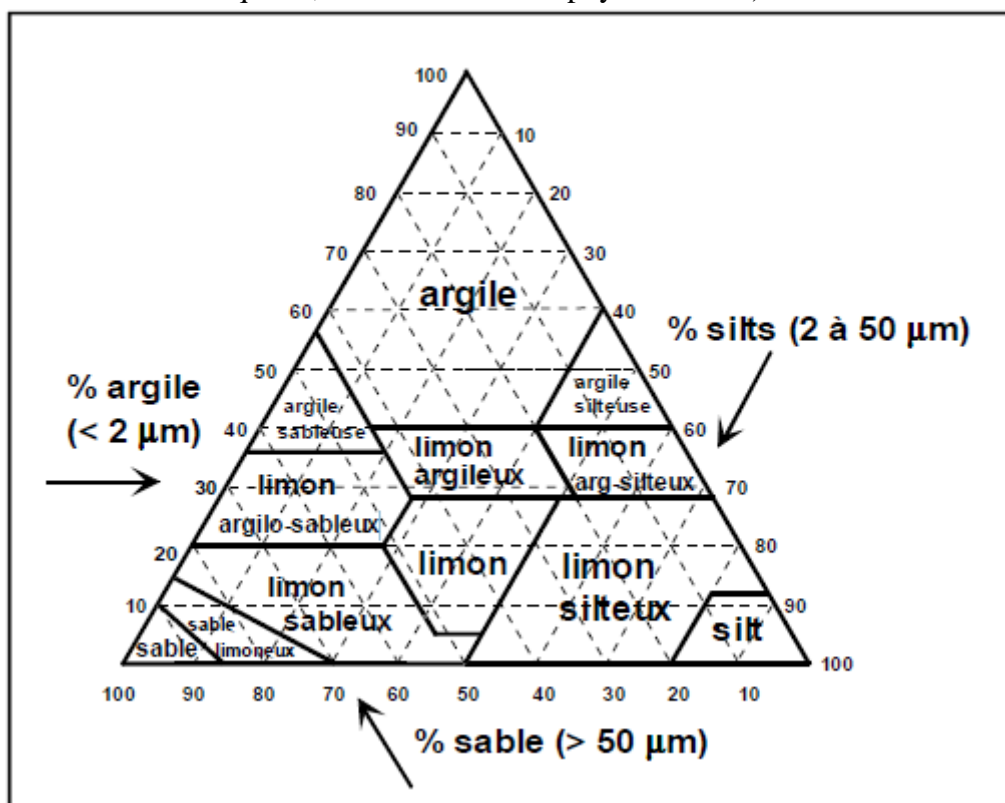
### 2.1 Introduction

Avant toute construction (route, immeuble, ouvrage d'art, ...), on doit s'assurer que le sol sur lequel on souhaite construire est apte à supporter durablement les charges qui vont lui transmettre. Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. En outre, ces déformations ne doivent pas compromettre le bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'elles doivent être en deçà de certaines valeurs admissibles par l'ouvrage.

Le comportement du sol, ou plus précisément ses déformations sous les contraintes et sa résistance aux charges transmises, dépend sensiblement des propriétés physiques et mécaniques du sol, ce qui implique l'importance de l'étude de ces propriétés.

### 2.2 Définitions

**2.2.1 La Texture (Granulométrie) du sol :** La texture du sol se définit par ses proportions relatives en argile, limon, sable fin, sable grossier. Ces particules plus ou moins fines interviennent sur les propriétés physiques du sol. La composition minéralogique des particules est d'ailleurs en relation avec leur taille (Les grossières sont surtout à base de quartz, les fines à base de phyllosilicates).



**Figure 2.1: Représentation de la composition granulométrique en 3 fractions**

### Classification triangulaire des sols fins

Texture du sol	% de sable	% de limon	% d'argile
Sols sableux	70 et plus	0 à 30	0 à 15
Sols limoneux	0 à 20	80 et plus	0 à 15
Sols argileux	0 à 45	0 à 40	25 et plus
Sols équilibré	40 à 60	30 à 50	15 à 25

**Tab 2.1 : Critères de classification**

**2.2.2 La Structure du sol :** La structure d'un sol désigne le mode d'assemblage, à un moment donné, des constituants d'un sol. La structure, contrairement à la texture qui ne change pas, est un état qui évolue dans le temps. On peut facilement se faire une idée des changements de structure d'un sol en l'observant quand il est mouillé et quand il est sec.

- Mouillés, les constituants du sol semblent former une pâte.
- Secs, ils se détachent en une poussière qui s'écoule facilement entre les doigts. Il arrive aussi que, mouillés ou secs, les constituants du sol ne forment ni une pâte, ni ne tombent en poussière, mais gardent une structure grumeleuse.

L'apparition d'une structure dépend de plusieurs facteurs, certains sont de nature physique (retrait des colloïdes), d'autres de nature biologique (effet de granulation).

- ✓ **Structure à grains simples :** Dans un sol de structure à grains simples, les particules primaires adhèrent faiblement entre elles en une forme quelconque d'agrégat ou pas du tout.
- ✓ **Structure agrégée :** Lorsqu'elles proviennent du groupe de tailles de particules argileuses, les particules primaires sont liées les unes aux autres et forment des agrégats qui peuvent alors être stabilisés par de la matière organique, de la chaux et divers précipités chimiques.
- ✓ **Colloïde :** Les colloïdes sont les plus fines particules du sol, avec un diamètre moyen inférieur à 0,0002 mm. Les colloïdes comportent un peu de matière organique et de l'argile fine.

**Remarque :** La texture et la structure d'un sol conditionnent ses propriétés physiques et chimiques, en particulier par rapport à l'eau qui y circule. Autre que la texture et la structure, les particules possèdent d'autres caractéristiques telles que forme, angularité, Etat de surface....

**La Forme :** Il s'agit de la description de la forme géométrique du grain.

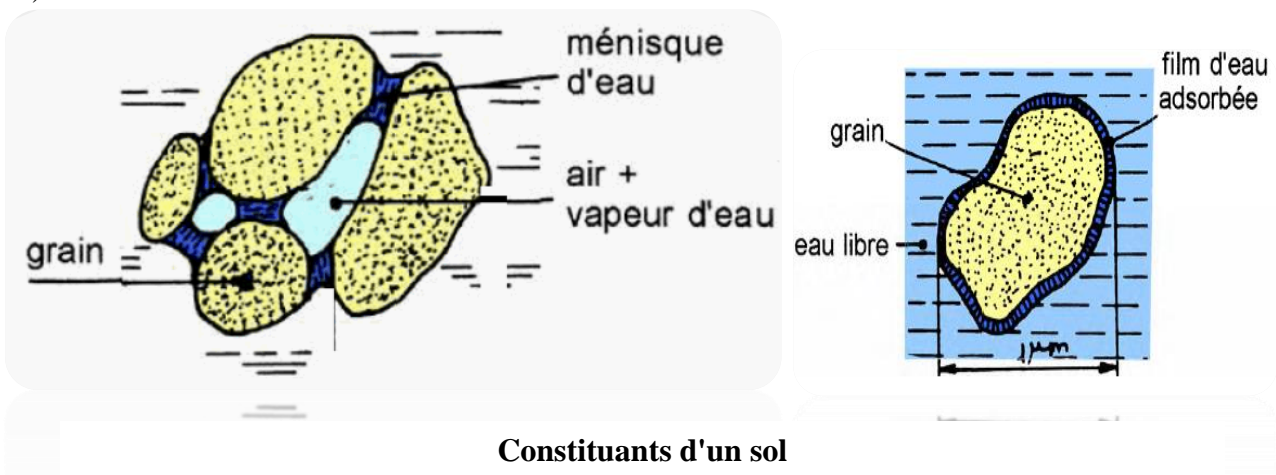
- **Particules cubiques ou sphériques :** Elles prédominent dans les sols à gros grains. Pour une description plus précise, on utilise les adjectifs : arrondies, sous-arrondies, angulaires et sous-angulaires.
- **Particules en plaquettes :** Typique des sols à grains fins.
- **Particules en bâtonnets ou aiguilles :** Cette forme est moins répandue dans le sol.



### 2.3 Eléments constitutifs d'un sol

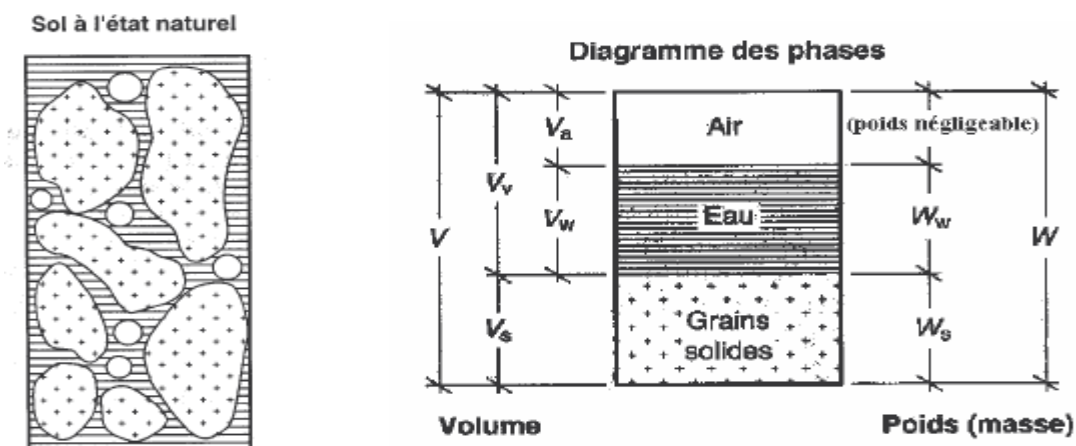
Du point de vue de ses propriétés physiques et mécaniques, le sol peut être considéré comme un système poreux à trois phases : solide, liquide, gazeuse.

