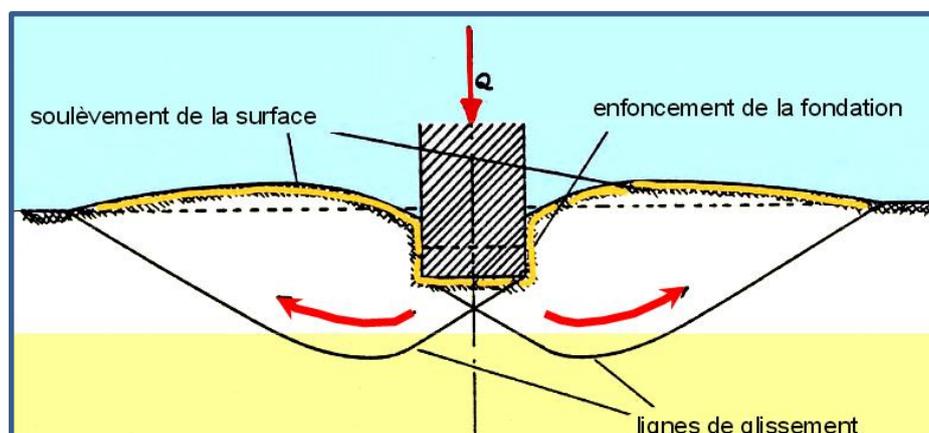




**Département de Géologie**

**Filière Sciences de la Terre et de l'Univers**

## **Cours de Géotechnique**



**Par : Pr. Abdelilah DEKAYIR**

**A.U. 2019/2020**

## INTRODUCTION A LA GEOTECHNIQUE

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

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

La géotechnique joue un rôle essentiel dans les travaux de bâtiment, de génie civil et d'aménagements. On peut citer :

- les fondations des ouvrages : bâtiments, ponts, usines, silos...
- les ouvrages de soutènement
- la stabilité des pentes naturelles et des talus
- les terrassements : routes, autoroutes, voies ferrées...
- les V.R.D. et chaussées
- les tunnels et travaux souterrains
- les barrages et notamment digues et barrages en terre
- les ouvrages fluviaux, portuaires et maritimes
- l'hydrogéologie et la protection de l'environnement

Les sols supportent les ouvrages géotechniques (bâtiments, fondations ..fig. 1)

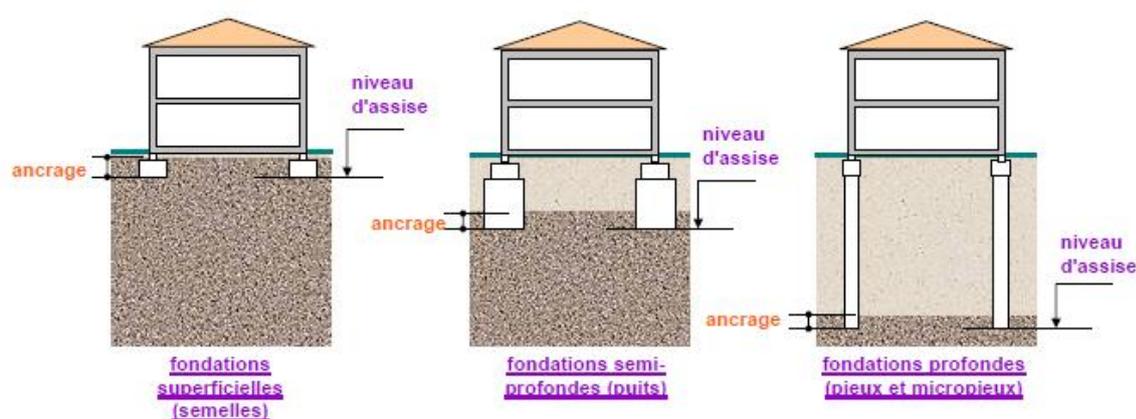


Fig. 1 : différents types d'ancrage dans les sols

## CHAPITRE I : PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS

### 1. Eléments constitutifs d'un sol

#### a) Définition des sols

Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories :

\* les roches : agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau + Mécanique des roches.

\* les sols: agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles -+ Mécanique des sols

#### b) Éléments constitutifs d'un sol

Un sol est un mélange d'éléments solides constituant *le squelette solide*, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Il est donc, en général, constitué de trois phases : *sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse*.

Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois. Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide (cas le plus fréquent) (fig. 2). L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide). Lorsque l'eau remplit tous les vides, le sol est dit saturé. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit sec. L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe

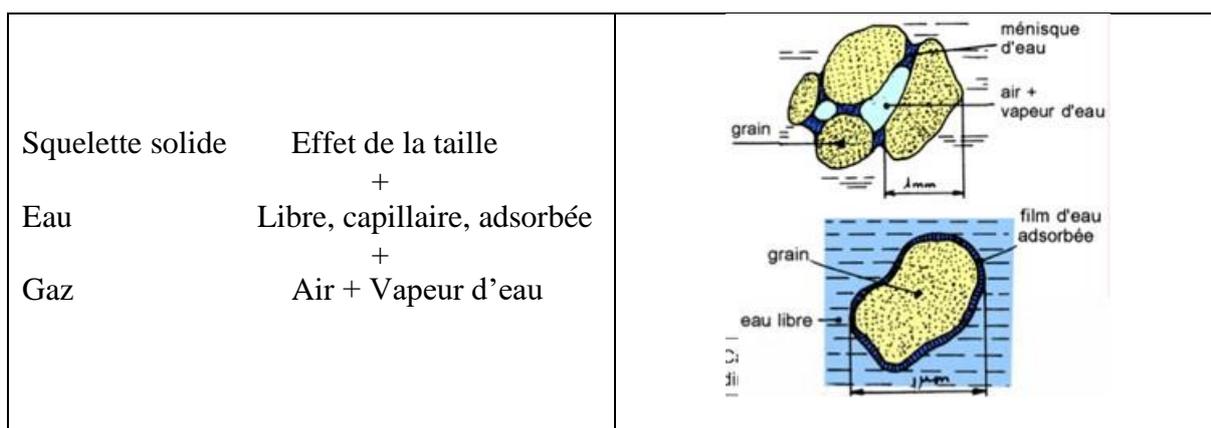


Fig. 2 : Représentation des différentes phases d'un sol

### 2. Caractéristiques physiques des sols

#### a) Description

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol. Pour cela considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées (fig. 3).



Fig. 3 : Représentation conventionnelle d'un volume de sol

$W$ : poids total du sol $W_s$ : poids des particules solides $W_w$ : poids de l'eau	$V$ : volume total (apparent) $V_s$ : volume des particules solides $V_v$ : volume des vides entre les particules $V_w$ : volume de l'eau
--	--

Avec les relations :  $W = W_s + W_w$

$V_v = V_w + V_a$

$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$

### b) Les paramètres dimensionnels

On définit en outre les poids volumiques qui, avec les poids et volumes, constituent les **paramètres dimensionnels** :

- le poids volumique des particules solides (grains solides), noté

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

la phase solide des sols est constituée principalement de silice et d'alumine

- le poids volumique de l'eau, noté  $\gamma_w = \gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 9,81 \text{ kN/m}^3$  pour simplifier

les calculs on opte pour la valeur de 10.

le poids volumique du sol (ou poids volumique apparent ou poids volumique humide), noté  $\gamma$ . C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume d'eau donné, définit par :

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

sable := 17 à 20 kN/m<sup>3</sup>

argile := 16 à 22 kN/m<sup>3</sup>

- le poids volumique du sol sec, noté

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V}$$

sable = 14 à 18 kN/m<sup>3</sup>argile = 10 à 20 kN/m<sup>3</sup>

- le poids volumique du sol saturé, noté  $\gamma_{sat}$  lorsque tous les vides sont remplis d'eau

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V} = \frac{W_{sat}}{V}$$

sable et argile : = 19 à 22 kN/m<sup>3</sup>

- le poids volumique du sol déjaugé, noté  $\gamma'$ . 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 et de la poussée d'Archimède

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

sable et argile = 9 à 12 kN/m<sup>3</sup>

### c) Les paramètres sans dimensions

**Les paramètres sans dimensions**, au nombre de quatre, indiquent dans quelles proportions sont les différentes phases d'un sol. Ils sont très importants et essentiellement variables.

- La porosité** : notée  $n$ , qui permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

sable = 0,25 à 0,50

argile  $n = 0,20$  à  $0,80$ 

- L'indice de vides ; noté  $e$

Pour la porosité le volume de vides est rapporté au volume apparent du sol, il serait intéressant de rapporter  $V_v$  à un invariant qui est le volume des grains solides. On définit alors l'indice des vides, noté  $e$ , comme :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

sable = 0,5 à 1

argile  $n = 0,3$  à 1

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13

- La teneur en eau ; noté  $\omega$  est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pour-cent. Elle est facilement mesurable en laboratoire.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

sable = 1 à 15 %

argile n = 10 à 20 %

La teneur en eau peut dépasser 100 % et même atteindre plusieurs centaines %

- Le degré de saturation, noté  $S_r$ , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en %-cent

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100 % (sol saturé)

#### d) Relations entre les différents paramètres

Tous les paramètres précédemment définis ne sont pas indépendants. Pour caractériser complètement un sol la connaissance de trois paramètres indépendants est nécessaire ;

- le poids volumique de l'eau étant connu.
- un paramètre quantifiant le poids volumique :  $\gamma$  ou  $\gamma_s$  ou  $\gamma_d$ ,
- un paramètre quantifiant les vides :  $e$  ou  $n$ ,
- un paramètre quantifiant la présence d'eau :  $w$  ou  $S_r$ . Nous avons vu que le poids volumique des particules solides (en dehors des particules organiques et métalliques) varie entre des limites assez proches ( $26 \text{ kN/m}^3 < \gamma_s < 27 \text{ kN/m}^3$ ). On peut donc le considérer pratiquement comme constant (on prend en général  $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ ). Dans ce cas les paramètres variables et indépendants d'un sol se réduisent à deux.

