

## II.1) Introduction

Les milieux granulaires sont des substances très diverses constituées d'une collection de particules de taille supérieure à **100  $\mu\text{m}$** . Ce milieu constitué d'éléments multiples se caractérise par des comportements particuliers. Les milieux granulaires sont présents en grande quantité dans la nature. Les dunes de sable, les rides, les tas de sable, les granulats des bétons armés ou bitumineux et les ballastes des voies ferrées sont des structures granulaires naturelles.

En effet, il existe un grand écart entre les propriétés à grande échelle du matériau et les propriétés individuelles des grains. Sa structure est généralement formée d'un squelette constitué des grosses particules dont les pores contiennent les petites particules. Il ne possède pas de liaison chimique, donc pas de cohésion. Un amas de ce matériau tient uniquement sous l'effet des forces de contact inter granulaires.

Ce type de matériau est omniprésent dans plusieurs domaines tels que :

- L'extraction minière (Extraction, transport, broyage, Tamisage des minerais, ...),
- Le bâtiment et le génie civil (béton, ballast des chemins de fer, remblai dans les ouvrages en terre, Barrages et digues. . .),

## II.2) Caractéristiques d'un milieu granulaire

### II.2.1) Caractéristiques physiques

Les propriétés macroscopiques d'un milieu granulaire sont fortement liées aux caractéristiques de ses particules parmi lesquelles :

- La nature des particules (silice, sucre, métal, etc.) ;
- La géométrie des particules (sphères, sphéroides, polyèdres, grains concassés) ;
- Leurs dimensions (les grosses particules forment un cône plus plat) ;
- La distribution granulométrique des grains ;
- Leur masse volumique et teneur en eau du sol.

Les propriétés des grains et du milieu continu équivalent sont fortement dépendantes, la densité peut par exemple être influencée par la morphologie des grains ou leur distribution granulométrique.

#### II.2.1.1) La forme des grains

Les critères utilisés pour caractériser la morphologie des grains sont basés sur leur arrondissement et sphéricité. Cette notion d'arrondi et de la sphéricité a été introduite pour caractériser des particules de quartz. Comme indiqué par le [tableau \(II.1\)](#) et exposé sur la [figure \(II.1\)](#), un arrondi proche de un indique que la surface de la particule présente des rayons de courbure relativement grands et un arrondi proche de zéro indique des angulosités très élevées.

Tableau II.1- Échelle des arrondis Powers (1953)

Termes	Intervalle d'arrondi	Arrondi moyen
Très Anguleux	0.12 – 0.17	0.14
Anguleux	0.17 – 0.25	0.21
Peu Anguleux	0.25 – 0.35	0.30
Peu Arrondi	0.35 – 0.49	0.41
Arrondi	0.49 – 0.70	0.59
Bien Arrondi	0.70 – 1.00	0.84

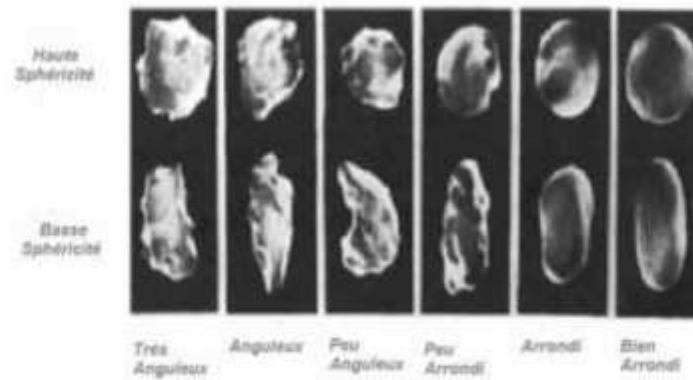


Figure II.1: Simplification de Powers permettant d'évaluer l'arrondi de grains

En mécanique des sols, la description des particules est limitée à l'échelle d'observation à l'aide des dispositifs optiques. À cette échelle, on peut résumer la forme des particules en termes de sphéricité et d'arrondi par opposition à l'angularité.

### II.2.1.2) La distribution granulométrique

En géotechnique, un échantillon de sol peut être défini par sa distribution granulométrique. La distribution granulométrique renseigne sur les tailles de particules mises en jeu ainsi que sur les proportions en masse de chaque taille de particules présente dans les matériaux granulaires naturels. Dans l'ingénierie civile, la présence des particules de tailles différentes, et souvent à des proportions différentes, joue un rôle important dans le comportement mécanique des milieux granulaires.

Le comportement macroscopique étant dépendant du réseau de contacts qui s'établit entre les grains, une modification de l'arrangement de ces derniers modifie également les caractéristiques, autant locales que macroscopiques, d'un milieu granulaire. La figure (II.2) montre des courbes granulométriques des sols granulaires. On peut définir :

- Coefficient d'uniformité  $C_u = d_{60} / d_{10}$  : permet de caractériser l'étalement de la courbe granulométrique. Ainsi, une granulométrie est dite **étalée** lorsque son Coefficient d'uniformité  $C_u > 3$  et **serrée** si  $C_u < 3$
- Coefficient de courbure  $C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$  : il renseigne sur la forme de la courbe granulométrique. Par exemple, lorsque  $C_u > 3$  pour un sable, alors  $1 < C_c < 3$  permet d'avoir une granulométrie **bien étalée**.

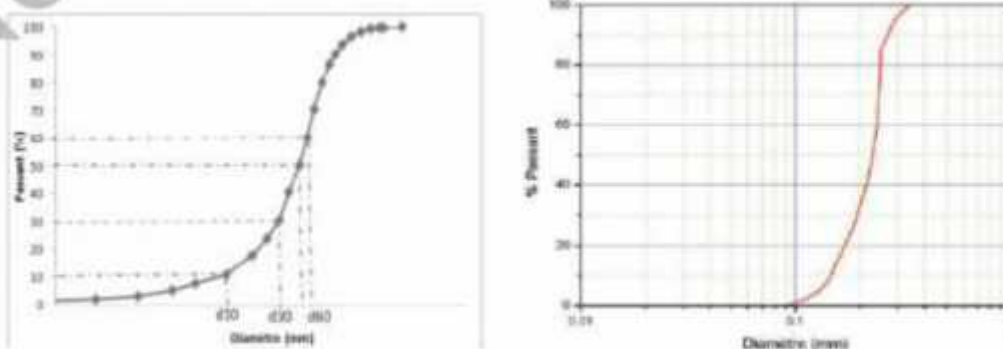


Figure II.2: Courbes granulométriques des sols granulaires



Cette classification ainsi que beaucoup d'autres (ASTM, AASHTO, MIT) existent dans la littérature et distinguent deux types de sol qui sont les sols granulaires et les sols fins. Dans les sols granulaires, les particules interagissent par contact frottant, capillarité, cimentation... et dans les sols fins, des interactions de cohésion peuvent apparaître.