- 2 **La phase Gazeuse** : En Génie Civil, le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides. Lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.
- 3 **La phase Liquide** : Existe sous plusieurs formes (eau de constitution (interfeuillet), eau liée (adsorbée) et l'eau Interstitielle (libre ou capillaire)).
- 4 **La phase Solides** : Provenant de la désagrégation mécanique et/ou chimique d'une roche mère. On distingue les minéraux non argileux ( $\Phi > 2\text{mm}$  et ayant le même comportement que la roche mère : Sols pulvérulents), les minéraux argileux (kaolinite, illite et montmorillonite) et les sols organiques (vases et tourbes).



### 2.4 Paramètres de définition des sols

**2.4-1 Modèle élémentaire d'un sol** : Le sol étant composé de 3 phases : solide, liquide (eau), gazeuse (air), on définit les volumes et les masses du modèle élémentaire de sol (Fig.2.2).



**Fig. 2.2 Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases**

Définitions et notations :

$V_t$  : Volume total de l'échantillon de sol.

$V_a$  : Volume d'air contenu dans l'échantillon de sol.

$V_w$  : Volume d'eau contenu dans l'échantillon de sol.

$V_s$  : Volume des grains solides contenus dans l'échantillon de sol.

$V_v = V_a + V_w$  : volume des vides

$W_t$  : Poids total de l'échantillon de sol.

$W_a$  Poids de l'air contenu dans l'échantillon de sol ; il est en général négligeable.

$W_w$  : Poids d'eau contenu dans l'échantillon de sol.

$W_s$  : Poids des grains solides contenus dans l'échantillon de sol.

Pour obtenir les poids volumiques, nous multiplions les masses par l'accélération de la pesanteur  $g = 9,81m/s^2$ . Pour simplifier les calculs on prendra généralement  $g = 10m/s^2$ .

On exprimera les forces volumiques en  $KN/m^3$ . Les différents poids volumiques ont les définitions suivantes :

1- Le poids volumique (spécifique) total ou humide :  $\gamma_h = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_s}{V_t}$

2- Poids volumique apparent du sol sec :  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$

3- Poids volumique absolue (poids volumique des grains solides) :  $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$

4- Poids volumique de l'eau :  $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 10KN / m^3 = 1t / m^3$

5- Poids volumique du sol saturé noté  $\gamma_{sat}$  (lorsque tous les vides sont remplis d'eau) :  $\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_t}$

6- Poids volumique du sol déjaugé noté  $\gamma'$  :  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  (Il est pris en compte lorsque le sol est entièrement immergé. Il tient compte de la présence de l'eau qui remplit tous les vides e de la poussée d'Archimède).

Enfin les densités sont les rapports d'un poids volumique rapportée à celle de l'eau  $D = \gamma / \gamma_w$ , elles s'expriment donc sans unité. Les paramètres d'état d'un sol définissent les différents rapports dans lesquels se trouvent les différentes phases d'un sol à un instant donné

2.4-2 Les paramètres d'état :

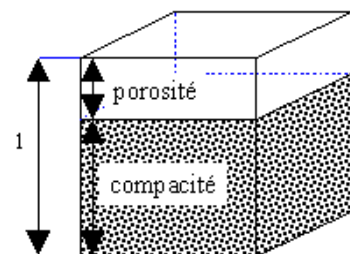
**La porosité, compacité et Indice des vides :**

➤ **Porosité 'n' :** La porosité est le rapport du volume vide au volume total. On peut aussi définir la porosité comme le volume de vide par

unité de volume apparent.  $n = \frac{V_v}{V_t}$

➤ **Compacité 'C' :** La compacité est le rapport du volume des pleins au volume total.  $C = \frac{V_s}{V_t}$ .

La porosité et la compacité sont liées par relation:  $n(\%) + C(\%) = 1$



**Fig. 2.3. Volume unitaire**

La porosité et la compacité sont souvent exprimées en %. La somme des deux est alors égale à 100%.

✓ **Indice des vides 'e'** : résultat du rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s}$$

✚ **Teneur en eau 'w'** : Elle est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau  $W$  contenu par unité de poids de matériau sec. En général elle est notée 'W' et s'exprime en pourcentage (%). On peut déterminer la teneur en eau d'un matériau quelconque en utilisant la formule suivante:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

✚ **Degré de Saturation 'S<sub>r</sub>'** : La résistance mécanique des matériaux dépend de plusieurs facteurs. Un des plus importants facteurs influençant la résistance est le degré de saturation. On a remarqué que les matériaux absorbants de l'eau, ont une résistance certainement diminuée. C'est pourquoi on doit déterminer le degré de saturation de matériaux. Le degré de saturation est le rapport du volume de vide rempli d'eau au volume total de vide.

Le degré de saturation peut se calculer par la formule suivante:  $S_r (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$

Tous ces paramètres ne sont pas indépendants. Ils sont reliés par des relations que l'on peut retrouver à l'aide du modèle élémentaire.

Exemple de formules :

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} ; \quad e = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 ; \quad S_r = \frac{\omega G_s}{e}$$

$$\gamma_s = (1 + e)\gamma_d ; \quad n = \frac{e}{1 + e} ; \quad \gamma_h = (1 - n)\gamma_s + n \times S_r \times \gamma_w$$

## 2.5 Identification des sols

Pour caractériser un sol, il faut déterminer les paramètres de nature et les paramètres d'état.

- Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, limites d'Atterberg, teneur en matières organiques,...).
- Les paramètres d'état sont fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau, indice des vides, porosité, Equivalent de sable,...).

### 2.5.1 Paramètres de nature :

#### 2.5.1.1 La masse volumique des particules solides $\gamma_s$ :

La détermination de la masse volumique des particules  $\gamma_s$  se fait dans un appareil appelé pycnomètre. Une masse connue de sol séché à l'étuve  $m_s$  est introduite dans un petit ballon appelé pycnomètre contenant de l'eau distillée. Après avoir éliminé toutes les bulles d'air, on mesure le volume d'eau déplacé par les grains solides  $V_s$ . **N.B** : Pour les sols (à part les sols organiques) :  $26 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma_s \leq 28 \text{ kN/m}^3$

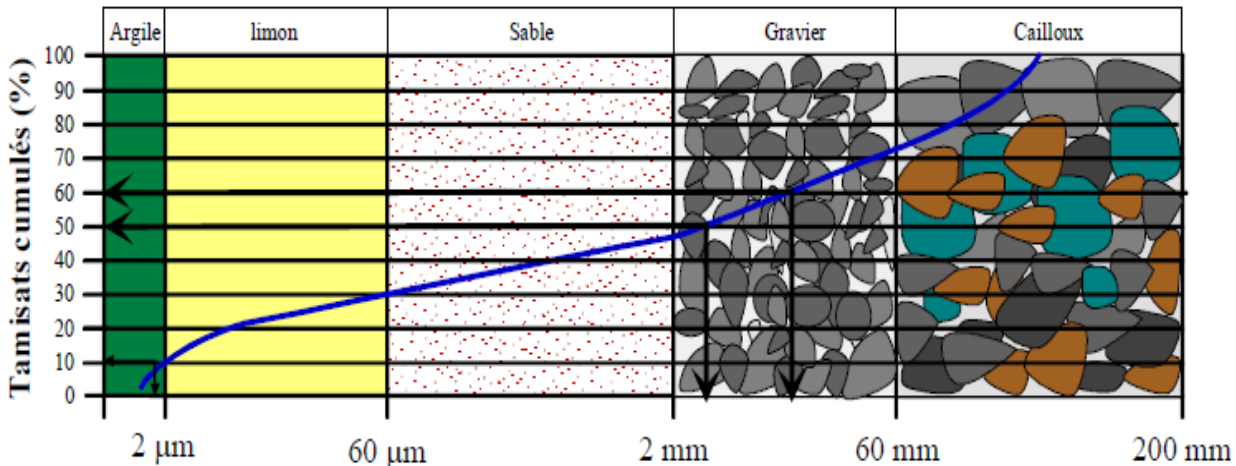
**2.5.1.2 La Granularité :**

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à **80 μ m** et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à **80 μ m**.

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau.

Elle est tracée en diagramme semi-logarithmique avec :

- ✓ En abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes ;
- ✓ En ordonnée, le pourcentage, en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante (passant).