## 2. Détermination des caractéristiques physiques

Lorsqu'on se trouve en présence d'un sol, il faut tout d'abord déterminer les valeurs de trois paramètres indépendants. Compte tenu de la dispersion inévitable, il convient réaliser un nombre important de mesures dont on prend la valeur moyenne. Ces mesures se font généralement en laboratoire

### a) Détermination de la teneur en eau (pondérale) $w$ (norme NF P 94-050)

La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse  $m$  de l'échantillon humide et une deuxième pesée, après passage à l'étuve à 105°C pendant 24 heures (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire), donne la masse sèche de l'échantillon  $m_s$

$$\omega = \frac{m_w}{m_s} * 100 = \frac{W_w}{W_s} * 100 \text{ avec } m_w = m - m_s$$

### b) Détermination du poids volumique $\gamma$ (norme NF P 94-053)

Il faut déterminer la masse  $m$  et le volume total  $V$  de l'échantillon. Pour déterminer ce dernier on utilise l'une des trois méthodes suivantes :

**Méthode par immersion dans l'eau :** Un échantillon de forme simple, de masse comprise entre 0,1 et 0,5 kg est pesé ( $m$ ) puis recouvert d'une couche de paraffine ( $\rho_{\text{paraffine}} = 0,88 \text{ g/cm}^3$ ). Une deuxième pesée ( $m_p$ ) permet de déterminer la masse de la couche de paraffine et de calculer son volume. Une troisième pesée, hydrostatique, de l'échantillon recouvert de paraffine ( $m'_p$ )

permet de calculer le volume de l'échantillon recouvert de paraffine (fig. 4). Le volume de paraffine étant connu, on en déduit le volume  $V$  de l'échantillon :

$$V = V_{\text{sol+paraffine}} - V_{\text{paraffine}} = \frac{m_p - m'_p}{\rho_w} = \frac{m_p - m}{\rho_p}$$

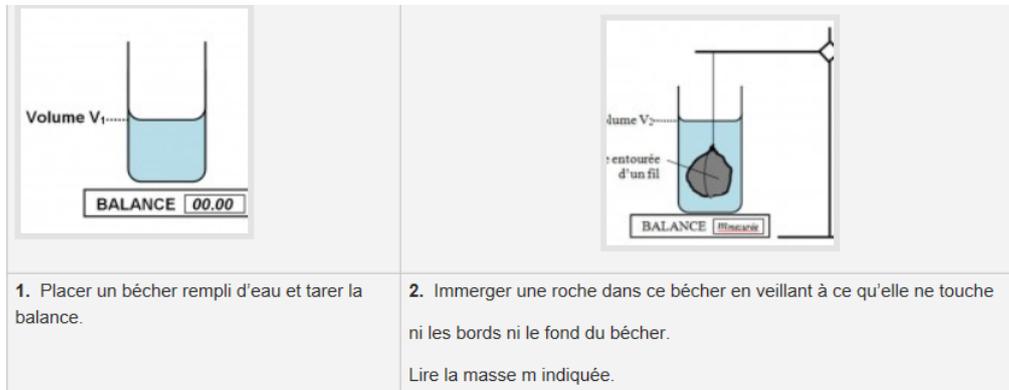


Fig. 4 : Principe de la méthode par immersion

**Méthode du moule** : L'échantillon, préparé selon un processus défini, remplit le moule jusqu'à débordement. L'extrémité supérieure du moule, de dimensions connues, est arasée à la règle. C'est la méthode utilisée dans l'essai Proctor (norme NF P 94-093). L'échantillon de sol est remanié

#### Détermination du poids volumique des particules solides $\gamma$ (norme NF P94-054)

Le problème est de mesurer le volume des grains solides,  $V_s$ , constituant l'échantillon de sol. Cette mesure est effectuée généralement au pycnomètre (fig. 5). Une masse connue  $m_s$  de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée. Un agitateur magnétique sépare les particules les unes des autres. Les bulles d'air libérées sont aspirées par un vide d'air (trompe à eau). Après s'être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solides.

Le volume de la phase solide  $V_s$ , égal au volume d'eau déplacée par le sol, est déterminé par pesée.

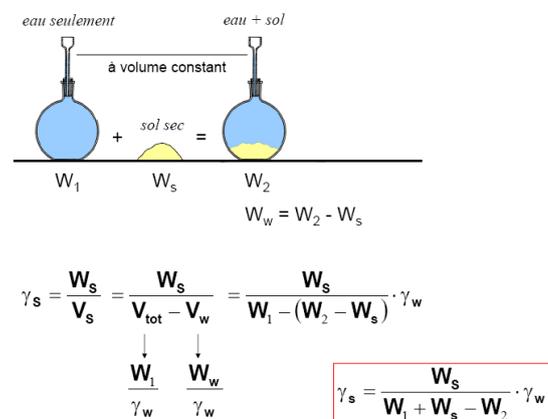


Fig. 5 : Détermination du poids volumique solide par la méthode du pycnomètre

### 3. Caractéristiques dimensionnelles

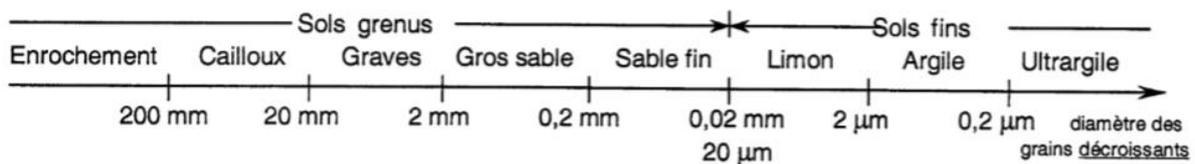
#### a) Forme (arrondie, anguleuse ou quelconque)

On peut distinguer trois catégories de formes :

- les particules sphériques / cubiques (arrondies-anguleuses) : cas des sols grenus (sables),
- les particules en plaquettes : cas des sols fins (argiles),
- les particules en aiguilles

#### b) Caractéristiques granulométriques

- Les grains d'un sol ont des dimensions variables allant de quelques microns à plusieurs cm. Suivant la taille des grains on définit les catégories de sols suivantes (basées sur le nombre 2 elle a progression géométrique de rapport 10).



#### c) Granulométrie des sols

- Courbe granulométrique

Elle représente le poids des tamisats cumulés (échelle arithmétique) en fonction du diamètre ou du diamètre équivalent,  $D$ , des particules solides (échelle logarithmique). La courbe granulométrique donne le pourcentage en poids des particules de taille inférieure ou égale à un diamètre donné (pourcentage du poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié). Les coordonnées semi-logarithmique permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols. Les diamètres moyens utilisés sont  $D_x$ , qui correspond au diamètre moyen de la population des grains représentant  $x\%$  du sol (Fig. 6).

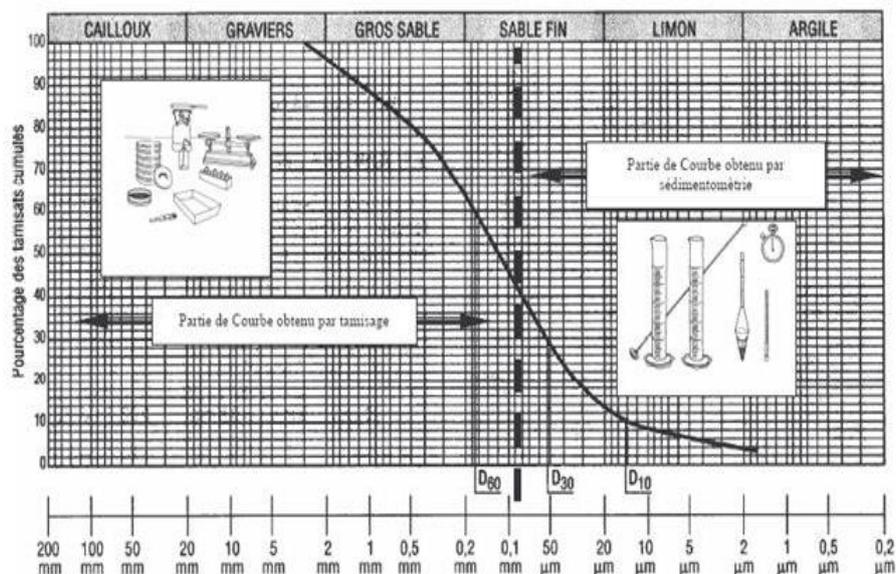


Fig. 6 : Exemple de courbe granulométrique type avec emplacement des  $D_x$

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par :

- le coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

-  
-

- $Cu > 2$ , la granulométrie est dite étalée,
- $Cu < 2$  la granulométrie est dite uniforme ou serrée.