Tableau II.2- Classification élémentaire des sols

Sols fins		Sols granulaires			
Argiles	Limons	Sables fins	Gros sables	Graviers	Cailloux
2 $\mu\text{m}$	20 $\mu\text{m}$	0,2 mm	2 mm	20 mm	Diamètre des grains

### II.2.1.3) La densité d'un milieu granulaire

La densité relative d'un sol peut être définie par plusieurs grandeurs dont la compacité ; la porosité et l'indice des vides. Elle traduit la distribution quantitative des vides dans le sol. En considérant un échantillon de sol dont le volume total est  $V_t$ , le volume des particules solides  $V_s$  et celui des pores  $V_v$  on peut écrire :

$$\text{Porosité} - n = \frac{V_v}{V_t} ; \quad \text{Indice des vides} - e = \frac{V_v}{V_s} ; \quad \text{Compacité} - C = \frac{V_s}{V_t}$$

La porosité  $n$ , étant le complémentaire à 1 de la compacité, on peut définir les relations suivantes :

$$e = \frac{n}{1-n} ; \quad n = \frac{e}{1+e} ; \quad e = \frac{1-C}{C} ; \quad n = e.C$$

Afin de juger de la compacité d'un sol pulvérulent on utilise la notion de densité relative définie par un coefficient  $D_R$  ou  $I_D$  donné par la formule suivante :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$e_{\max}$  : la déformation maximale du sol.  
 $e$  : la déformation du sol à un instant donné  $t$ .  
 $e_{\min}$  : la déformation minimale.

Si la valeur de  $I_D$  est faible alors le sol est dit « lâche » et est donc compressible. Autrement le sol est dit « dense » et est très peu compressible. En conclusion on peut dire que pour un sol granulaire, la compressibilité de celui-ci n'est due qu'à l'arrangement et à la déformation des grains.

### II.3) Généralités sur les écoulements dans les milieux poreux

L'eau peut exister sous trois différents états dans un milieu poreux :

- L'eau libre qui se déplace par gravité ;
- L'eau liée capillaire qui est retenue dans les interstices par les forces de capillarité ;
- L'eau liée adsorbée entoure les grains sous la forme d'une couche de molécules.

Dans un volume fini de sol donné, la quantité d'eau est estimée par les grandeurs suivantes : les teneurs en eau massique  $w$ , volumique  $\theta$  et le degré de saturation  $S_r$ . Les relations suivantes sont généralement utilisées:

$$w = \frac{M_w}{M_s} ; \quad \theta = \frac{V_v}{V_s} ; \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} ; \quad \theta = S_r.e$$

### II.3.1) Le milieu granulaire non saturé

La variation de la teneur en eau et du degré de saturation détermine l'état mécanique et hydrique d'un sol. Ainsi, un sol non saturé est un milieu triphasique composé d'un squelette solide, de l'eau et de l'air. L'interaction solide-eau-air complice le comportement mécanique et hydrique de ces matériaux et rend leur étude complexe. En fonction du degré de saturation (Figure II.3 et II.4), un milieu poreux prend l'une des formes suivantes :

- L'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée : c'est le cas des sols non saturés avec un faible degré de saturation ( **$S_r = 0$  à 25%**). L'eau mouille la surface des particules en les entourant, elle ne se déplace que lentement ;
- L'eau et l'air peuvent se déplacer librement ( **$S_r = 25$  à 80%**) : les deux phases sont continues. Il s'établit un profil d'équilibre de la pression de l'air et de la teneur en eau ;
- L'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement : c'est le cas d'un sol presque saturé ( **$S_r = 80$  à 100%**). L'eau constitue une phase continue et se déplace sous l'effet de la gravité.

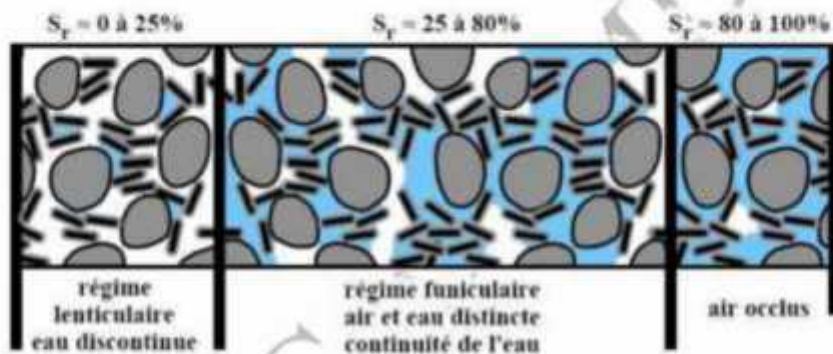


Figure II.3- Diverses formes de l'eau dans le sol (Dysli, 1997)

On peut noter que la perméabilité à l'eau de sol est fortement influencé par le degré de saturation (Figure - II.4), ce paramètre diminue environ de 50% pour une réduction de degré de saturation de 10% soit  $S_r = 90\%$ , puis il continue de diminuer jusqu'à il devient pratiquement nul pour un degré de saturation autour de 20 %. Contrairement la perméabilité à l'air et inversement proportionnelle au degré de saturation.