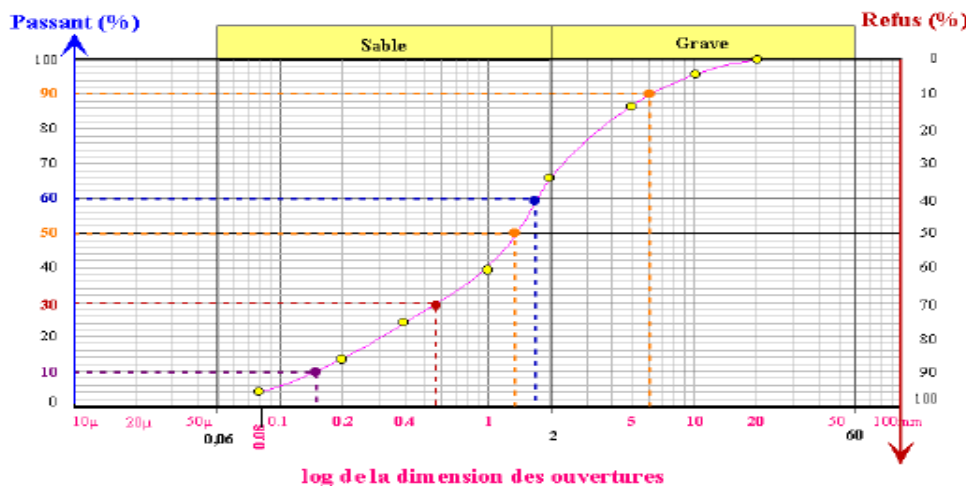
**Fig. 2.4 Courbe granulométrique**

Les résultats sont traduits sous forme d'une courbe granulométrique, tracée dans des axes semi-logarithmiques, à partir de laquelle on peut déterminer :

- Le coefficient d'uniformité de Hazen :  $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$  - Le coefficient de courbure :  $C_c = \left[ \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}} \right]$

**N.B :** di : diamètre correspondant à i% de pourcentage de tamisat cumulé.

**Fig. 2.5 Courbe granulométrique d'un sable (tamisage)**



$d_{10}$	0,14mm
$d_{30}$	0,55mm
$d_{50}$	1,35mm
$d_{60}$	1,94mm
$d_{90}$	6mm
$d_{max}$	20mm
$< 8\mu m$	4%
$< 2mm$	66%
$C_u$	13,8
$C_c$	1,11

Pour  $C_u > 2$ , la granulométrie est dite étalée,

Pour  $C_u < 2$  la granulométrie est dite uniforme ou serrée.

Plus la granulométrie est serrée plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée.

Lorsque certaines condition sur  $C_u$  et  $C_c$  sont satisfaites le, sol est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière. Quand sa granulométrie est discontinue avec prédominance d'une fraction particulière il, est dit mal gradué.

Les sols bien gradués constituent est dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblai et forment des pentes stables.

### 2.5.1.3 L'Argilosité :

Pour identifier la fraction argileuse des essais simples ont été développés :

- Les **limites d'Atterberg** qui caractérisent la consistance des sols fins : solide, plastique, liquide;
- L'**équivalent de sable ES** qui détermine la proportion de sol fin dans les sables;
- L'**essai au bleu VBS**, essai nouveau, utilisable pour les sols grenus et les sols fins, mesure l'argilosité globale du sol.

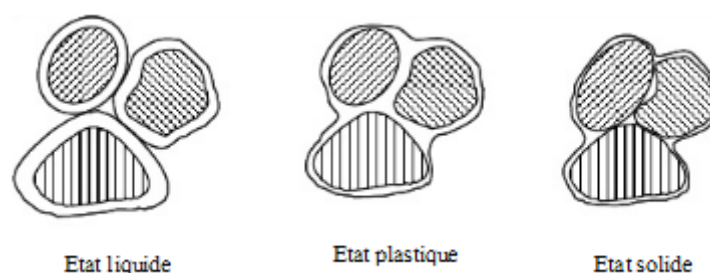
#### ✚ Essais de Consistance : Limites d'Atterberg

Les argiles forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. On distingue alors trois états de la consistance des argiles : états liquide, plastique et solide (Fig. 2.9). A l'état liquide, les grains sont indépendants les uns des autres, le mouvement relatif entre les particules est aisé. A l'état plastique, les grains sont plus rapprochés et ont mis en commun leurs couches d'eau adsorbées. Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner. A l'état solide, les distances inter-granulaires sont encore plus petites. Les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée. Les frottements internes sont alors importants. La transition d'un état à l'autre est très progressive. Néanmoins, on utilise de façon pratique les limites d'Atterberg :

**Limite de liquidité  $W_L$**  : Elle sépare l'état liquide de l'état plastique.

**Limite de plasticité  $W_P$**  : Elle sépare l'état plastique de l'état solide.

**Limite de retrait  $W_R$**  : Elle caractérise l'apparition du phénomène de retrait



**Fig. 2.6 Etats de consistance d'un sol**

Les limites d'Atterberg sont effectuées sur un seul mortier (diamètre des grains inférieur à  $400\mu\text{m}$ ) La limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande soit au pénétromètre à cône.

La limite de liquidité déterminée à la coupelle de Casagrande  $w_L$  est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous **25 coups** appliqués à une vitesse normalisée.

	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3	Echantillon 4
Nombre de coups	23	35	18	19
Teneur en eau	35,2	34,05	38,26	37,30

**TAB 2.2** Détermination de la limite de liquidité : méthode de la coupelle



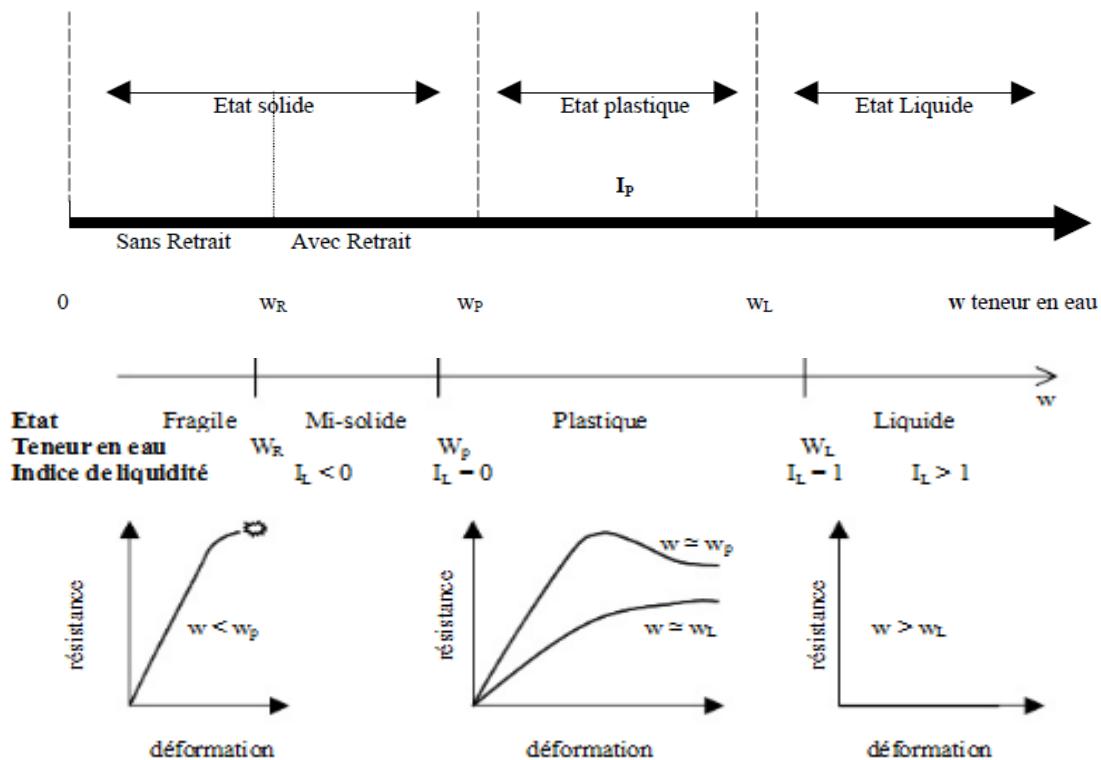
**Fig. 2.7 Coupelle de Casagrande**

On détermine graphiquement que la limite de liquidité  $w_L$ , correspondant à un nombre de coup égal à 25, est de 35,01%.

La limite de plasticité  $w_p$  est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de même sol de 3mm de diamètre et de 100mm de longueur se fissure ou s'émiette.

**L'indice de plasticité  $I_p$**  : L'étendue du domaine de plasticité est appelé indice de plasticité et désigné par la notation  $I_p = W_L - W_p$ . L'expérience a prouvé que cet indice était extrêmement important pour mesurer le caractère de plus ou moins grande sensibilité à l'eau d'un sol fin. En fonction de la teneur en eau naturelle d'un sol  $W$  et pour situer l'état de ce sol par rapport à ses limites d'Atterberg, on utilise souvent un indice de consistance:  $I_c$  ;  $I_c = (W_L - W) / (W_L - W_p)$ .

**Indice de liquidité  $I_L$**  : Il est défini par  $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = 1 - I_c$



**Fig. 2.8 Relation entre Limites d'Atterberg et comportement mécanique**

### 2.5.2 Paramètres d'état

Ils dépendent de l'état du sol et expriment, à un instant donné, la répartition des 3 phases du sol. Il est important de signaler que ces paramètres donnent des indications précieuses sur le comportement du sol soumis aux sollicitations des ouvrages à construire.

#### 2.5.2.1 Détermination de la teneur en eau pondérale $w$

La teneur en eau pondérale  $w$  se détermine généralement au laboratoire par passage à l'étuve à **105°C**. Elle peut se faire aussi bien sur les sols grenus que sur les sols fins, sur des échantillons intacts, remaniés, reconstitués.