- le coefficient de courbure

$$D_c = \frac{D_{30}D_{30}}{D_{60}D_{10}}$$

Lorsque certaines conditions sur  $Cu$  et  $Cs$  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 des dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblais et forment des pentes stables

### c) Surface spécifique

C'est la surface des grains par unité de masse. Elle dépend principalement de la taille des grains (dans une moindre mesure de la forme des grains). Elle peut varier de  $0,3 \text{ m}^2/\text{g}$  pour les sables fins à plusieurs centaines de  $\text{m}^2/\text{g}$  pour les argiles de type Montmorillonite.

## 4 – Essais d'identification des sols grenus

### a) Essai d'équivalent de sable (norme NF p 18-598)

L'essai d'équivalent de sable, désigné par le symbole E.S., a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins contenus dans le sol et dont la présence en quantité notable peut modifier le comportement mécanique. C'est un essai empirique, simple, rapide et ne nécessitant qu'un appareillage très élémentaire. Il permet de contrôler sur place la constance de certaines qualités de matériaux mis en œuvre sur chantier à une cadence rapide. Il est très largement utilisé, en particulier en géotechnique routière.

L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5 mm) un lavage énergique de manière à se séparer de ses matières fines. L'éprouvette contenant le sol et la solution lavante est soumise à agitation pendant 30 secondes. La solution utilisée a, en outre, un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

On laisse la solution se décanter (fig. 7). Le sable vrai se dépose dans le fond de la burette jusqu'à un niveau **h2**, qui peut être mesuré. Au-dessus du sable, se dépose le flocculat gonflé par la solution. On peut distinguer un deuxième niveau **h1** qui sépare le liquide contenant le flocculat du liquide transparent de solution lavante décanté. On détermine le rapport entre la hauteur du dépôt solide **h2** et la hauteur du niveau supérieur du flocculat **h1**.

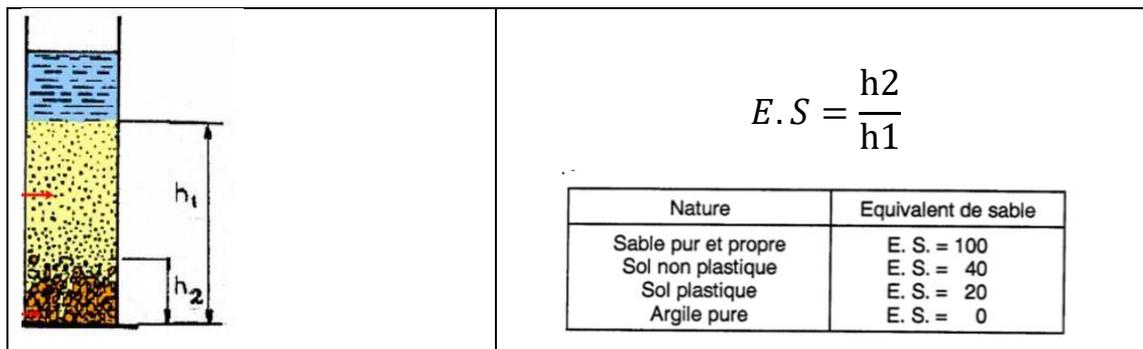


Fig. 7 : Essai d'équivalent de sable

## 5) Essais d'identification des sols fins

### a) Limites d'Atterberg

Pour les sols fins, les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement sur la fraction fine c'est-à-dire les passant au tamis de 0,4 mm, car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et d'en observer sa consistance.

On peut considérer quatre états caractérisant la consistance des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes (Fig. 8):

- l'état liquide : le sol a une consistance très faible. Il ressemble à un fluide. Les particules glissent facilement les unes sur les autres.
- l'état plastique : le sol a une consistance plus importante. Sous de faibles contraintes il se déforme largement sans se rompre. Il garde sa déformation après suppression des contraintes.
- l'état solide (avec retrait) : Le sol retrouve sa forme initiale après suppression des contraintes (petites déformations élastiques).
- l'état solide sans retrait ; les particules arrivent au contact en chassant l'eau adsorbée ; le sol ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue.

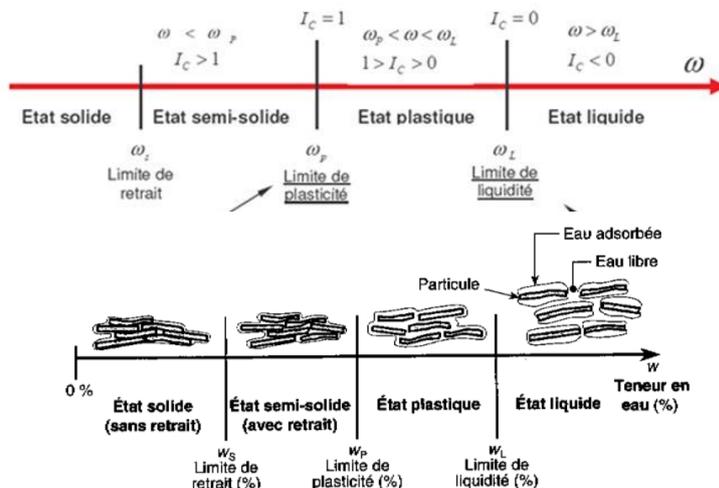
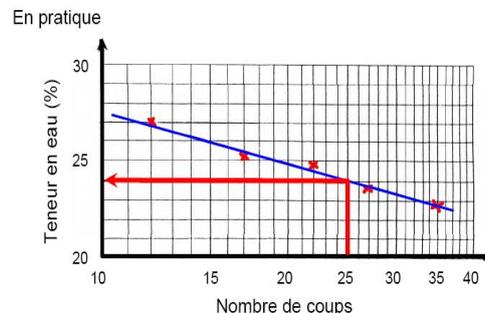
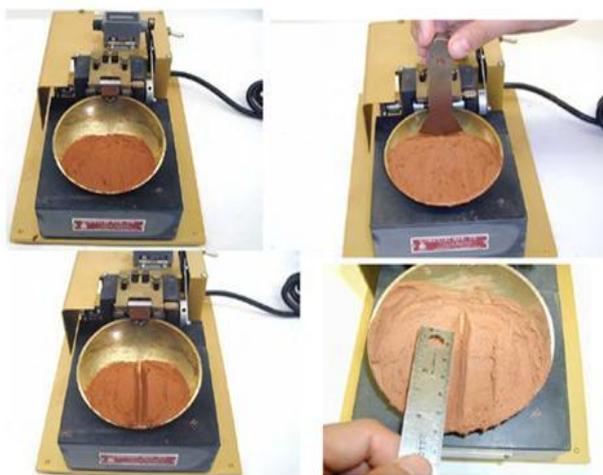


Fig. 8 : Etat du sol et comportement de particules argileuses

- **Limite de liquidité  $\omega_l$**  la méthode de Casagrande  
(détermination à la coupelle- norme NF P 94-05)

C'est la teneur en eau pour laquelle une entaille est renfermée sur 10 mm après 25 chocs.



$$w_L = w \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

Fig. 9 : Boite de Casagrande

Si on étudie la relation qui lie le nombre de chocs  $N$  à la teneur en eau  $w$ , on constate que la courbe représentative de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques (échelle arithmétique pour les teneurs en eau, logarithmique pour le nombre de chocs) lorsque le nombre de chocs est compris entre 15 et 35. On réalise cinq essais qui doivent s'échelonner régulièrement entre 15 et 35 ou, mieux, entre 20 et 30 chocs. La droite la plus représentative est ensuite tracée à partir des points expérimentaux (Fig. 9).

- **Méthode du cône de pénétration** (norme NF P 94-052-1) La relation entre la teneur en eau du sol remanié et la pénétration pendant cinq secondes, sous son propre poids, d'un cône normalisé (angle au sommet de  $30^\circ$ , masse de 80 g), tombé en chute libre, est déterminée expérimentalement. On porte en abscisse les teneurs en eau (en %) et en ordonnée les pénétrations correspondantes du cône (en mm), les deux échelles étant linéaires. La droite la plus représentative est tracée à partir des points expérimentaux. Par définition la limite de liquidité est la teneur en eau du sol qui correspond à une profondeur de pénétration du cône de 17 mm (Fig. 10).



Fig. 10 : Détermination de la limite de liquidité par la méthode du cône de pénétration

- Limite de plasticité  $\omega_p$  (norme NF P 94-051)

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement (fig. 11). La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des rouleaux de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite c'est la teneur en eau correspondant à une limite arbitraire entre les états plastique et semi-solide d'un sol. Il s'agit de préparer des cylindres de 3 mm de diamètre se brisant en tançons de 10 à 20 mm.