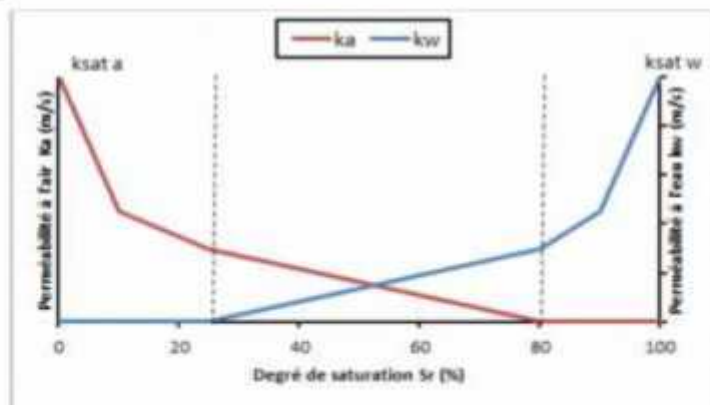


Figure II.4- Variation de la perméabilité à l'eau et à l'air dans un sol en fonction du degré de saturation



### II.3.2) Écoulement d'un fluide dans un milieu poreux

Un sol saturé comporte deux phases, l'une solide et l'autre liquide. De nombreuses équations ont été établies pour modéliser les écoulements de fluide en milieu poreux dont entre autre l'équation de Darcy, l'équation de Stokes et l'équation de Navier- Stokes.

#### II.3.2.1) Écoulement de Darcy

Darcy (1856), en se basant sur des observations expérimentales d'écoulement dans une colonne de sable. Il a mesuré la perte de charge en fonction du débit et a déduit une relation empirique communément célèbre sous le nom de loi de Darcy :  $\Delta h = QL/kA$

$\Delta h$ : Perte de charge de l'écoulement (en m)

$Q$ : Le débit volumique du fluide (en  $m^3.s^{-1}$ )

$L$ : Longueur de l'écoulement (en m)

$A$ : La section de l'écoulement (en  $m^2$ )

$k$ : La conductivité hydraulique (m/s) liée à la perméabilité intrinsèque du milieu poreux  $K$  par la relation :  $K = k\mu/\rho g$  (Dans cette relation,  $\rho$  est la masse volumique du fluide,  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide et  $g$  est l'accélération de la pesanteur).

La vitesse de Darcy  $v = \frac{Q}{A} = k \frac{\Delta h}{L} = ki$  est une vitesse qui considère toute la section du milieu traversé par l'écoulement,  $i = \frac{\Delta h}{L}$  c'est le gradient hydraulique. Lorsque dans un écoulement le gradient hydraulique est nul en tout point, la charge hydraulique est dite uniforme, et l'eau interstitielle est en équilibre hydrostatique. La perméabilité varie beaucoup avec la nature du terrain. Le tableau ci-après donne les intervalles de valeurs correspondant aux perméabilités du sol à l'état saturé.

Tableau II.3- Coefficient de perméabilités de différents types de sol

Type de sol	Coefficient de perméabilité (m/s)	Perméabilité
Graves	$10^{-3} < k < 1$	Très élevée
Sables	$10^{-5} < k < 10^{-3}$	Assez élevée
Limons et Sables Argileux	$10^{-9} < k < 10^{-5}$	Faible
Argiles	$10^{-13} < k < 10^{-9}$	Pratiquement imperméable

#### Remarques :

Dans le cas d'un sable à granulométrie serrée ( $c_u = (d_{60}/d_{10}) < 2$ ), on peut obtenir une estimation du coefficient de perméabilité à l'aide de la relation empirique de Hazen :  $k = 125.D_{10}^2$  où  $k$  est exprimée en m/s et  $D_{10}$  est exprimé en mm.

La loi de Darcy constitue le fondement de l'hydraulique souterraine malgré que les chercheurs, la considèrent comme très influencée par : la viscosité et densité du fluide, la vitesse d'écoulement, la taille des pores, la perte de charge et la longueur d'écoulement. Cette loi s'applique pour une large gamme d'écoulement dans les sols, Lorsque la loi de Darcy s'applique, le nombre de Reynolds  $Re$  est compris entre 1 et 10. Nous sommes en présence d'un écoulement dit laminaire et qui correspond au début d'un écoulement transitoire dans un milieu poreux.

### II.3.2.2) Mesure de la perméabilité du milieu granulaire

Le principe de mesure consiste à relier le débit  $q = Q / t$  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 sera amené à travailler sous charge constante (perméabilités élevées  $\Leftrightarrow k > 10^{-5} \text{ m/s}$ ).

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, on a, en prenant le plan de référence au niveau de sortie de l'eau (*Figure II.5*) :

$$\text{- En A : } h_A = \frac{U_A}{\gamma_w} + z_A = H - L = h$$

$$\text{- En B : } h_B = \frac{U_B}{\gamma_w} + z_B = 0$$

- perte de charge entre A et B :  $h_A - h_B = h$  ;
- gradient hydraulique :  $i = h / L$  ;
- débit traversant l'échantillon.

$$q = v.S = k.i.S = k \cdot \frac{h}{L} . S$$

$$\text{D'où : } k = \frac{q}{S} \cdot \frac{L}{h}$$

avec  $q = Q/t$  et  $S$  section de l'échantillon.

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

L'écoulement dans l'échantillon est uniforme.

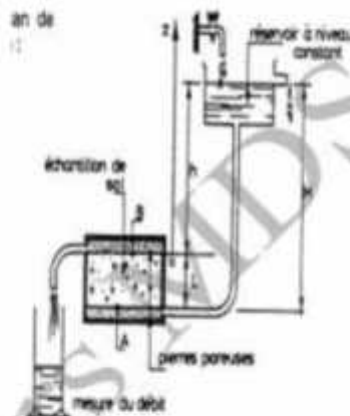


Figure II.5 - Perméamétrie à charge constante

### II.3.2.3) Équation de Darcy généralisée

La loi de Darcy a été établie à partir d'une expérience effectuée dans un milieu isotrope et dans le cas d'un écoulement unidirectionnel en moyenne (vertical). Si le milieu n'est pas isotrope et surtout si l'écoulement n'est pas unidirectionnel, cette loi peut être généralisée aux autres directions de l'espace. Ainsi, en considérant :  $V = k \cdot \nabla h$ , la vitesse effective avec des composantes  $v_x, v_y, v_z$  correspondant aux coordonnées cartésiennes  $x, y$  et  $z$ , et  $\nabla h$  est le gradient hydraulique dont les composantes sont  $i_x = \partial h / \partial x$ ,  $i_y = \partial h / \partial y$ ,  $i_z = \partial h / \partial z$ .