C'est le rapport de la masse d'eau évaporée  $m_w$  sur la masse des grains solides  $m_d$  :

$$W (\%) = (\text{masse de l'eau contenue} / \text{masse des particules solides du sol}) \times 100.$$

La teneur en eau naturelle  $w_{nat}$  n'est déterminée que sur des « échantillons intacts ».

#### 2.5.2.1 Détermination de la masse volumique totale des sols en laboratoire

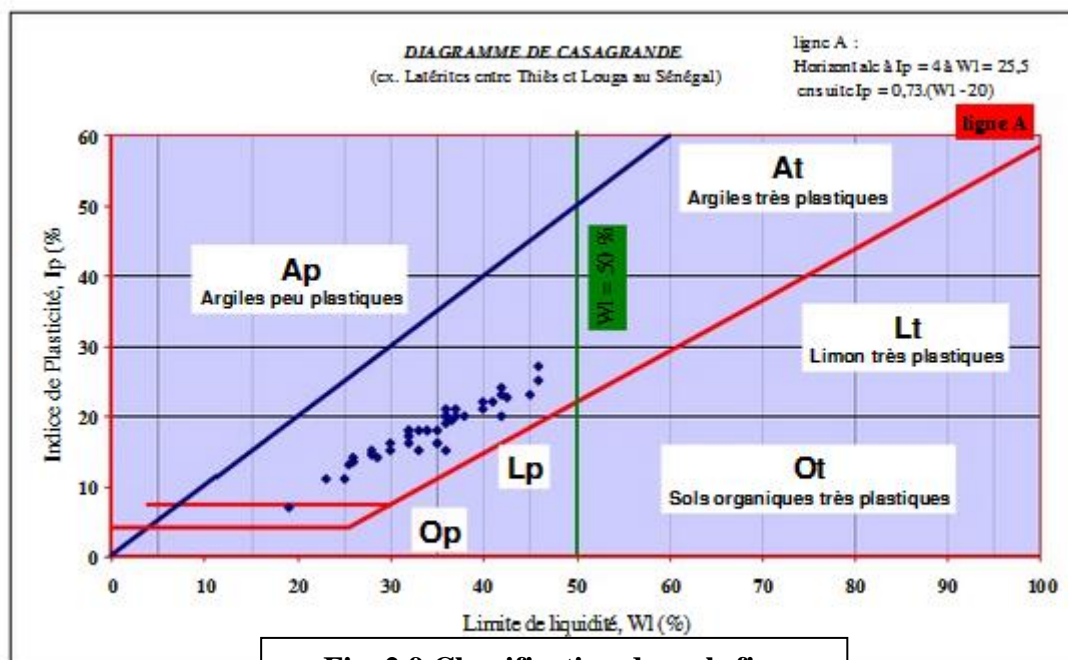
La détermination de la masse volumique totale  $\gamma$  se fait généralement à la balance hydrostatique sur les sols qui ont une cohésion suffisante,  $\gamma = m / V$ .

## 2.6 Classification des sols

La classification d'un sol consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaires par rapport à une application géotechnique particulière : géotechnique routière fondations, génie parasismique...

### 2.6.1 La classification géotechnique des sols des LPC

Elle est adaptée de la classification U.S.C.S (Etats-Unis) est donnée à titre indicatif, elle n'est pas normalisée et n'a pas d'application particulière. Elle est basée d'une part sur *l'analyse granulométrique* pour les *sols à matrice grossière* et d'autre part sur les *limites d'Atterberg* pour les *sols à matrice fine* ou pour la partie fine des sols grenus.



Définitions		Symboles L.P.C.	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 4$ et $1 < C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	Grave propre bien graduée
			Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
	Plus de 12% d'éléments < 80µm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Grave limoneuse
		GA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Grave argileuse
Sables	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $1 < C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	Sable propre bien gradué
			Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
	Plus de 12% d'éléments < 80µm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Sable limoneux
		SA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux

Si 5% d'éléments < 80µm < 12%, on utilise un double symbole

**Tableau 2.3 Classification des sols grenus en laboratoire (plus de 50% des éléments > 80µm)**

<p>[1] <math>n = \frac{V_v}{V} \cdot *</math></p> <p>[2] <math>n = \frac{e}{1 + e}</math></p> <p>[3] <math>n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}</math></p> <p>[4] <math>n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}</math></p>	<p>[5] <math>e = \frac{V_v}{V_s} \cdot *</math></p> <p>[6] <math>e = \frac{n}{1 - n}</math></p> <p>[7] <math>e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1</math></p> <p>[8] <math>e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}</math></p>	<p>[9] <math>w = \frac{W_w}{W_s} \cdot *</math></p> <p>[10] <math>w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}</math></p> <p>[11] <math>w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1</math></p> <p>[12] <math>w = S_r \cdot \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)</math></p>
<p>[13] <math>S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot *</math></p>	<p>[14] <math>S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}</math></p>	<p>[15] <math>S_r = \frac{w}{w_{sat}} \quad (\gamma_d \text{ constant})</math></p>
<p>[16] <math>\gamma = (1 + w) \cdot \gamma_d</math></p> <p>[19] <math>\gamma = \frac{1 + w}{1 + e} \cdot \gamma_s</math></p>	<p>[17] <math>\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w</math></p> <p>[20] <math>\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1 + e}</math></p>	<p>[18] <math>\gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w</math></p>
<p>[21] <math>\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}</math></p>	<p>[22] <math>\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s</math></p>	<p>[23] <math>\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \cdot *</math></p>
<p>[24] <math>\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}</math></p>	<p>[25] <math>\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n)</math></p>	<p>[26] <math>\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d</math></p>



## Chapitre 03 :            **COMPACTAGE DES SOLS**

### **3-1**    Introduction

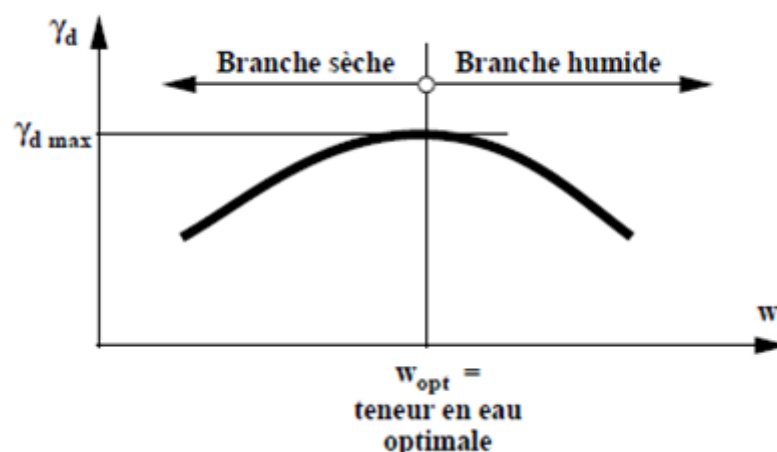
Le sol en place est probablement très compressible, très perméable et de faible consistance. Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation du sol c.à.d, l'amélioration des propriétés du sol en question.

La portance d'un sol est la caractéristique qui définit sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées. La portance dépend de la nature du sol, de son pourcentage d'eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa densité en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage. La portance du sol et sa teneur en eau optimum sont déterminés par l'essai Proctor.

### **3-2**    Définition

Lors de la construction de routes ou de voies de chemin de fer, de terrassements de sols, assises de chaussées, remblais et barrages, il est important d'assurer un compactage mécanique pour obtenir une densité élevée. Cette opération augmente la résistance au cisaillement, minimise la perméabilité et l'absorption d'eau et réduit le risque de tassement. De ce fait le compactage est défini comme étant l'accroissement de la valeur de la densité d'un matériau.

Si l'on fait varier la teneur en eau  $w$  d'un échantillon de sol et l'on représente graphiquement la variation du poids spécifique sec  $\gamma_d$  en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui représente un optimum appelé optimum Proctor. Lorsque la teneur en eau est élevée (partie droite de la courbe), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage, de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Par contre pour des teneurs en eau raisonnable, l'eau joue un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau (partie gauche de la courbe).