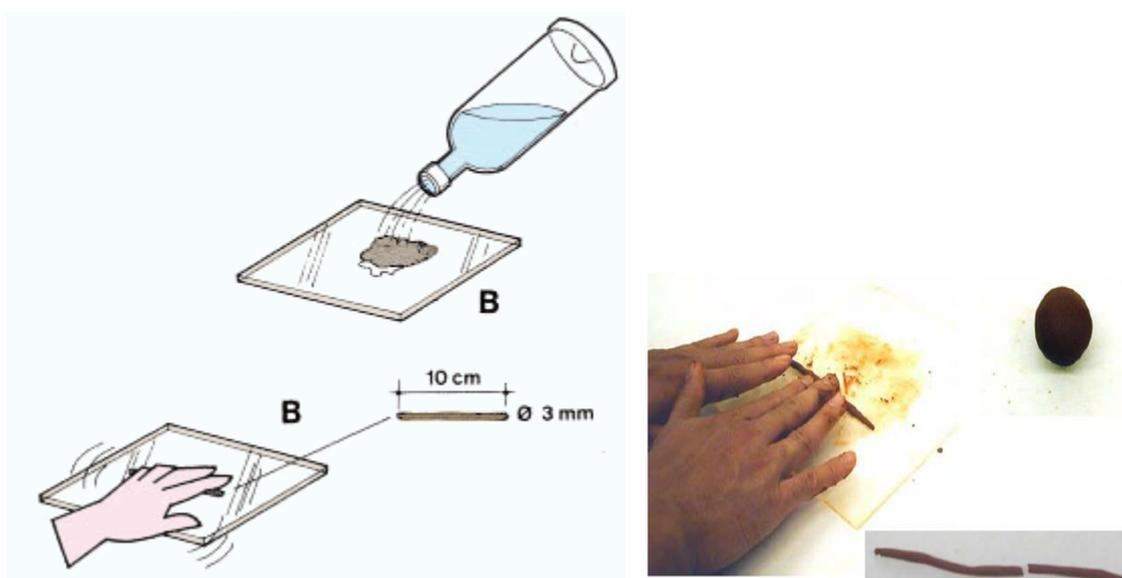


Fig. 11 : Détermination de la limite de plasticité ( $W_p$ )

- Indices de plasticité et de consistance

L'indice de plasticité  $I_p$  : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = \omega_l - \omega_p$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié à un comportement plastique. Il est préférable qu'il soit le plus grand possible.

Indice de plasticité $I_p$	Etat du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	Plastique
> 40	Très plastique

Tableau 1 : Classification de l'argilosité d'un sol selon l'indice de plasticité  $I_p$

### b) Valeur de bleu de méthylène VBS (norme NF p 94-068)

Il représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules argileuses contenues dans la fraction du sol ; c'est donc une grandeur directement liée à la surface spécifique du sol.

L'essai consiste à introduire progressivement du bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenue en agitation. On prélève périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre. Dès qu'une auréole bleutée se développe autour de la tache ainsi formée on peut considérer que l'adsorption du bleu de méthylène sur les particules d'argile est terminée. En effet, c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole. La VBS traduit globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de sol.



## 6. Classification géotechnique des sols

### a) Classification GTR

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le guide technique pour la réalisation des remblais et couche de forme ; c'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR. Les grandes familles de matériaux de cette classification sont présentées dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2 : Classification GTR

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50mm$ et passant à $80\mu m > 35\%$	A1 à A4 selon VBS ou $I_p$
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50mm$ et passant à $80\mu m \leq 35\%$	B1 à B6 selon VBS ou $I_p$ et tamisat.
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50mm$ et passant à $80\mu m > 12\%$ ou passant à $80\mu m \leq 12\% +$ $VBS > 0,1$	30 sous-classes selon VBS, $I_p$ et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	$VBS \leq 0,1$ et passant à $80\mu m \leq 12\%$	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	Voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	Voir la norme NF P 11-300	

$D_{max}$  = diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension inférieure (soit  $D_{95}$  si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments).

b) Classification LPC utilise les résultats fournis par la granulométrie et les caractéristiques de plasticité de fraction fine (Atterberg)

Tableau 3 : Classification LCPC

+50% des éléments de dimensions >0.08 mm <b>SOLS GRENUS</b>	+50% des éléments de dimension > 0.08 mm sont retenus au tamis de 2 mm <b>GRAVE</b>	-5% des éléments de dimensions <0.08 mm et examiner la courbe granulométrique	$Cu > 4$ et $1 < Cc < 3$	Grave bien graduée (Gb)
			$Cu > 4$ ou $Cc > 3$ Ou $Cc < 1$	Grave mal graduée (Gm)
		+12% des éléments de dimensions <0.08 mm et faire les limites d'atterberg déterminer Wl et Wp et situer le point Ip-Wl	Point situé au dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)
	+50% des éléments de dimension > 0.08 mm passent au tamis de 2 mm <b>SABLE</b>	-5% des éléments de dimensions <0.08 mm et examiner la courbe granulométrique	$Cu > 6$ et $1 < Cc < 3$	Sable bien gradué (Sb)
			$Cu < 6$ ou $Cc > 3$ Ou $Cc < 1$	Sable mal gradué (Sm)
		+12% des éléments de dimensions <0.08 mm et faire les limites d'atterberg déterminer Wl et Wp et situer le point Ip-Wl	Point situé au dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)
MO (2) < 10 % et + de 50 % des éléments de dimensions < 0.08 mm <b>Sols fins</b>	MO < 3% <b>ARGILE</b> Ou LIMON	Faire les limites d'Atterberg , déterminer Wl et Wp et situer le point Ip-Wl	Point situé au dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $Wl < 50$	Limon peu plastique (Lp)
			Point situé au dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $Wl > 50$	Limon très plastique (Lt)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $Wl < 50$	Argile peu plastique (Ap)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $Wl > 50$	Argile très plastique (At)
		Faire les limites d'Atterberg ,	Point situé au dessous de la ligne	Sol faiblement organique

	3 < MO < 10 %	déterminer WI et Wp et situer le point Ip-WI	A du diagramme de plasticité et WI<50	Limoneux peu plastique (fo-Lp)
			Point situé au dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et WI>50	Sol faiblement organique Limoneux très plastique (fo-Lt)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et WI>50	Sol faiblement organique argileux peu plastique (fo-Ap)
			Point situé au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et WI>50	Sol faiblement organique argileux très plastique (fo-At)
MO>10%	10%<MO<30%			Sol moyennement organique (mo)
	MO>30%			Sol très organique (to)

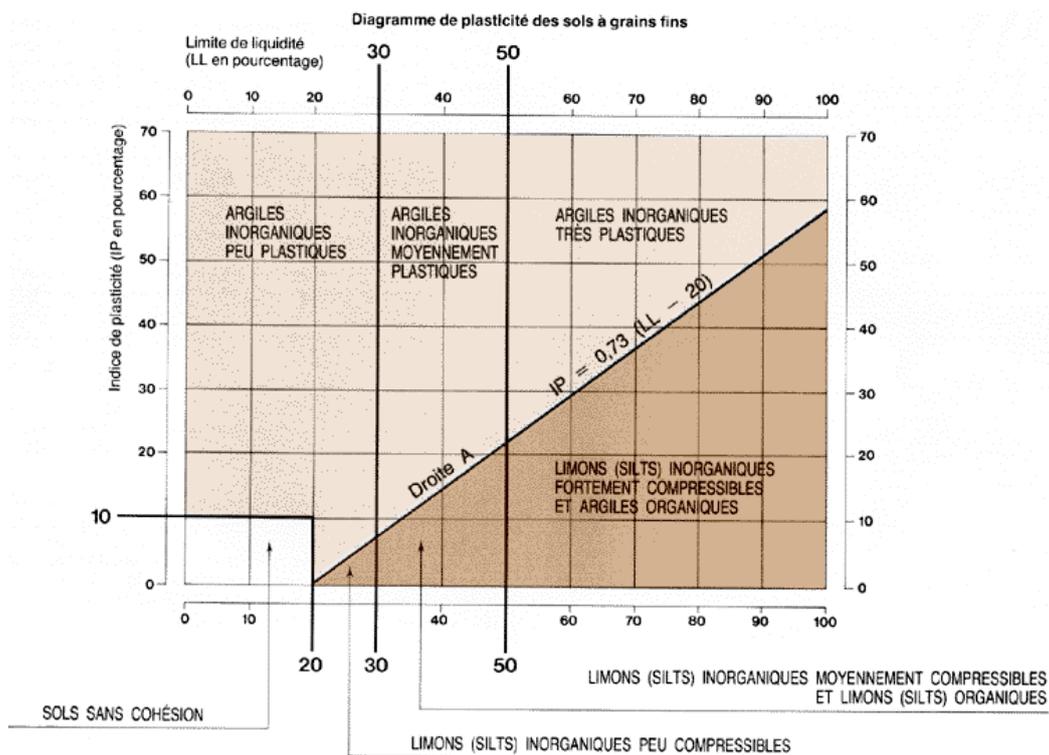


Fig. 12 : Classification LCPC

### RELATIONS ENTRE CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

[1] $n = \frac{V_v}{V} *$	[5] $e = \frac{V_v}{V_s} *$	[9] $w = \frac{W_w}{W_s} *$
[2] $n = \frac{e}{1+e}$	[6] $e = \frac{n}{1-n}$	[10] $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$
[3] $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	[7] $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	[11] $w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
[4] $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$	[8] $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$	[12] $w = S_r \cdot \gamma_w \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
[13] $S_r = \frac{V_w}{V_v} *$	[14] $S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$	[15] $S_r = \frac{w}{w_{sat}}$ ( $\gamma_d$ constant)
[16] $\gamma = (1+w)(1-n)\gamma_s$	[17] $\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$	[18] $\gamma = (1+w)\gamma_d$
[19] $\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$	[20] $\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$	[21] $\gamma = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$
[22] $\gamma_d = (1-n)\gamma_s$	[23] $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	[24] $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w *$
[25] $\gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$	[26] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$	[27] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$

## CHAPITRE II. TASSEMENT DES SOLS

### I. Notion de contraintes initiales

A une profondeur donnée, la contrainte initiale dans un sol varie dans le temps selon l'histoire géologique. Elle augmente lorsque se déposent de nouveaux sédiments en surface et elle diminue quand il y a érosion.

**Les contraintes initiales** sont donc celles qui résultent du seul effet du poids du sol.

**Les contraintes totales** correspondent au poids volumique total du sol cad y compris le poids de l'eau contenu dans les pores (fig. 13).