La charge totale  $h$  découle de la pression potentielle  $p/\gamma_w$ , de l'élévation  $z$  et de l'énergie cinétique  $v^2/2g$ . Où  $z$  est la charge d'élévation par rapport à un niveau de référence fixe,  $p$  est la pression de l'eau,  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau et  $g$  est l'accélération de la pesanteur.

Toutefois, pour un milieu poreux, la vitesse du fluide est généralement faible et les changements dans le niveau piézométrique sont beaucoup plus importantes que la fraction de l'énergie cinétique; donc la contribution de cette dernière est généralement négligée conduisant à  $\nabla h \approx (\nabla P/\gamma_w + \nabla z)$ . L'équation de la vitesse effective peut alors être reformulée en termes d'élévation  $z$  et de pression de l'eau  $p$  comme suit:

$$V = k \left( \frac{\nabla P}{\gamma_w} + \nabla z \right) = \frac{k}{\rho_w g} (\nabla P + \rho_w g \nabla z)$$



## II.4) Comportement mécaniques

La construction des ouvrages Génie Civil nécessite une bonne connaissance de la rhéologie des sols. Cela a conduit à un développement spectaculaire de la mécanique des sols depuis 18<sup>ème</sup> siècle. Dans cette discipline, la connaissance des caractéristiques des sols est rendue possible grâce à des observations des sols, des essais in situ ou travers des essais au laboratoire.

Généralement pour des milieux granulaires (sols sableux ou graveleux), en principe, il n'existe pas de cohésion si le sol est sec ou totalement saturé. Hors le cas de sollicitations très rapides (*du type tremblement de terre, battage de pieux ou des palplanches*), le comportement de ces sols sera toujours considéré du type drainé à cause de leur perméabilité élevée. Leur comportement mécanique est fortement lié à sa compacité relative.

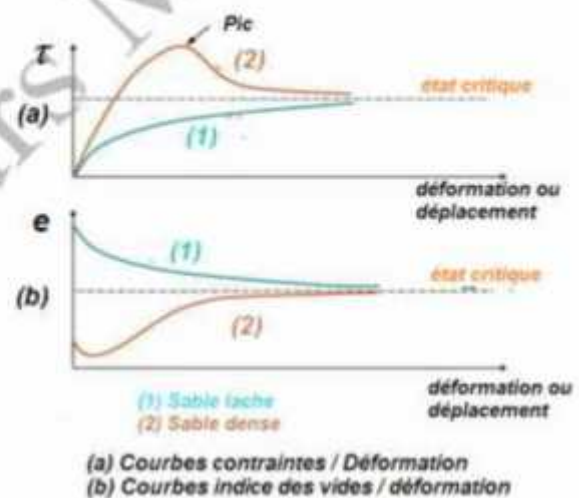
Les essais au laboratoire se réalisent dans des conditions de drainage, déformation et chargement facile à maîtriser et offrent une large possibilité d'analyser des lois de comportement des sols. Parmi ces essais, on trouve l'essai de cisaillements directs et l'essai à l'appareil triaxial.

### II.4.1) Résultat d'un essai de cisaillement direct

La figure (II.6) présente deux graphes pour les résultats obtenus classiquement sur des sols sableux:

- Contrainte de cisaillement-déformation : **(a)**;
  - Variation de volume-déformation : **(b)**.
- On distingue deux cas : sol lâche courbes **(1)** et sol dense (compact) courbes **(2)**.

Figure II.6- Courbes caractéristiques d'un essai de cisaillement directe sur des échantillons de sables



Dans le cas d'un **sol lâche** (courbes -1), la courbe contrainte-déformation croît constamment au cours de l'essai et tend vers une limite. Parallèlement sur la courbe variation de volume-déformation on constate une diminution de volume. Les grains du sol se rapprochent les uns des autres et l'indice des vides diminue : on parle d'un **comportement contractant**.

A l'inverse, dans le cas d'un **sol dense** (courbes -2), la courbe contrainte-déformation passe par un pic puis décroît et tend vers la même limite de résistance que celle du sol lâche. Si l'on suit l'essai dans une graphique variation de volume-déformation, on constate tout d'abord une légère diminution de volume puis celui-ci augmente par désenchevêtrement des grains, on définit un **comportement dilatant**. L'indice des vides final à la rupture est le même que celui de l'essai précédent, il est lié à la contrainte normale initiale appliquée.

Entre ces deux types de comportement qui dépendent de la contrainte normale appliquée, on aperçoit **un état critique** où le cisaillement se produit à volume constant. Ceci permet de définir deux angles de frottement différents:

- un angle de frottement au pic (sable dense) ;
- un angle de frottement critique (commun aux deux cas).

Les paramètres de nature d'un sol pulvérulent interviennent dans la valeur de l'angle de frottement. La compacité du sol est le paramètre prépondérant pour la valeur au pic. Caquot et Kérisel (1948) ont proposé la relation suivante :  $\varphi = K/e$ . La valeur de  $K$  étant fonction de la nature du sol (voir tableau).

Tableau II.4- Valeur du coefficient  $K$

Nature du sol	Coefficient $K$
Gros sable	0,60 – 0,55
Sable moyen	0,55 – 0,475
Sable fin	0,475 – 0,400
Sable siliceux	0,400 – 0,325

### Constatations

- ➔ L'angle de frottement croît avec le diamètre moyen des grains (à compacité égale) ;
- ➔ L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains. Il sera plus élevé si les grains sont rugueux que s'ils sont lisses et plus élevé pour les grains anguleux que pour les grains ronds ;
- ➔ La granularité intervient également : en principe, une granularité étalée correspond à un angle de frottement plus élevé.
- ➔ En principe, la teneur en eau n'intervient pas : on obtient le même angle de frottement pour un sable sec et un sable saturé.
- ➔ Enfin, lorsqu'apparaît une légère cimentation entre les grains, cela peut donner une cohésion aux sables ; cependant dans les sols à grains grossiers (suivant la classification) on considère en général que la cohésion est nulle.