**Fig.3.1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.**

### 3-3 Facteurs d'influence

**3-3.1. Influence de la nature du sol :** De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques.

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau

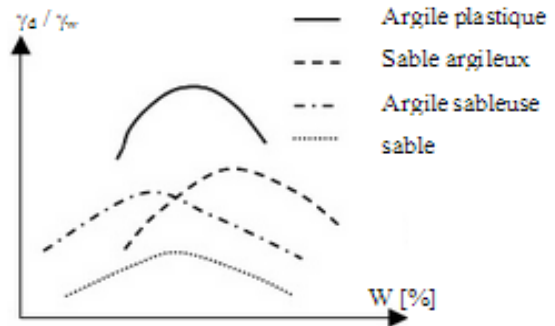
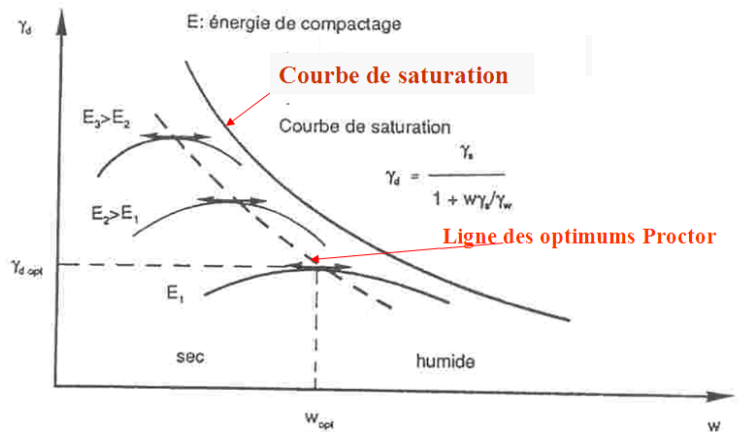


Fig. 3.2 : influence du type de sol

**Fig.3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor**

### 3-3.2. Influence de l'énergie de compactage

La figure ci-contre montre l'influence de l'énergie de compactage sur les courbes de l'essai Proctor. Pour un sol donné, si l'énergie augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues

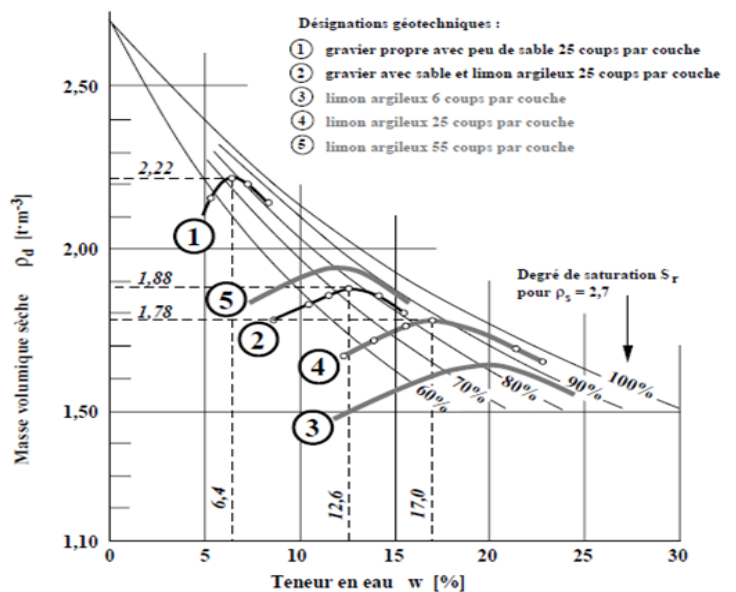


**Fig.3.3 : Influence de l'énergie de compactage**

### 3-3.3. Enveloppe des courbes de compactage

**" Courbe de saturation " :** Les courbes de compactage admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation, qui correspond à l'état saturé du sol. L'équation de cette courbe est :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}}$$



**Fig. 3.4 : Courbe de saturation**

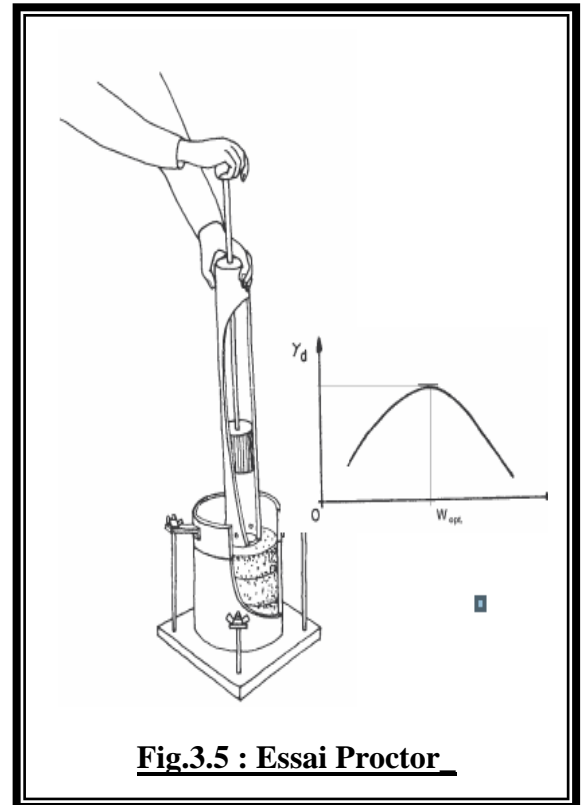
### 3-4 Essais de compactage au laboratoire ‘Essai Proctor’

**But :** L’essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L’essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l’aide d’une dame normalisée, selon un processus bien défini, l’échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L’essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d’une courbe ( $D_d, w$ ); on trace cette courbe qui représente un maximum dont l’abscisse est la teneur en eau optimale et l’ordonnée la densité sèche optimale (Fig.3.1).

On utilise pour ces essais deux types de moules de dimensions différentes :

- **Le moule Proctor** ( $\Phi$  moule=101,6 mm / H de sol=117 mm) lorsque le matériau est suffisamment fin (pas d’éléments supérieurs 5mm).
- **Le moule CBR** (California Bearing Ratio) pour des matériaux de dimensions supérieures à 5mm et inférieures à 20mm ( $\Phi$  moule = 152 mm / H de sol = 152 mm).



Avec chacun de ces moules, on peut effectuer (énergie normalisée de compactage choisie) respectueusement l’essai Proctor normal (pour Tx de compactage en bâtiment et/ou de barrage) et l’essai Proctor modifié (pour Tx de compactage routier essentiellement). Le tableau ci-dessous précise les conditions de chaque essai.

	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage Kj/dm <sup>3</sup>	
<b>Essai Proctor</b>	<i>Normal</i>	2,490	30,50	25 (moule Proctor)	3	0,59
				55 (moule CBR )	3	0,53
	<i>Modifié</i>	4,540	45,70	25 (moule Proctor)	5	2,71
				55 (moule CBR )	5	2,41

Tab. 1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié

## Chapitre 04 : **HYDRAULIQUE DES SOLS**

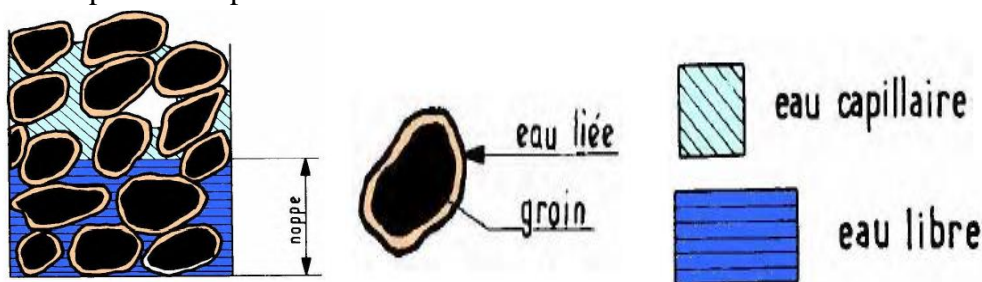
### 4-1 Définitions

**4-1.1 Nappes souterraines** : Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un gradient hydraulique apparaît, on parle alors de nappe souterraine. En particulier, on distingue :

- **Les terrains aquifères** dans lesquels l'eau circule avec des débits importants. Ils sont constitués de sols ou de roches perméables
- **Les terrains aquifuges** qui sont si peu perméables que les débits sont insignifiants. Ils se comportent donc comme des sols ou roches imperméables
- **Surface de la nappe**, surface de l'eau limitant la partie supérieure de la nappe
- **Nappe libre**, nappe où la pression interstitielle de l'eau au niveau de la surface est nulle
- **Nappe phréatique**, première nappe libre rencontrée depuis la surface. La surface de cette nappe s'appelle le **niveau phréatique**
- **Nappe artésienne** : Cette nappe est généralement prisonnière entre deux couches de sols imperméables.
- **Nappes artificielles**, ce sont des nappes créées par l'homme, telles celles qui existent à l'intérieur du corps d'un barrage en terre

**4-1.2 Différents Etats d'eau** : L'eau peut se présenter dans le sol sous plusieurs formes :

- **Eau de constitution** : Qui rentre dans la composition chimique des feuillets.
- **Eau adsorbée (eau liée)** : Qui constitue un film mince (50µm) autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et n'a pas vraiment les propriétés de l'eau, elle ne s'évacue qu'à des températures très élevées (<300°C). Elle joue le rôle d'une colle liaison entre les particules (efforts d'attraction).
- **L'Eau Interstitielle qui peut être soit L'Eau libre soit L'Eau capillaire**. L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains, l'eau capillaire est une partie de l'eau libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à 100°C.



**Fig.4.1 : Différents Etats de l'Eau dans les Sols**

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

## 4.2 Etude de l'écoulement de l'eau libre

### 4-2.1 Hydraulique des sols : L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne exclusivement :

L'eau libre des sols, Son écoulement en régime permanent, Et en supposant que le sol est complètement saturé ( $S_r = 1$ ). Par ailleurs, pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous admettrons les hypothèses suivantes :

- + L'eau interstitielle est incompressible, il en est de même pour les grains solides.
- + La masse d'eau interstitielle se conserve,

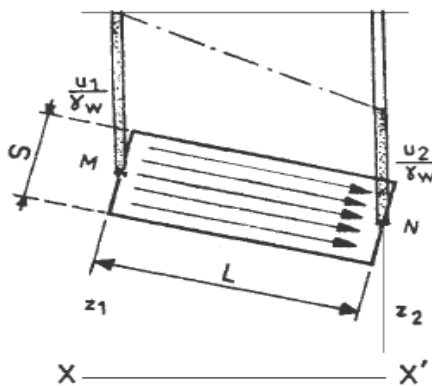
En effet si l'on considère un volume  $V$  de sol saturé, la quantité d'eau  $V_1$  qui rentre dans ce volume en un instant donné est égale au volume  $V_2$  qui en sort, si bien qu'à tout instant le volume d'eau contenu dans le sol est le même. C'est-à-dire :  $V_1 = V_2$



- + Les contraintes totales  $\sigma$  et effectives  $\sigma'$  ainsi que la pression de l'eau ( $u$ ) restent liées par la relation de TERZAGHI :  $\sigma = \sigma' + u$  et  $\tau = \tau'$

### 4-2.2 Propriété de l'eau libre : « Application des lois d'hydraulique »

➤ Exemple de sol saturé : Considérons un cylindre de sol de section  $S$  (fig.4.2) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N.