#### 1) les contraintes totales :

$$\sigma = \frac{\gamma * z * l_1 * l_2}{l_1 * l_2}$$

( $KN/m^2 = kPa$ ) en simplifiant on obtient :  $\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot z_i$

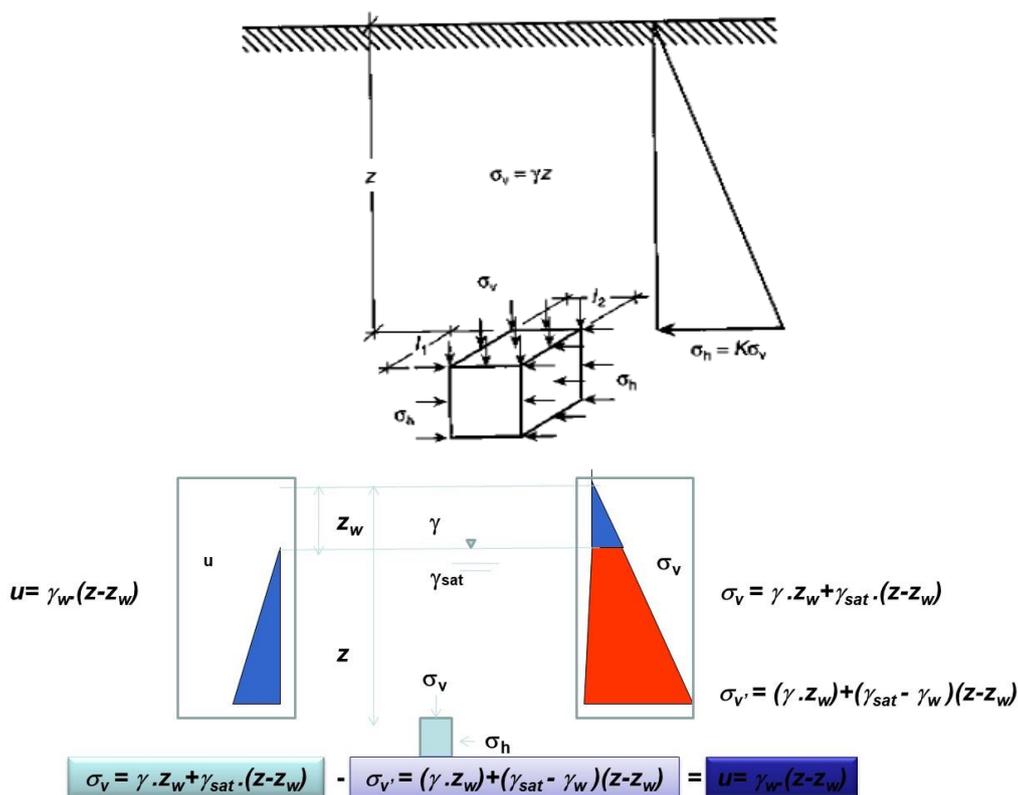


Fig. 13 : Volume de sol élémentaire soumis aux différentes contraintes

## 2) les contraintes effectives et la pression interstitielle

Puisque le sol est poreux, les vides se saturent en eau au gré des variations du niveau de la nappe. Noyé dans l'eau interstitielle, l'élément de sol est allégé d'un poids équivalent au  $\gamma_w \cdot v$ .

$$\sigma_v = \gamma_1 \cdot z_w + \gamma_{\text{sat}} \cdot (z - z_w)$$

Or, afin de tenir compte de l'effet de la saturation, on doit exprimer la pression qui s'exerce aux points de contact entre les particules du sol sous la nappe au moyen du poids volumique déjaugé.  $\gamma' = \gamma_{\text{total}} - \gamma_w$   
La contrainte diminuée de la poussée d'Archimède s'appelle la contrainte effective ( $\sigma'_v$ )

$$\sigma'_v = \gamma_1 \cdot z_w + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (z - z_w)$$

$$\sigma'_v = \gamma_1 \cdot z_w + \gamma' \cdot (z - z_w)$$

A une profondeur donnée, la différence entre les contraintes totales et effectives correspond à la pression interstitielle de l'eau ( $u$ ).

$$u = \sigma_v - \sigma'_v$$

la pression interstitielle est la pression engendrée par la hauteur d'eau à un niveau donné. Une élévation de la nappe l'augmente et réduit la contrainte effective ; inversement, un abaissement la réduit et augmente la contrainte effective.

$$u = \gamma_w (z - z_w)$$

### a) les contraintes dans un dépôt submergé

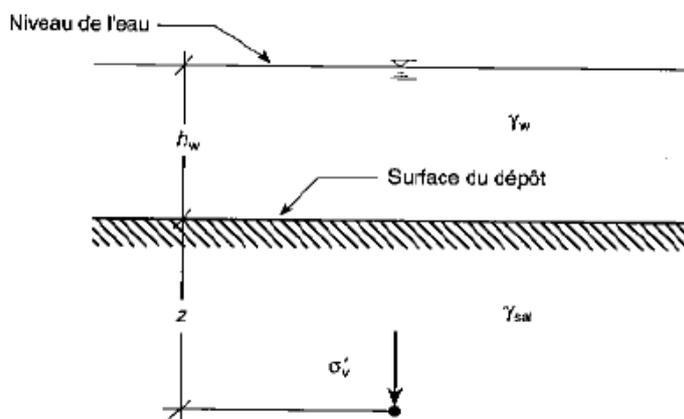


Fig. 14: Dépôt submergé

Nous venons de voir que la saturation réduit la contrainte effective, mais Que devient il lorsque le dépôt est submergé (fig. 14) ?

La contrainte effective ( $\sigma_v$ ) à une profondeur ( $z$ ) dans un dépôt submergé à l'aide des paramètres notés dans la figure ci-dessus.  $\sigma_v = \sum \gamma_i z_i$

$$\sigma_v = \gamma_w h_w + \gamma_{\text{sat}} z$$

Quant à la pression interstitielle, elle correspond au poids volumique de l'eau multiplié par la hauteur totale de la charge de l'eau à la profondeur  $z$ .

$$u = \gamma_w(h_w + z) = \gamma_w h_w + \gamma_w z$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_v = (\gamma_w h_w + \gamma_{sat} z) - (\gamma_w h_w + \gamma_w z)$$

En simplifiant :

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z = \gamma' z$$

## II. Le tassement des sols

### 1) Tassement et compressibilité

Le phénomène de compressibilité des sols est du à une *diminution de volume du sol*. Elle résulte de (fig. 15) :

- la déformation des grains de sol qui demeure *négligeable*
- la compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides de manière instantanée ( $S_i$ )
- l'expulsion de l'eau contenue dans les vides : *consolidation primaire* ( $S_p$ ).
- la compression du squelette solide  $\Rightarrow$  *négligeable* : *réarrangement des particules consolidation secondaire* ( $S_s$ ).

tassement total ( $S_t$ )

$$S_t = S_i + S_p + S_s$$

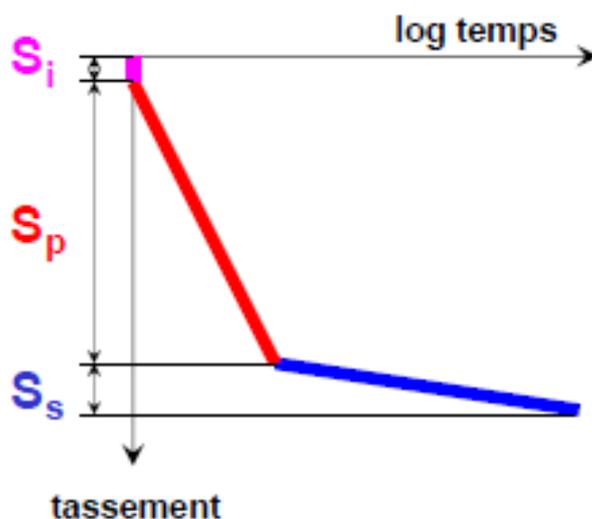


Fig. 15 : Différents types de tassement qui s'opèrent dans un sol

## 2) Compressibilité des sols

**a) Hypothèse** l'hypothèse fondamentale consiste à admettre qu'il n'y a pas de déformation horizontale, le sol étant en quelque sorte bloqué par le sol environnant (état  $K_0$ ). L'eau et les grains étant incompressibles, les déformations ne peuvent provenir que du mouvement des grains entre eux. La loi de comportement est déterminée expérimentalement à l'aide d'un oedomètre.

### b) L'oedomètre

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement. .

- la cellule : l'échantillon de sol à étudié, saturé, de forme cylindrique (section  $S$ , hauteur  $H_s$ ) est placé, entre deux pierres poreuses saturées, dans la cellule (moule métallique rigide) de même diamètre intérieur que l'échantillon (fig. 16).
- le bâti de chargement : Il permet d'appliquer sur le piston reposant sur ta pierre poreuse supérieure une charge constante  $Q$  et de la maintenir constante le temps voulu.
- On impose ainsi à l'échantillon : une contrainte totale verticale constante  $\sigma = Q/S$  (contrainte principale), .
- des déformations radiales nulles ( $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ ). Le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer de l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant symétriques, tout en permettant au sol de rester saturé. La dissipation des surpressions interstitielles qui résulte du drainage permet d'imposer au sol, si on attend suffisamment longtemps, une contrainte effective  $\sigma'_z$ , égale à la contrainte appliquée  $\sigma_z$ . Des comparateurs permettent de mesurer le tassement  $\Delta H$  correspondant et donc de calculer la déformation axiale  $\epsilon = \Delta H/H_0$

Dans la pratique courante, on double la charge  $Q$  toutes les 24 heures. Compte tenu de la faible épaisseur des échantillons (12 ou 24 mm), les surpressions interstitielles sont généralement dissipées et on a bien  $\sigma'_z = \sigma_z$ .