**Angle de repos du sable :** En déversant du sable à partir d'un seul point, le dépôt obtenu a la forme d'un cône dont la pente d'équilibre correspond à la valeur minimale de l'angle de frottement interne du sable (angle critique). C'est cet angle que l'on observe sur la face opposée au vent dans des dunes.

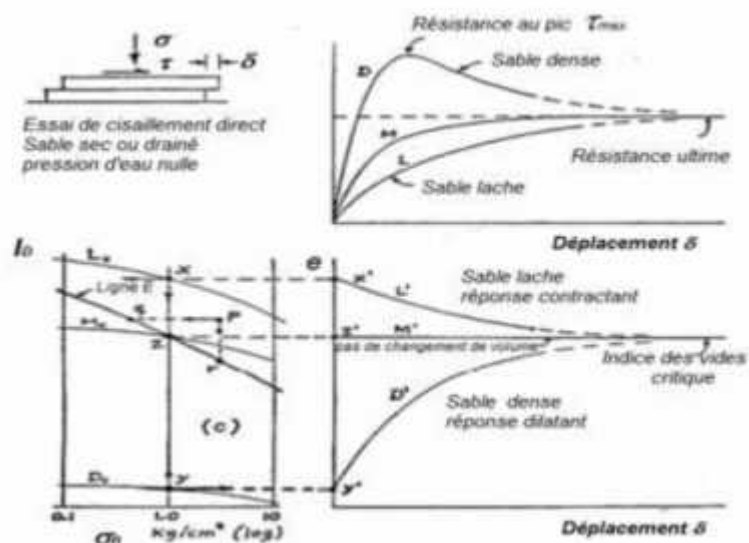


Figure II.7- Comportement des matériaux granulaires lâches et denses obtenu à l'issu d'un essai de cisaillement simple (Casagrande, 1936)



En mécanique des sols, la densité des milieux granulaires est le paramètre déterminant dans la construction des ouvrages. La dilatance d'un sol dépend de la densité de l'empilement initial. Si cette densité est supérieure à la valeur critique, on observe plus de dilatance, et si elle est plus faible on constate une contractance lors d'une déformation sous contrainte de cisaillement (Figure II.7). Cette densité critique correspond à des grandes déformations du sol à volume constant sous une contrainte de cisaillement constante.

#### II.4.2) Comportement sous conditions triaxiaux

C'est un essai qui tente de mettre en situation le sol dans son état de contrainte naturel. Il consiste à soumettre un échantillon cylindrique de sol à un champ de contraintes principales isotropes (Figure II.8) dans une cellule triaxiale imposé par une pression hydrostatique dans le plan horizontal accompagné d'un déviateur appliqué à l'aide d'un piston suivant la direction axiale. Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux ont beaucoup contribué au développement des lois de comportement des sols. La validation de l'approche de Terzaghi sur la contrainte effective, qui montre que le tenseur des contraintes totales est une somme d'un tenseur de contrainte lié aux particules solides et d'un tenseur hydraulique lié à l'eau, reste un des plus importants résultats.

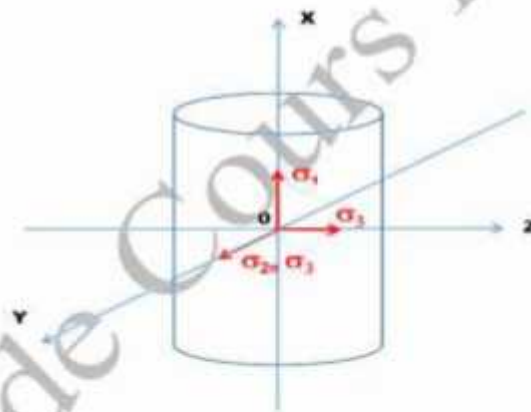


Figure II.8- Echantillon cylindrique sous champs de contraintes principales

A l'issue d'un essai triaxial, plusieurs paramètres peuvent être déterminés:

- La contrainte axiale (Contrainte principale majeur)  $\sigma_1$
- La contraintes latérales (Contraintes principales moyenne et mineur)  $\sigma_2 = \sigma_3$
- Le déviateur de contraintes :  $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- La déformation axiale:  $\varepsilon_1 = \delta H / H_0$  où  $\delta H$  est la variation de la hauteur et  $H_0$  la hauteur initiale de l'éprouvette.
- La déformation latérale:  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$
- Déformation volumique:  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = \delta V / V_0$
- La contrainte moyenne totale :  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$
- Pression interstitielle :  $u_w$
- Contrainte moyenne effective (relation de Terzaghi) :  $p' = p - u_w$
- Dans le plan (q, p), lorsque la rupture est atteinte :  $q = M p'$
- L'angle de frottement est donné par :  $M = 6 \sin(\varphi) / (3 - \sin(\varphi))$  . Il peut être calculé au pic des contraintes ou sur le palier (angle de frottement résiduel).

La *figure (II.9)* présente les résultats typiques des essais triaxiaux drainé et non drainé sur des sables lâche et dense, la figure montre la variation de déviateur de contrainte  $q$  et l'évolution de déformation volumique  $\epsilon_v$  (essai drainé) et la pression interstitielle  $u$  (essai non drainé) en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_1$ .