$U_M$  : Pression interstitielle au point M.

$Z_M$  : Cote altimétrique au point M.

$V$  : Vitesse de l'eau.

$L$  : Distance MN

$U_N$  : Pression interstitielle au point N.

$Z_N$  : Cote altimétrique au point N.

**Fig.4.2 : Ecoulement dans un tube**

**4-2.2.1. Vitesse de l'eau dans le sol** : Soit  $Q$  le débit à travers  $S$ . la vitesse apparente  $V$  de l'eau est par définition :  $V = \frac{Q}{S}$  Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface  $n \cdot S$  ( $n$  étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse moyenne  $V'$  par le rapport :  $V' = \frac{Q}{n \times S}$

### 4-2.2.2 La charge hydraulique

Dans l'étude de l'écoulement d'un fluide sous l'action de la pesanteur on appelle charge hydraulique en un point M, la quantité :

$$h_M = \frac{V^2}{2g} + \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M \quad \text{Avec : } \begin{cases} \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M \rightarrow \text{Energie - potentielle} \\ \frac{V^2}{2g} \rightarrow \text{Energie - cinétique} \end{cases}$$

Comme dans les sols, la vitesse de l'eau reste très faible (< 10cm/s), donc la quantité  $\frac{V^2}{2g}$  est négligeable.

Donc la formule précédente devient :  $h_M = \frac{U_M}{\gamma_w} + Z_M$

La charge hydraulique est mesurée en un point donné par l'altitude du niveau atteint par l'eau dans un tube piézométrique placé au point considéré par rapport au plan de référence.

**4-2.2.3 Perte de Charge :** Entre deux points M et N, Dh représente la variation de la charge hydraulique subie par l'eau lors de son mouvement de M vers N. C'est une perte d'énergie (perte de charge) :

$$\Delta h = (h_M - h_N)$$

**4-2.2.4 Gradient hydraulique :** On définit le gradient hydraulique i entre deux points M et N par le rapport :

$$i = \frac{h_M - h_N}{L} = \frac{\Delta h}{L}$$

Lorsque dans un écoulement le gradient hydraulique est le même en tout point, l'écoulement est dit uniforme

**4-2.2.5 Loi de Darcy :** Pour un sol donné, la vitesse « V » reste proportionnelle au gradient hydraulique

« i » selon la loi de DARCY :  $V = k \times i$ , **k** : représente le coefficient de perméabilité du sol qui varie en fonction de la nature du sol et qui peut être déterminé soit à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais en place et dépend essentiellement de la granulométrie du sol. Les valeurs sont très diverses suivant la nature du sol :

- ✓ gravier : de  $10^{-1}$  à  $10^2$  cm/s.
- ✓ sable : de  $10^{-3}$  à  $10^{-1}$  cm/s.
- ✓ argile : de  $10^{-11}$  à  $10^{-7}$  cm/s.
- ✓ roche à parement non fissurés : de  $10^{-10}$  à  $10^{-8}$  cm/s.

**i** : est le gradient hydraulique, c'est-à-dire la perte de charge par unité de longueur :  $i = \frac{dh}{dl}$

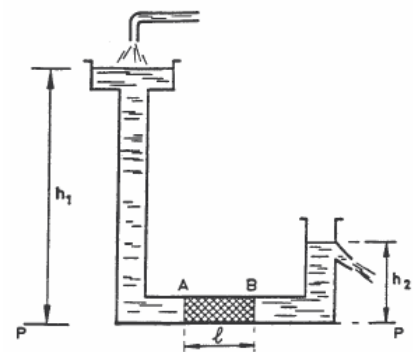
L'équation du débit à travers une section A de sol, s'écrit alors en fonction de i et k :  $Q = k \times i \times A$

### 4.3 Perméabilité du sol

#### 4.3.1 Coefficient de perméabilité :

Etudions l'écoulement de l'eau dans un tube horizontal comprenant un échantillon de sol AB. L'expérience montre que le débit Q d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

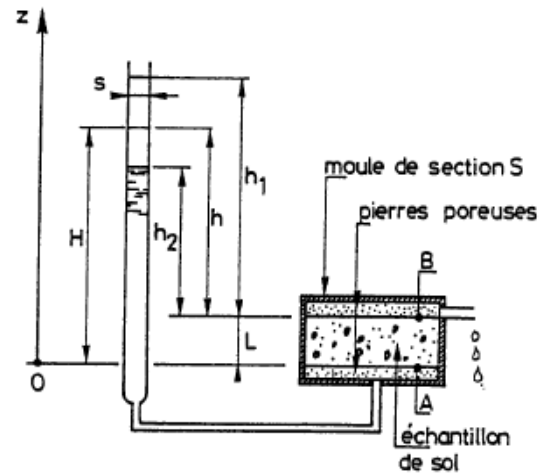
$$Q = K.S. \frac{h_1 - h_2}{L} = K.S. \frac{\Delta h}{L}$$



: Ecoulement de l'eau à travers l'échantillon AB

**4.3.2 Mesure de la perméabilité en laboratoire :** Le principe de la mesure consiste à relier le débit  $Q$  traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge  $h$  sous laquelle se produit l'écoulement. Suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on se ramène à travailler sous charge constante (perméabilités élevées,  $k > 10^{-5} \text{ m/s}$ , cas du sable) ou sous charge variable (faibles perméabilités  $k < 10^{-5} \text{ m/s}$ , cas de l'argile). Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un perméamètre.

**4.3.2.1 Perméabilité à charge variable :** Le sol à étudier est placé dans un moule fermé à ses deux extrémités par deux couvercles. Le couvercle supérieur permet l'évacuation de l'eau, le couvercle inférieur étant relié à un réservoir et un tube fin. Le moule est alors plein d'eau et relié au tube gradué. On constate que le niveau baisse dans le tube et on mesure le temps  $T$  qui s'écoule entre les niveaux  $h_1$  et  $h_2$ , ces deux niveaux étant repérés par rapport au niveau de l'ajutage de sortie. Si  $A$  est la section de l'échantillon et  $s$  celle du tube gradué, le débit  $Q$  sera égal à :  $Q = S.V$   
 A l'instant  $t = t_1$  la hauteur de l'eau dans le récipient est  $h_1$ .  
 A l'instant  $t = t_2$  la hauteur devient  $h_2$ .



Perméamètre à charge variable

On démontre dans ce cas que la perméabilité de l'échantillon est donnée par la relation :

$$k = 2,3 \times \frac{s}{A} \times \frac{L}{T} \times \log \frac{h_1}{h_2}$$

**4.3.2.2 Perméabilité à charge constante :**

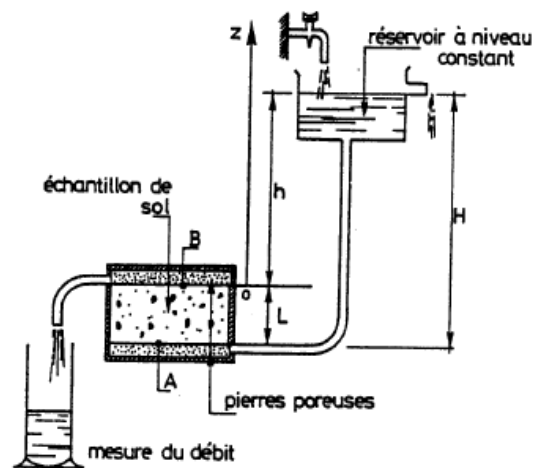
L'expérience montre que le débit  $q$  d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :  $q = V \times S = k \times S \times \frac{h}{L}$  D'où :

$$k = \frac{q}{S} \times \frac{L}{h} \quad \text{Avec : } q = \frac{Q}{t} \text{ et}$$

$S$  : section de l'échantillon.

$Q$  : volume d'eau recueilli pendant le temps  $t$ .

L'écoulement dans l'échantillon est uniforme



Perméamètre à charge constante

On conclusion, on dit que le coefficient de perméabilité  $k$  dépend de plusieurs facteurs, fonction des caractéristiques des grains composant le sol et en particulier : de leur forme, de leur grosseur, de leur assemblage, et de la température.

#### 4.4 Perméabilité des terrains stratifiés

De nombreux sols sédimentaires sont constitués par des couches superposées de granulométrie et donc de perméabilité variables. La perméabilité est parmi les propriétés des sols les plus sensibles à l'anisotropie. Soit un terrain stratifié d'épaisseur  $H$  constitué de  $n$  couches horizontales d'épaisseur  $H_i$  et de perméabilité  $k_i$ . On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit.