L'essai fournit deux types de courbes :

- une courbe de compressibilité : ( $e - \log \sigma'_z$ ) (fig. 17). .
- des courbes de consolidation : ( $\epsilon_z - \log t$ ). On peut tracer une courbe de ce type pour chaque valeur de la contrainte appliquée  $\sigma$ , c'est à dire pour chaque palier de chargement (fig. 1g).

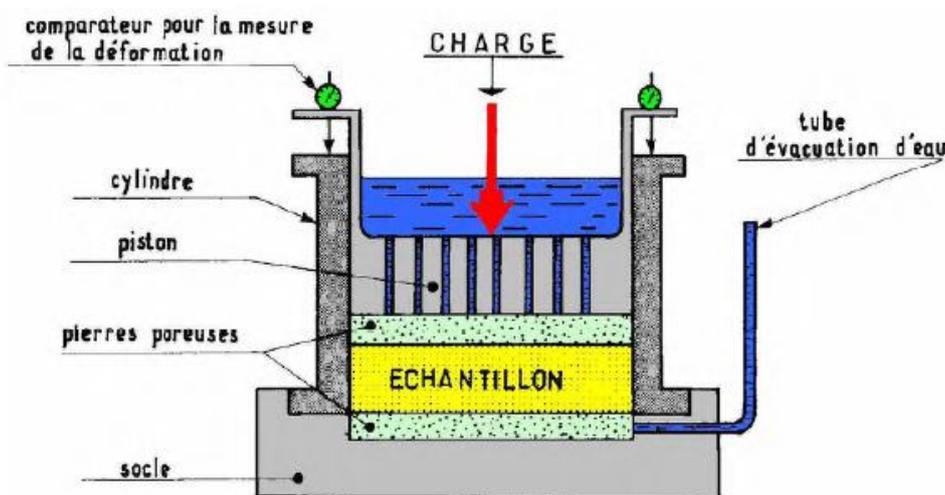


Fig. 16 : Représentation simplifiée de l'Oedomètre

### c) Courbe de compressibilité

On applique à l'échantillon du sol parfaitement saturé des contraintes normales croissantes qui sont généralement : 0.056 ; 0.2 ; 0.4 ; 0.8 ; 1.6 ; 3.2 ; 6.4 ; 12 (en  $10^5$  Pa). Sous chaque palier de chargement, et après quasi-stabilisation du tassement (24 h), celui-ci est mesuré. En conséquence, on trace la courbe de  $\Delta e$  en fonction de  $\sigma$ .

- Indice de compression  $C_c$

On appelle indice de compression, noté  $C_c$ , la pente (au signe près) de la courbe vierge, soit :

$$c_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\lg \sigma'_z)} \quad (\text{pour } \sigma'_z \geq \sigma'_p)$$

$$\text{avec : } \Delta(\lg \sigma'_z) = \lg(\sigma'_z + \Delta\sigma'_z) - \lg \sigma'_z = \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_z}{\sigma'_z}\right)$$

$c_c$  est un nombre sans dimension.

Pour un état initial  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$  et pour un incrément de contrainte  $\Delta\sigma'_z$ , on a donc :

$$\Delta e = -c_c \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_z}{\sigma'_{v0}}\right) \quad \text{et comme } \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}, \text{ on peut écrire :}$$

$$\Delta H = -H_0 \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'_z}{\sigma'_{v0}}\right)$$

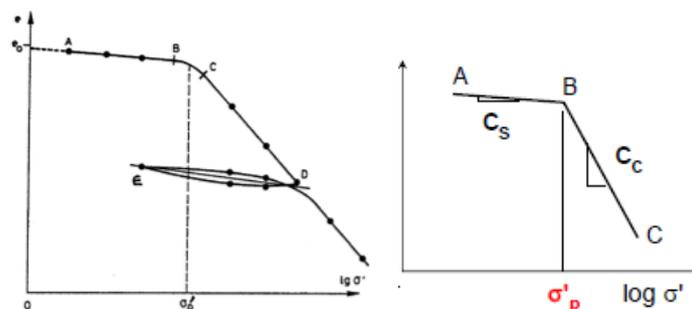


Fig. 17 : Courbe de compressibilité

incompressible	lorsque	$c_c < 0,02$	} Sables
très peu compressible	"	$0,02 < c_c < 0,05$	
peu compressible	"	$0,05 < c_c < 0,10$	
moyennement compressible	"	$0,10 < c_c < 0,20$	} Kaolinites
assez fortement compressible	"	$0,20 < c_c < 0,30$	} Illites
très compressible	"	$0,30 < c_c < 0,50$	
extrêmement compressible	"	$0,50 < c_c$	} Montmorillonites

relation empirique  $c_c = 0.009 \cdot (w_L - 10)$

**d) Phénomène de consolidation primaire**

Considérons un point M au sein d'un massif de sol saturé de faible perméabilité, dans un état initial caractérisé par une contrainte effective verticale  $\sigma'_z$  et une pression interstitielle  $u$ , à l'instant  $t = 0$ , un chargement qui provoque en M une contrainte  $\sigma_z$ . Lors de l'application de la charge, l'eau n'a pas le temps d'être drainée en raison de la faible perméabilité du sol, la pression interstitielle devient  $u = \sigma_z$ . Un écoulement lent de l'eau entraîne ensuite une diminution de la surpression interstitielle. Avec le temps une fraction de plus en plus grande de la contrainte appliquée est transmise au squelette solide  $u = 0$  et  $\sigma'_z = \sigma_z$  (Fig. 18).

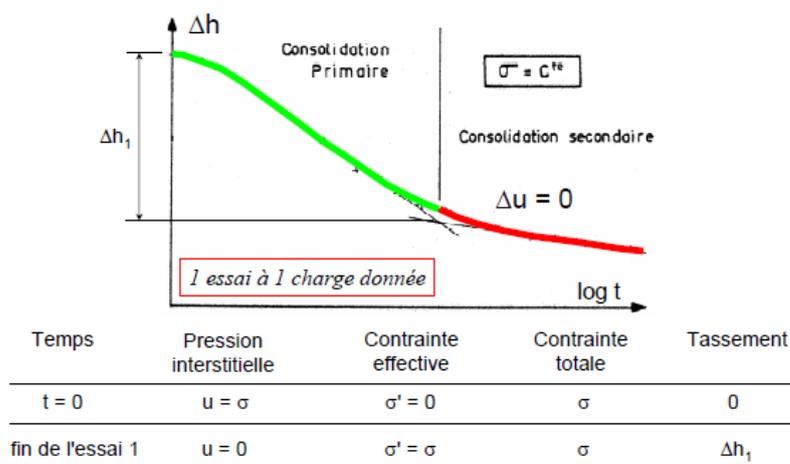
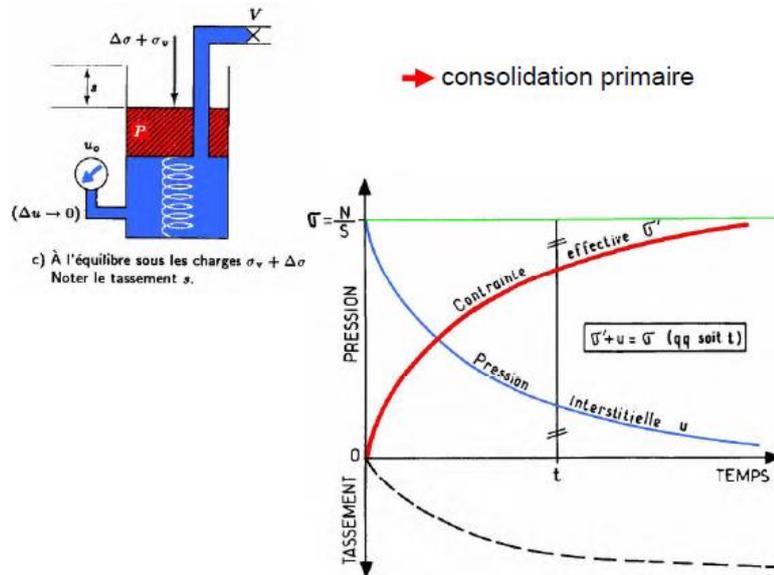


Fig. 18  
Courbe de consolidation primaire et consolidation secondaire

Ce phénomène peut être comparé par analogie à un ressort.  
 sol = eau + ressort  
 squelette solide = ressort  
 eau = eau  
 Perméabilité = robinet