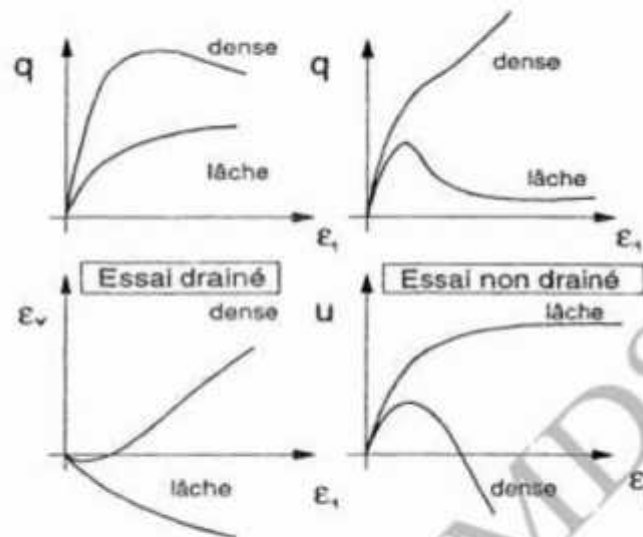


Figure II.9- Résultats typiques d'essais triaxiaux

#### II.4.2.1 Essai triaxial Consolidé Drainé (CD)

Dans cet essai les paramètres caractéristiques sont : La cohésion drainée :  $c'$  et l'angle de frottement drainé :  $\varphi'$ . Ces deux paramètres définissent la courbe intrinsèque du matériau. Cet essai doit être effectué sous très faible vitesse de cisaillement. La *figure (II.10)* présente les courbes résultant d'un essai triaxial CD effectué sur des éprouvettes de sable dense et lâche. Le cisaillement drainé s'accompagne très souvent des phénomènes de contractance et de dilatance.

- La contractance qui est une diminution de volume de l'éprouvette (  $<0$  ).
- La dilatance est un phénomène inverse qui se caractérise par une augmentation du volume (  $>0$  )

La contractance et la dilatance d'un sol dépendent de son état initial.

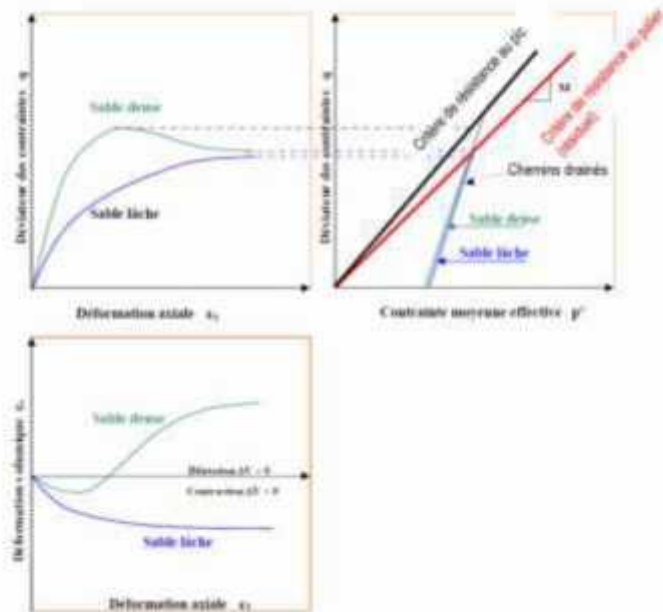


Figure II.10- Chemins triaxiaux drainés types sur sable dense et lâche.



### II.4.2.2) Essai triaxial Consolidé Non drainé (CU)

Cet essai permet de déterminer les caractéristiques mécaniques  $c'$  et  $\phi'$  du comportement à long terme du matériau en déduisant la pression interstitielle des contraintes verticale et latérale totaux. A la différence de l'essai **CD**, il se déroule sans drainage ( $\varepsilon_v = 0$ ). La *figure (II.11)* montre le comportement type d'un sable dans un état lâche et dense en condition non drainées.

Dans les plan  $(\varepsilon_1; q)$  et  $(\varepsilon_1; u_w)$  (*figure II.11-a*), le déviateur augmente en fonction de la densité cependant la pression interstitielle diminue avec la densité. Les chemins de contraintes suivis par chacun des sables au cours du cisaillement non drainé sont indiqués dans le plan  $(p', q)$  (*figure II.11-b et II.11-c*).

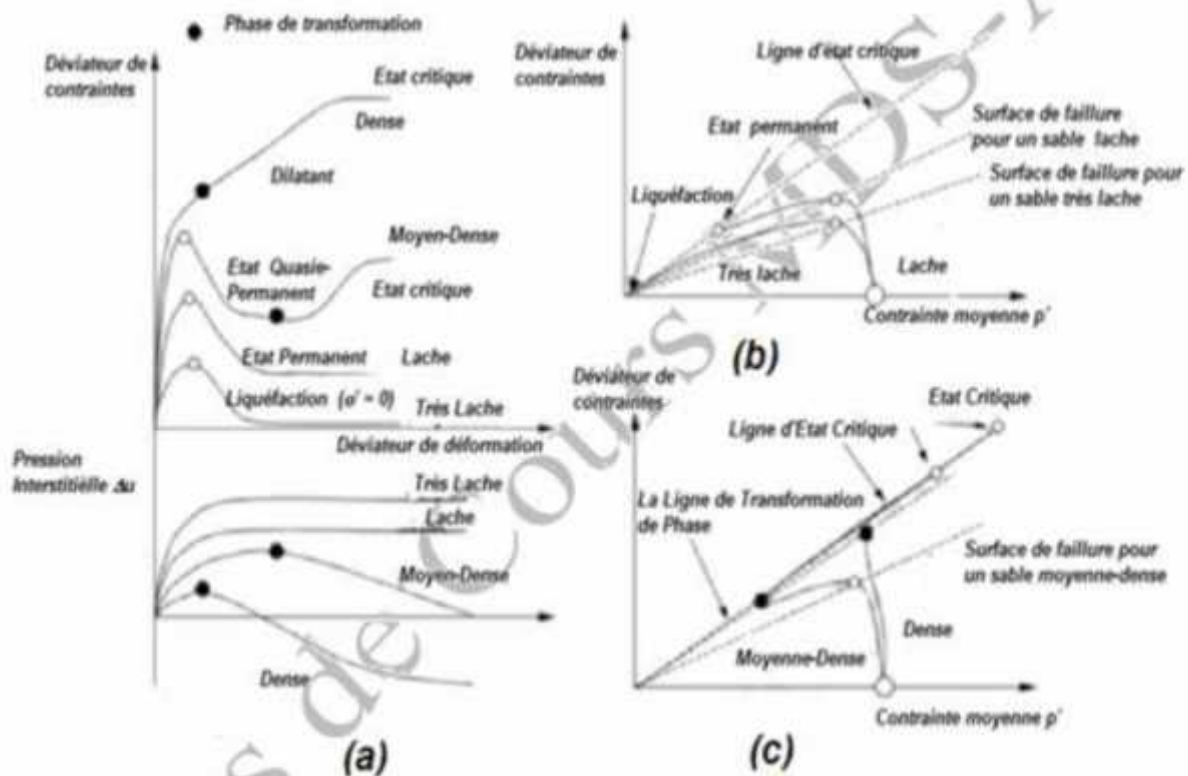


Figure II.11- Chemins triaxiaux typiques d'un essai non drainé sur sable dense et lâche (Mitchell & Soga, 2005)