##### 4.4.1 Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (Fig.4-3-a)

Soit  $k_h$  le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène. En exprimant que:

- La perte de charge est la même pour toutes les couches (le gradient hydraulique  $i$  est donc aussi le même)

- Le débit total est la somme des débits de chaque couche on démontre que l'on a :  $k_h = \frac{1}{H} \times \sum_{i=1}^{i=n} k_i \times H_i$

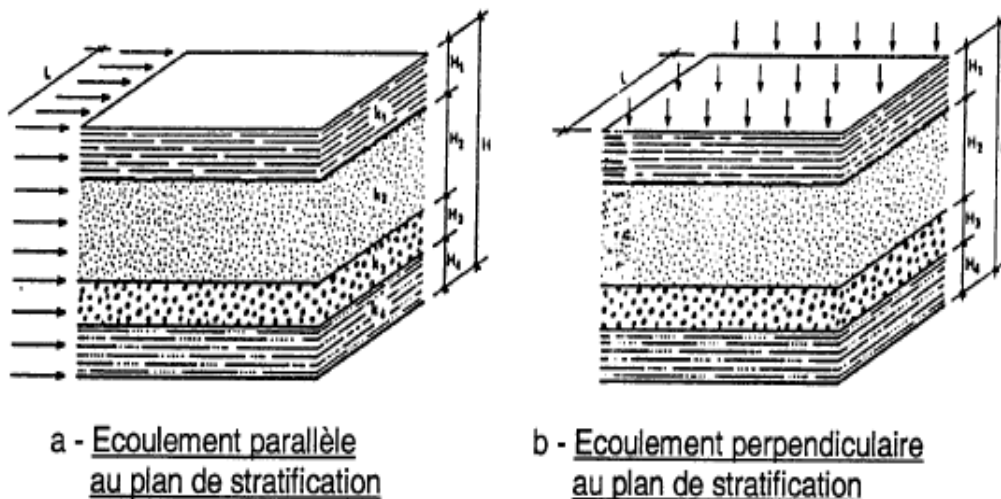
##### 4.4.2 Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (Fig.4-3-b)

Soit  $k_v$  le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène. En exprimant que:

- La perte de charge totale est la somme des pertes de charge de chaque couche.

- Le débit est le même pour toutes les couches (la vitesse de décharge  $V$  est donc aussi la même)

On démontre que l'on a :  $\frac{1}{k_v} = \frac{1}{H} \times \sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i} \Rightarrow k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i}}$



**Figure : 4-3**

**Remarque:** La perméabilité du terrain fictif homogène est beaucoup plus élevée dans le sens des couches que dans le sens perpendiculaire aux couches. Dans le cas d'un terrain constitué de deux couches on peut facilement démontrer que  $(k_h / k_v) > 1$  dans les terrains stratifiés la perméabilité est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement.



## Chapitre 05 : **CONSOLIDATION ET TASSEMENT**

### 5-1 Généralité et Définitions

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.

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.

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.

### 5-2 Principes généraux

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.

#### ➤ **Deuxième étape : Calcul des déformations**

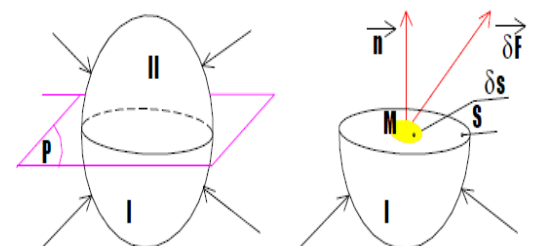
Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai Oedométrique) et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai Pressiométrique).

### 5-2-1 Notions de Contraintes

#### 5-2-1.1 Contrainte totale

Soit un massif de sol fin saturé, homogène et isotrope. Si on considère le sol de manière globale on peut assimiler le sol à un milieu continu et étudier les contraintes qui s'exercent sur une facette donnée en un point donné de ce massif.

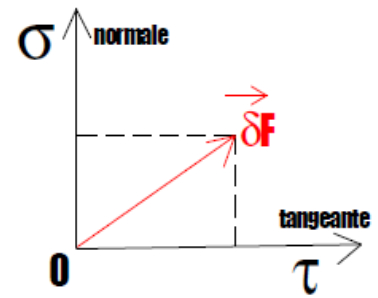
Soit un massif à la surface duquel s'exercent des forces. En coupant ce massif par un plan fictif (P), l'élément de surface « $\delta S$ », autour du point « $M$ » sur la surface « $S$ », est soumis à une force  $\delta F$  (fig 5.1).



**Fig 5-1 : Contrainte dans un milieu**

La contrainte au point « M » est le vecteur  $\vec{f} = \frac{\delta \vec{F}}{\delta S}$ , Cette contrainte se décompose en une contrainte normale  $\sigma$  et une contrainte tangentielle  $\tau$  d'où :  $\vec{f} = \sigma \vec{n} + \tau \vec{t}$

Avec :  $\vec{n}$  vecteur unitaire normal sortant et  $\vec{t}$  vecteur unitaire tangent. En mécanique des sols, pour déterminer l'état de contraintes autour d'un point « M » dans le sol, il suffit de connaître les composantes des forces s'exerçant sur les faces d'un parallélépipède centré autour du point « M » et dont les arêtes sont parallèles aux axes Ox, Oy, Oz.



L'état de contraintes au point M est défini par une matrice symétrique appelée tenseur de contraintes :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Parmi les facettes autour du point M, il existe 3 plans privilégiés pour les quels la contrainte tangentielle est nulle ( $\tau = 0$ ). Ces 3 plans sont appelés **plans principaux**.

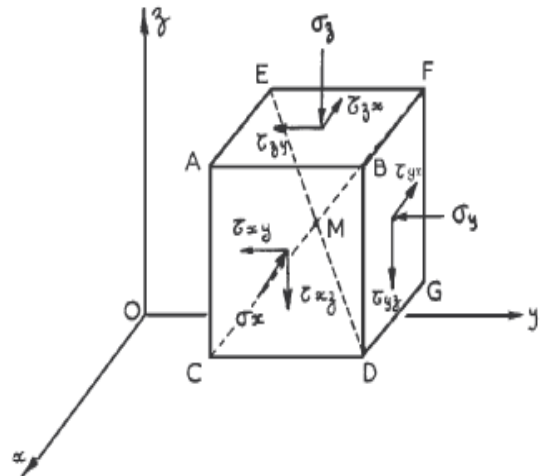
Leurs directions normales, **directions principales** et les contraintes correspondantes, **contraintes principales**, notées :

- $\sigma_1$**  : Contrainte principale majeure.
- $\sigma_2$**  : Contrainte principale intermédiaire.
- $\sigma_3$**  : Contrainte principale mineure.

Avec :  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ .

En d'autres termes, en prenant ces trois directions dites principales, comme repère, le tenseur des contraintes

devient diagonal :  $\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$



### 5-2-1.2 Contrainte effective 'postulat de Terzaghi'

L'idée de séparer les contrainte pour chaque phase revient à Terzaghi qui a postulé l'existence d'un nouveau tenseur des contraintes le tenseur des contraintes effectives qui gouverne le comportement du squelette granulaire seul. Notation:

- Composante de la contrainte totale :  $\sigma, \tau$ .
- Composantes de la contraint effective:  $\sigma', \tau'$ .

Contraintes effectives et contrainte totales sont liées par les relations :

$$\begin{cases} \sigma_v = \sigma'_v + u \\ \tau = \tau' \end{cases}$$

Où :  $\sigma$  (respectivement  $\tau$ ) est la contrainte totale normale (respectivement tangentielle).

$\sigma'$  (respectivement  $\tau'$ ) est la contrainte effective normale (respectivement tangentielle).

$u$  est la pression interstitielle du fluide ( $u = \gamma_w \times h_w$ ).  $\sigma'$  ne peut être mesurée mais seulement calculée.

Dans les sols secs les contraintes effectives sont identiques aux contraintes totales.

➤ **Contraintes dues au poids propre du sol :**

Le poids du sol augmente avec la profondeur, réparti sur une unité de surface horizontale à une profondeur donnée, il correspond à la pression ou contrainte due au poids propre.

Pour un sol de poids volumique  $\gamma$  (en  $\text{kN/m}^3$ ), et à une profondeur  $z$  (en m), la contrainte verticale est :  $\sigma_v = \gamma_z \times z$

Le poids volumique intervenant dans le calcul de la contrainte est :  $\gamma_d$ . Dans le cas d'un sol stratifié en plusieurs couches de différents

poids volumiques et différentes hauteurs:  $\sigma_v = \sum \gamma_{di} \times d_i$

➤ **Cas d'un sol saturé :** Noyé dans l'eau interstitielle, l'élément de sol est allégé d'un poids équivalent au poids volumique de l'eau multiplié par son propre volume. Ainsi la contrainte totale sera ( $\sigma_v$ ) supportée par le squelette solide et l'eau. D'après la loi de Terzaghi :  $\sigma_v = \sigma'_v + u$  et

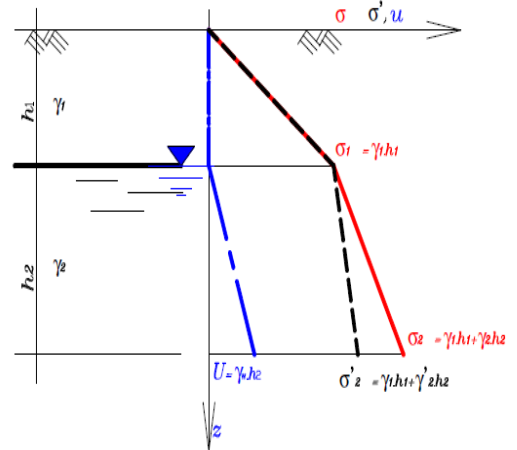
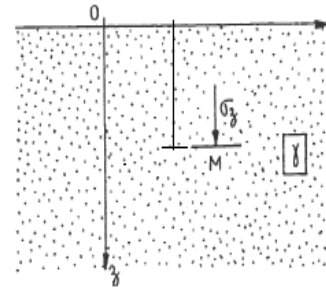
$\tau = \tau'$  Avec :  $u$ : pression interstitielle,  $u = \gamma_w * h_w$

$\sigma'_v$  : contrainte effective transmise au squelette solide.