L'essai œdométrique fournit deux types de courbes

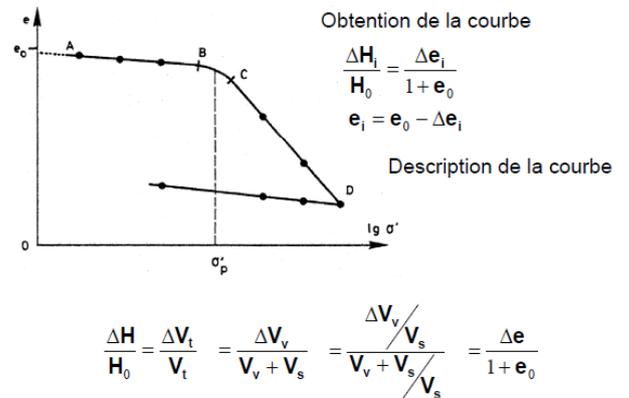
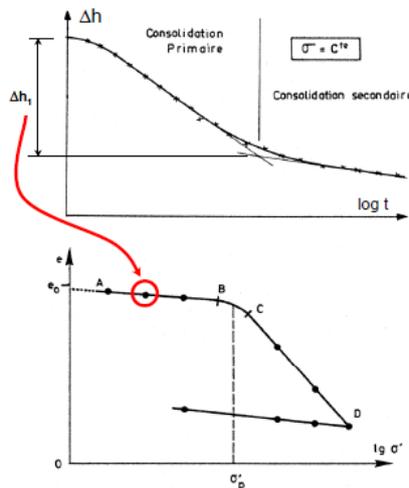
- courbe de consolidation

*tassement de l'échantillon en fonction du temps pour une contrainte constante*

essai répété pour plusieurs contraintes croissantes sur le même échantillon

- courbe de compressibilité

*tassement en fonction de la contrainte appliquée*



Estimation indirecte de l'indice de compression : Pour compléter l'information aux niveaux où il n'y a pas d'essais œdométrique, on peut obtenir une estimation de l'indice de compression à partir des relations empiriques suivantes :  $C_c = \omega_{nat}/100$ , d'abord utilisée dans le cas des tourbes, peut être étendue aux argiles'  $C_c = 0,009 (\omega_1 - 10)$ , proposée par Skempton, valable dans le cas des argiles normalement consolidées.

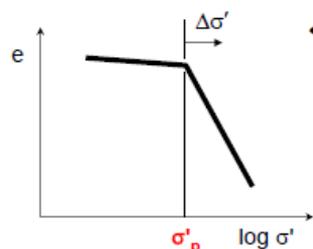
- Indice de gonflement  $C_s$ . C'est la pente moyenne (au signe près) d'un cycle déchargement-rechargement.

### 3) Classification des sols en fonction de leur compressibilité

Soit un échantillon de sol prélevé intact à la profondeur  $z$ . On peut, d'une part, calculer la contrainte naturelle  $\sigma'_z$  qui s'exerce à la profondeur  $z$  et, d'autre part, déterminer à l'oedomètre.

#### a) Sol normalement consolidé

Si  $\sigma'_{v0} \approx \sigma'_p$  → le sol est normalement consolidé (NC)



❖ application d'une surcharge au sol  
→ tassement suivant courbe vierge

❖ dans le passé  
→ ce sol a tassé uniquement sous son propre poids

Lorsque  $\sigma'_z = \sigma'_p$  : Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures. Le tassement dû à  $\sigma'_z$  s'effectue suivant la courbe vierge, il est donné par la relation :

$$s = H_0 \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \lg \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

$H_0$  : épaisseur initiale de la couche compressible  $e_0$  : indice des vides initial

**b) Sol sur-consolidé** : le sol a été soumis dans le passé à une pression de pré consolidation supérieure au poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain ( $\sigma_p < \sigma'_z + \Delta \sigma'_z$ ). Le tassement est donné par l'équation :

$$s = H_0 \frac{c_s}{1 + e_0} \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + H_0 \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_p}$$

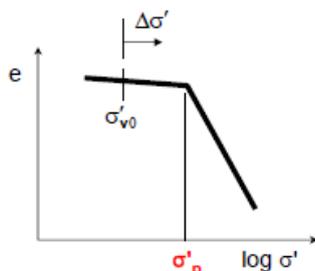
On néglige le plus souvent le tassement dû à l'augmentation la branche correspondante de la courbe de compressibilité étant abscesses. Le tassement est alors donné par la relation :

$$s \approx H_0 \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_p}$$

Pour l'autre moitié de la branche de la courbe vierge ( $\sigma_p > \sigma'_z + \Delta \sigma'_z$ ). Le tassement est donné par l'équation suivante :

$$s = H_0 \frac{c_s}{1 + e_0} \cdot \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}$$

Si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  → le sol est surconsolidé (SC)



❖ à un moment antérieur de son histoire  
→ ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel

Ex : érosion, excavation, changement de niveau de la nappe phréatique

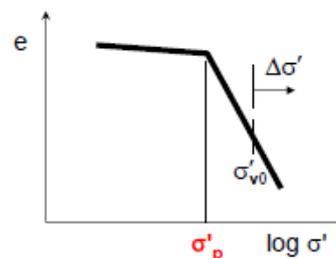
### c) Sol sous-consolidé

Lorsque ( $\sigma'_p < \Delta\sigma'_z$ ) le sol est dit sous-consolidé. C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases ou tourbes récemment formées). Le processus de la consolidation primaire n'est pas terminé, la surpression interstitielle n'est pas entièrement dissipée. Ce sont des sols généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de charge

#### 3.6.3 Sol sous-consolidé

❖ consolidation primaire pas terminée  
→ le sol n'a pas encore été soumis à une contrainte aussi élevée que  $\sigma'_{v0}$  (poids des terres actuel)

Ex : remblai récent, mal compacté



## 4. Calcul des contraintes au sein d'un massif

On ne s'intéresse dans ce paragraphe qu'aux contraintes verticales, car ce sont elles qui provoquent les tassements.

### a) Principe de superposition

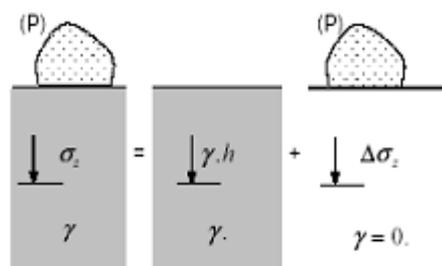


Fig. 20 : Principe de superposition

Ce principe est le suivant : Si dans un milieu à l'état de contrainte ( $\sigma_1$ ) correspond à l'état de déformation ( $\epsilon_1$ ) et à l'état de contrainte ( $\sigma_2$ ) correspond l'état de déformation ( $\epsilon_2$ ). Alors à l'état de contrainte ( $\sigma_1 + \sigma_2$ ) correspondra l'état de déformation ( $\epsilon_1 + \epsilon_2$ ) (Fig. 20).

On aura en général dans un sol de poids volumiques  $\gamma$  :

$$\sigma_z = \gamma \cdot h + \Delta\sigma_z$$

$\gamma \cdot h$  : est la contrainte due au poids propre du milieu à la profondeur  $h$

$\Delta\sigma_z$  : est l'augmentation de contrainte due à la surcharge à la profondeur  $h$

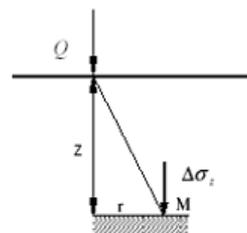
### b) Cas d'une charge ponctuelle

On utilise la formule de Boussinesq qui donne la contrainte verticale en tout point M d'un milieu élastique non pesant, chargé par une force ponctuelle verticale  $Q$  :

$$(\Delta\sigma_z)_M = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

Cette relation peut encore s'écrire :

$$(\Delta\sigma_z) = N \frac{Q}{z^2} \quad \text{Avec} \quad N = \frac{3}{2\pi \left\{ 1 + \left[ \frac{r}{z} \right]^2 \right\}^{\frac{5}{2}}}$$



Application :

Soit  $Q = 10$  tonnes

Déterminer  $\Delta\sigma_z$  pour  $-4$  m à  $r = 0.5$  m

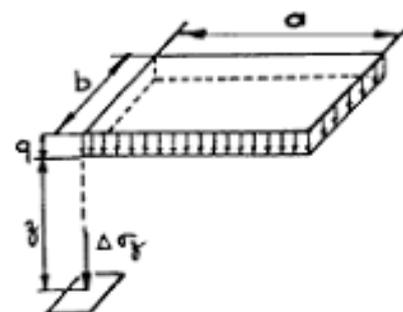
l'abaque N°1 en annexe donne les variations de  $N$  en fonction de  $\frac{r}{z}$ .

### c) Cas d'une charge rectangulaire uniforme

L'augmentation de contrainte dans un milieu semi-infini sous le coin d'une répartition rectangulaire uni ( $q$ ) est donnée par la relation :

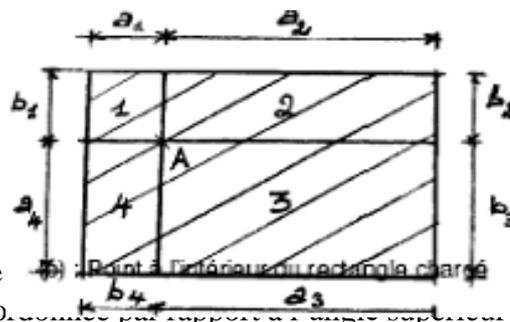
$$\Delta\sigma_z = k \cdot q$$

$q$  en  $\text{KN/m}^2$



$k = k(m.n)$  avec  $m = \frac{a}{z}$  ;  $n = \frac{b}{z}$  est un facteur d'influence sans dimension donné dans l'abaque N°2. Si le point A est à l'intérieur du rectangle chargé:

$$\Delta\sigma_z = (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)q$$



Application

Soit un dallage  $5 \times 4 \text{ m}^2$  appliquant sur le sol une charge  $\Delta\sigma_z$ , pour  $z = -2\text{m}$  au point A intérieur au dallage de coordonnées (3 ; 2).