### II.4.2.3) Essai triaxial Non consolidé Non drainé (UU)

Il détermine le comportement à court terme d'un matériau. Il s'agit de soumettre une éprouvette à un état de contrainte totale isotrope  $\sigma_0$  et maintenir l'orifice de drainage fermé. Ensuite le cisaillement est lancé sous  $\sigma_3$  constante en augmentant la contrainte axiale totale  $\sigma_1$  jusqu'à la rupture. Le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de la contrainte totale isotrope. On en déduit ainsi la cohésion non drainée  $c_u$ , l'angle de frottement non drainé  $\phi_u$  étant nul.

### II.4.3) Concept d'état critique d'un sol

Dans le cas d'un sable saturé, soumis à un cisaillement non drainé, la tendance à la dilatance ou à la contractance pour un état respectivement dense ou lâche se traduit par une diminution ou une augmentation de la pression interstitielle. Dans ces conditions, le cisaillement non drainé d'un sable lâche dont l'état initial se situe au-dessus de l'indice des vides critique peut entraîner une accumulation de pressions interstitielles et conduire à son effondrement après avoir perdu sa résistance. Ce mode d'effondrement est le phénomène de liquéfaction.

Casagrande (1936) fut le premier à introduire la notion d'indice des vides critique. Il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette approche n'était appliquée qu'aux sables, c'est pourquoi la vitesse de déformation n'intervenait pas. Roscoe et al. (1958) définissaient l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides invariable.

Dans le plan  $(e, \ln p')$ , l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope : c'est la **ligne d'état critique CSL** (Critical State Line). La **figure (II.12)** représente cette ligne d'état critique dans différents plans de l'essai triaxial. Selon Schofield et Wroth (1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement.

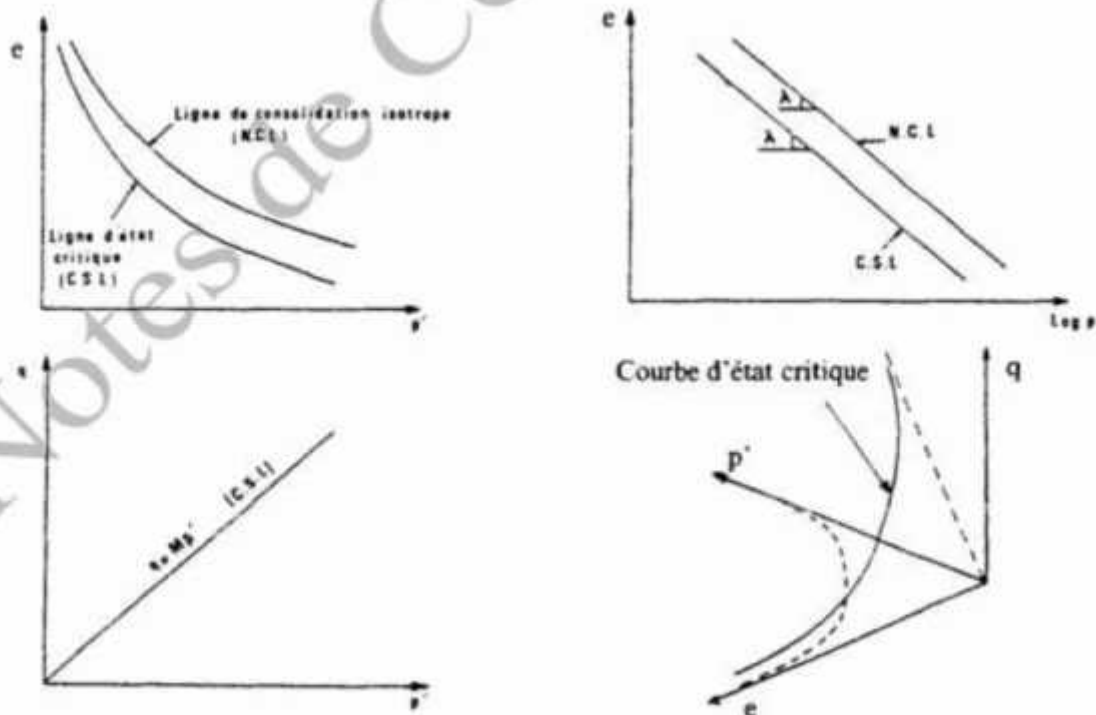


Figure II.12- Représentation de l'état critique d'un sol.



La théorie de l'état critique pour un sol a été développée pour la première fois par Roscoe et al. (1958). En se basant sur des résultats triaxiaux consolidés drainés effectués sur des argiles. Dans le cas des matériaux granulaires, la détermination de la droite d'état critique reste délicate à cause de la condition de ces matériaux souvent surconsolidé et la localisation des déformations prématurée (*plan de rupture*) lors des chargements en grandes déformations. Des chercheurs ont proposé une corrélation permettant de positionner ces droites CSL dans le plan ( $\sigma'_3$ ,  $e$ ), paramétrées en fonction du coefficient d'uniformité  $d_{60}/d_{10}$  et du paramètre  $R$ , rapport entre la plus petite et la plus grande dimension des grains (*figure II.13*).