**NB :** Le poids volumique intervenant dans le calcul de la contrainte totale est  $\sigma_{sat}$ .  $\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma' * z$

( $\gamma'$ : poids volumique déjaugé).

**Exemple :** Traçons les diagrammes de variation de  $\sigma_v$ ,  $\sigma'_v$  et  $u$  en fonction de la profondeur



**Fig 5-2 Diagrammes de Variation des Contraintes Totales, Effectives et Interstitielles en fonction de la Profondeur.**

**5-2-1.3 Relation entre Contraintes verticales et Contraintes horizontale :**

Contrairement au milieu liquide, les contraintes dans le sol ne sont pas égales dans toutes les directions. Les contraintes dans un sol sont exprimées par :  $\sigma_H = K \times \sigma_v$

$K$  : coefficient des pressions de terres. On a

$K = 0 \rightarrow \sigma_H = 0$

$K = 1 \rightarrow \sigma_H = \sigma_v \rightarrow$  Milieu isotrope

$0 \leq K \leq 1 \rightarrow \sigma_H < \sigma_v$

$1 \leq K \leq \infty \rightarrow \sigma_H > \sigma_v$

Si on exprime les contraintes en terme de contraintes effectives nous aurons :  $\sigma'_H = K_0 \times \sigma'_v$

$K_0$  représente un facteur très important comme sous le nom de coefficient de pression latérale des terres au repos, pour une même couche de sol ayant la même densité  $K_0$  reste invariable.

### 5-2-2 Notions de Déformations

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 : 
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_y & \varepsilon_{zy} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix}$$

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.

### 5-2-3 Relations contraintes – déformations

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  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$ . 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

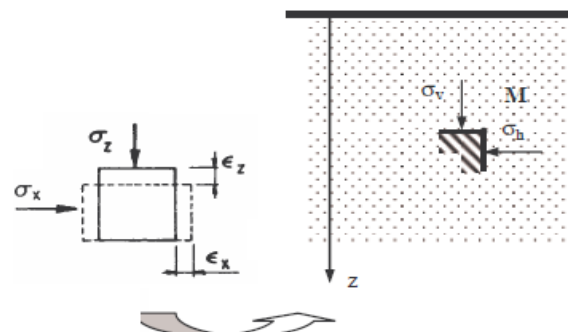
Il existe par ailleurs une grandeur  $\nu$  appelée

Coefficient de Poisson, tel que :  $\varepsilon_h = \nu \varepsilon_v$

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

$E'$  : a la dimension d'une contrainte.

$\nu$ : sans dimension toujours compris entre [0, 0,5]



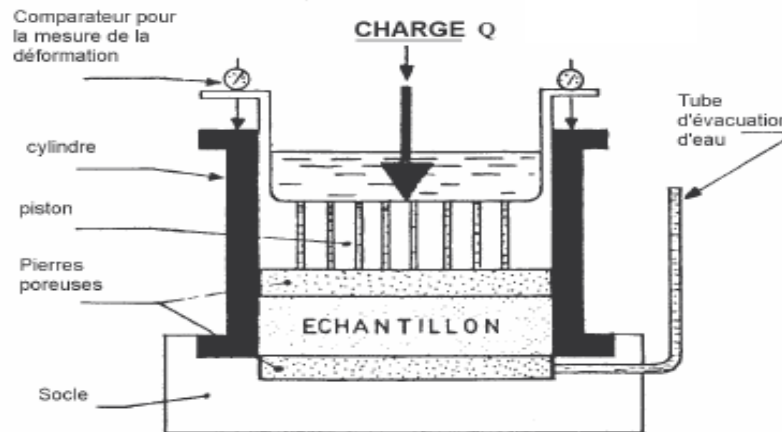
**Fig (5-3) : Déformation d'un Echantillon de sol**

### 5-2-4 Tassements des sols saturés « Phénomène de Consolidation »:

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

- Détermination en laboratoire du tassement relatif d'un échantillon "intact" du sol :  $\Delta h/h$  ( $h$  : hauteur,  $\Delta h$  : tassement). Le tassement relatif du sol étant supposé identique à celui de l'échantillon.
- Détermination d'un module de déformation par un essai de chargement en place : essai pressiométrique.
- Applications de formule empiriques, à partir de certains essais en place : essai de chargement à la plaque, pénétromètre.

**5-2-4-1 Essai de Compressibilité à l'Odomètre :** 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  $\varnothing$  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 afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. On applique sur le piston une charge croissante et on observe les déformations.

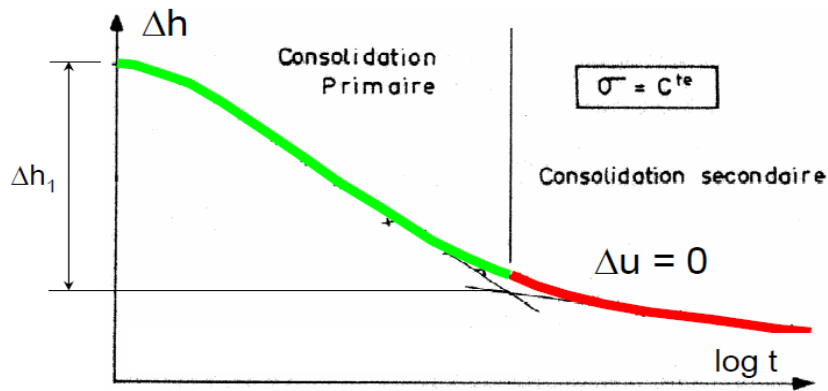


**Fig.5.4 Odomètre de Terzaghi**

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.
- **Courbe de compressibilité** : qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée.

**Consolidation Primaire et 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 squelette solide. L'expérience montre que le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle consolidation secondaire. 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.

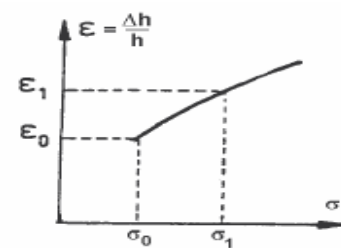


**Fig.5.5. Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps**

**5-2-4-2 Caractéristique de la compressibilité :**

**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  $\sigma$ .



**Fig.5.6 Courbe de Compressibilité**

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.

**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 :  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$  et  $e$  sont le tassement et l'indice des vides à l'instant « t ».

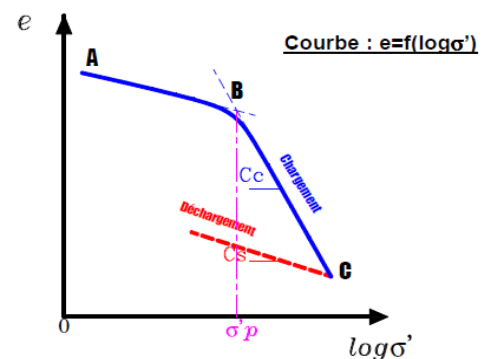
Pour plus de commodité, on préfère, dans la pratique, utiliser une courbe donnant plutôt la variation de l'indice des vides  $e$  en fonction de  $\text{Log}(\sigma')$  ( $\sigma$  pour l'essai,  $\sigma'$  dans la réalité). **A noter :**  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$

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  $(\text{log}(\sigma), e)$  est appelée indice de compression  $C_c$ .

**3- Contrainte de consolidation  $\sigma_c$  :** La courbe de chargement présente en général deux branches d'inclinaison différente (AB et BC) (fig.5-7). 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.

L'essai Oedométrique permet de définir :



**Fig 5.7 : Courbe Œdométrique**

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

- 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 :  $\frac{\Delta\sigma}{E'} = - \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{C_c}{1+e} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma}\right)$  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  $\sigma$   $\log$  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 :  $C_c = 0,09(W_L - 10)$

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

✓ Degré de Consolidation et Coefficient de Consolidation: Soient :

$S_\infty$  : Le tassement primaire final.  $S_0$  : Le tassement obtenu au bout d'un temps « t ».

Le Degré de Consolidation  $U$  est donné par la relation :  $U (\%) = \frac{S_0}{S_\infty} \times 100$

Le tassement à un temps donné  $S(t)$  est calculé en fonction du tassement final  $S_\infty$ , à partir de la formule suivante :  $S(t) = U \cdot S_\infty$  **Exp** : 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

«  $T_v$  » fonction du temps,  $C_v$  et des conditions de drainage :  $T_v = \frac{C_v}{h^2} \times t$

$h$  : épaisseur de l'échantillon.

$t$  : 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.

$\gamma_w$  : 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