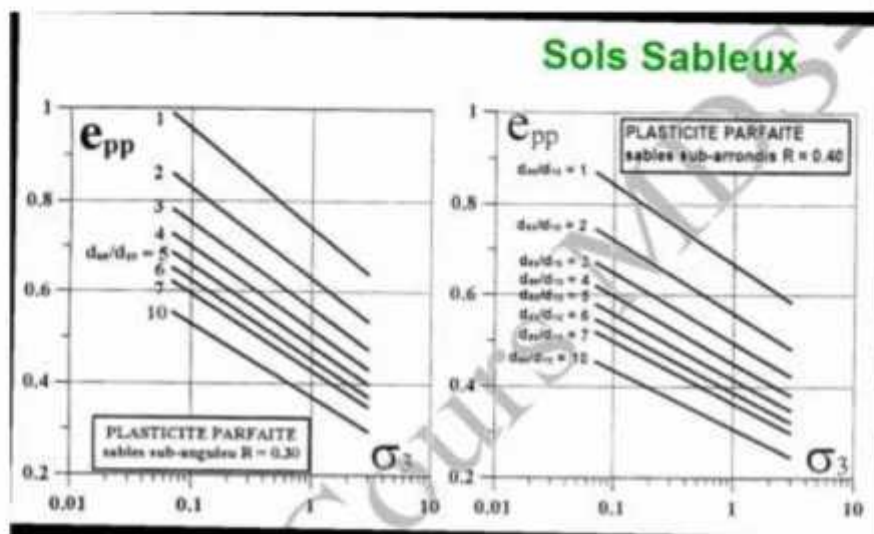


Figure II.13- Rôle de l'étalement granulométrique  $d_{60}/d_{10}$  sur l'indice des vides de plasticité parfaite des sables et agrégats (Biarez et Hicher, 1994).

## II.5) Phénomène de liquéfaction

### II.5.1) Description du phénomène

Plusieurs ruptures des remblais, talus naturels, et fondations des structures occurrent à travers le monde et qui sont attribuées au problème de *liquéfaction des sols* due au chargement statique ou sismique. Il est bien connu que la liquéfaction du sol décrit le phénomène par lequel le sol perd substantiellement sa résistance au cisaillement en réponse aux contraintes appliquées, ce phénomène est habituellement causé par des secousses sismiques, des vibrations ou d'autres cas de chargements appliqués rapidement.

La liquéfaction se produit dans les sols granulaires saturés, la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait une réduction des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

### II.5.2) Explication du phénomène

La liquéfaction est un phénomène d'instabilité des sables lâches sous sollicitations non drainées. Elle trouve son explication dans l'accumulation des surpressions interstitielles au cours des cycles de chargement-déchargement. D'une manière plus générale, la liquéfaction du sol a été définie comme :

*" La transformation d'une masse de sol d'un état solide à un état liquéfié suite à une augmentation de la pression interstitielle et réduction des contraintes effectives ".*

Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les surcharges provoquant alors des dommages irréversibles aux ouvrages et structures situés au voisinage.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par leur :

- Nature : sables, limons, vases
- Cohésion : formations peu compactes
- Degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- Granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à s'annuler) les contraintes effectives du matériau (figure II.14). Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de se liquéfier étant limoneux à sableux.



a) avant la liquéfaction ; b) quand la pression interstitielle augmente ; c) pendant la liquéfaction

Figure II.14- Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

### II.5.3) Quelques cas historiques de liquéfaction du sol

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- ➔ basculement des immeubles ;
- ➔ glissement de terrain, rupture des digues et remblais;
- ➔ endommagement des routes, chemins de fer et ponts;
- ➔ tassement des dépôts de sable, déplacements latéraux de terrains etc.....



De nombreux cas de dégâts causés par liquéfaction des sols, cités dans la littérature, sont dans les milieux des sols naturels ou dans les remblais et digues, ont été attribués au phénomène de liquéfaction, par exemple :

- Barrage de Fort Peck (1938), Niigata au Japon en (1964),
- Ébullition de sable à l'aéroport d'Oakland USA),
- Adapazari, Turquie (1999),
- Boumerdes, Algérie (2003),
- Christchurch, New Zealand (2011).



**a:** Inclinaison des bâtiments - Kawagishi-cho à Niigata au Japon.



**b:** Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon,



**c:** renversement d'une structure sisme Adapazari, Turquie 1999 .



**d:** effondrement du parement amont du barrage de San Fernando 1971



**e:** Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland USA,



**f:** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction de sol Boumerdes, Algérie .

**Figure II.15-** Photos illustrant des dégâts causés par liquéfaction des sols

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (*figure-II.15 - (a) ; (b) ; (c)*). L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages, (*figure II.15 - (d)*). Aussi durant un séisme, des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites, (*figure II.15 (e) ; (f)*).

Également ce phénomène se traduit par des déplacements horizontaux des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau. Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total peut atteindre plus de trois mètres.

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance au cisaillement du sol. Pour que un sol est potentiellement liquéfiable, il doit comporter certaines caractéristiques, être de nature sableux, contient ou non, un certain pourcentage de fines, peu compact, et saturé en eau.

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss (1971) basés sur l'essai de pénétration standard (**SPT**), qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (*donné par le SPT*) et un paramètre granulométrique (*classification des sols, pourcentage en fines*). D'autres procédures ont été proposées et utilisées y compris l'élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétromètre à cône (**CPT**), l'essai de mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique).

## II.6) Conclusion

Les milieux granulaires sont des matériaux très diversifiés, leurs caractéristiques physiques (tailles des particules, distribution granulométriques....) que par leurs propriétés mécaniques sol non cohésives.

La présence de ce matériau en grande quantité sur la croûte terrestre fait de lui l'un des principaux matériaux utilisés dans les constructions des ouvrages en Génie Civil. La maîtrise du comportement mécanique des milieux granulaires est donc une nécessité pour assurer la sécurité des ouvrages.

Le comportement mécanique des sols est souvent modélisé au laboratoire via plusieurs essais normalisés, dont l'essai triaxial qui permet de reproduire des sollicitations semblables à celles rencontrées sur le terrain.

Les sols granulaires à l'état moins dense saturés peuvent perdre leurs résistance au cisaillement sous sollicitations dynamiques rapides qui on l'appelle phénomène de liquéfaction.