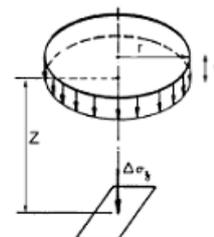
#### d) Cas d'une charge circulaire

Dans l'axe d'une charge circulaire uniforme de rayon. L'augmentation de contrainte verticale à la profondeur  $z$  est :

$$\Delta\sigma_z = J \cdot q$$

$$J = \frac{1}{\left\{1 + \left[\frac{r}{z}\right]^2\right\}^{\frac{3}{2}}}$$

Donnée par l'abaque N°3



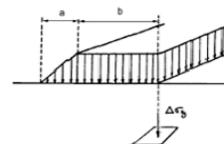
#### e) Charge en remblai de longueur infinie

La contrainte verticale sous le coin d'une distribution de charges de longueur infinie en forme de remblai et à la profondeur  $z$  (fig.6.6) est donnée par :

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q$$

$$I = I\left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z}\right) : \text{Coefficient sans dimensions}$$

Donnée dans l'abaque N°4.



#### f) Diffusion simplifiée des contraintes-cas des semelles continues

Lorsque on ne cherche qu'une valeur approximative des tassements et des contraintes, on peut se contenter de la diffusion simplifiée suivantes des contraintes normales.

On suppose qu'il ya une diffusion uniforme des contraintes avec la profondeur, limitée par des droites faisant un angle  $\alpha$  avec la verticale.

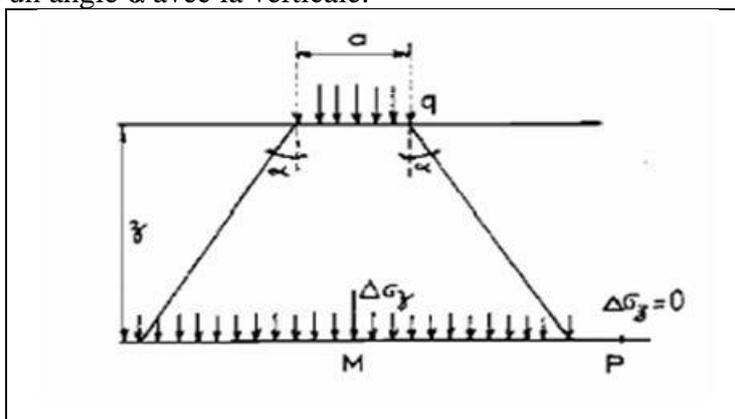


Fig. 21 : distribution de charge dans une semelle

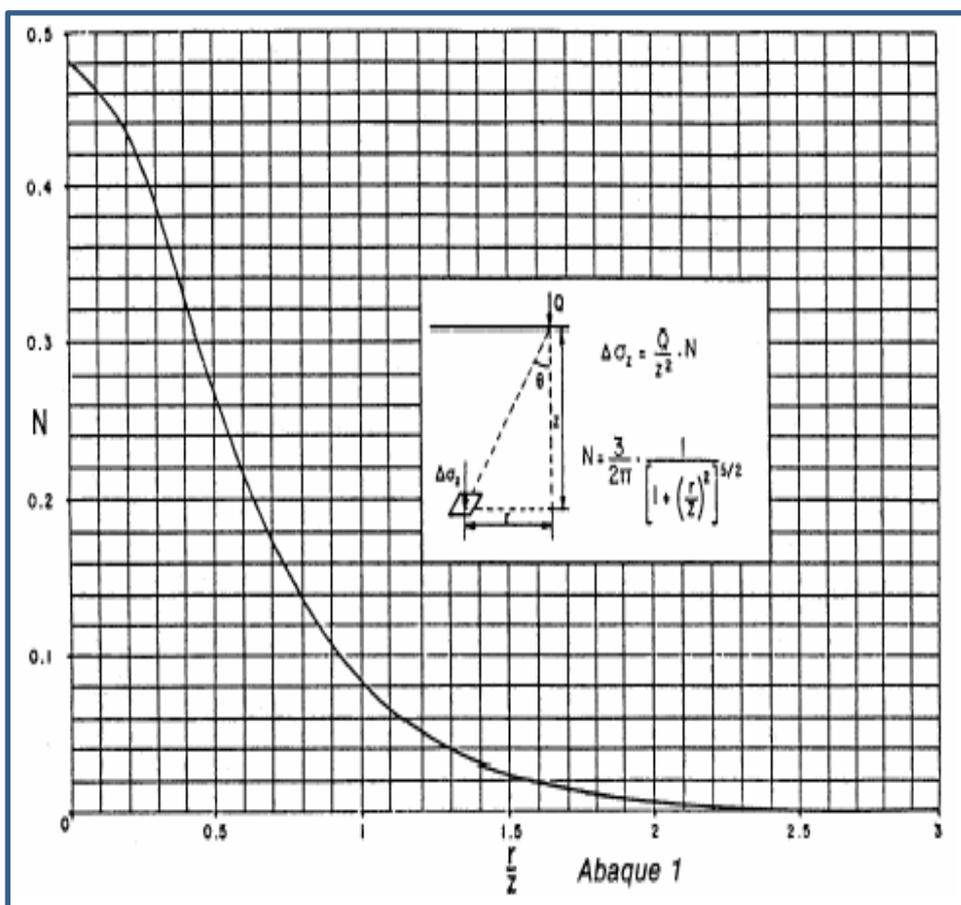
Dans le cas de la figure ci-dessus :

$$(\Delta\sigma_z)_M = q \frac{a}{a + 2Z \cdot \tan(\alpha)}$$

$$(\Delta\sigma_z)_P = 0$$

**A noter :**

La valeur de  $\alpha$  est généralement prise égale à  $30^\circ$  :



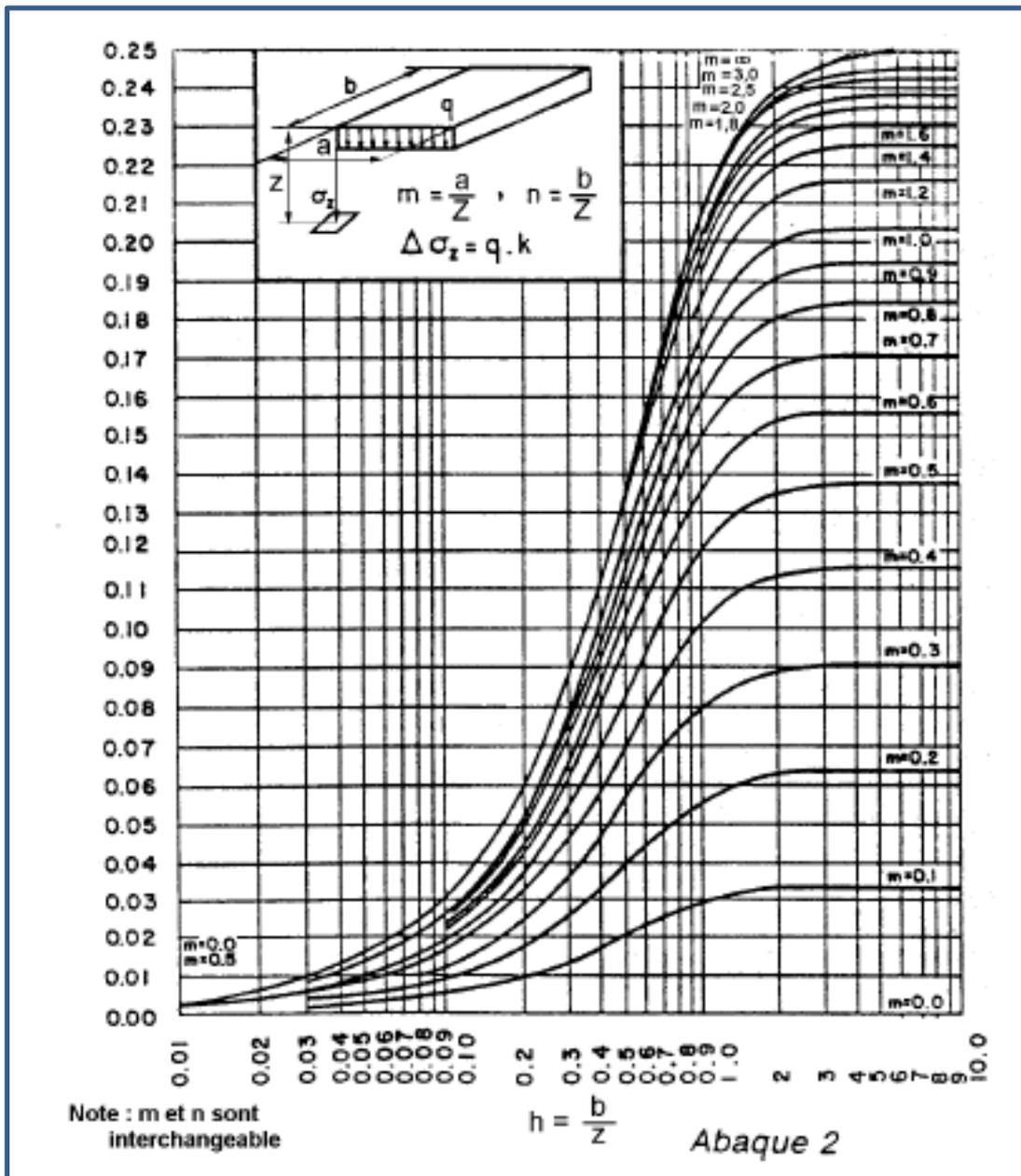


Fig. 22 et 23 : abaque 1-2

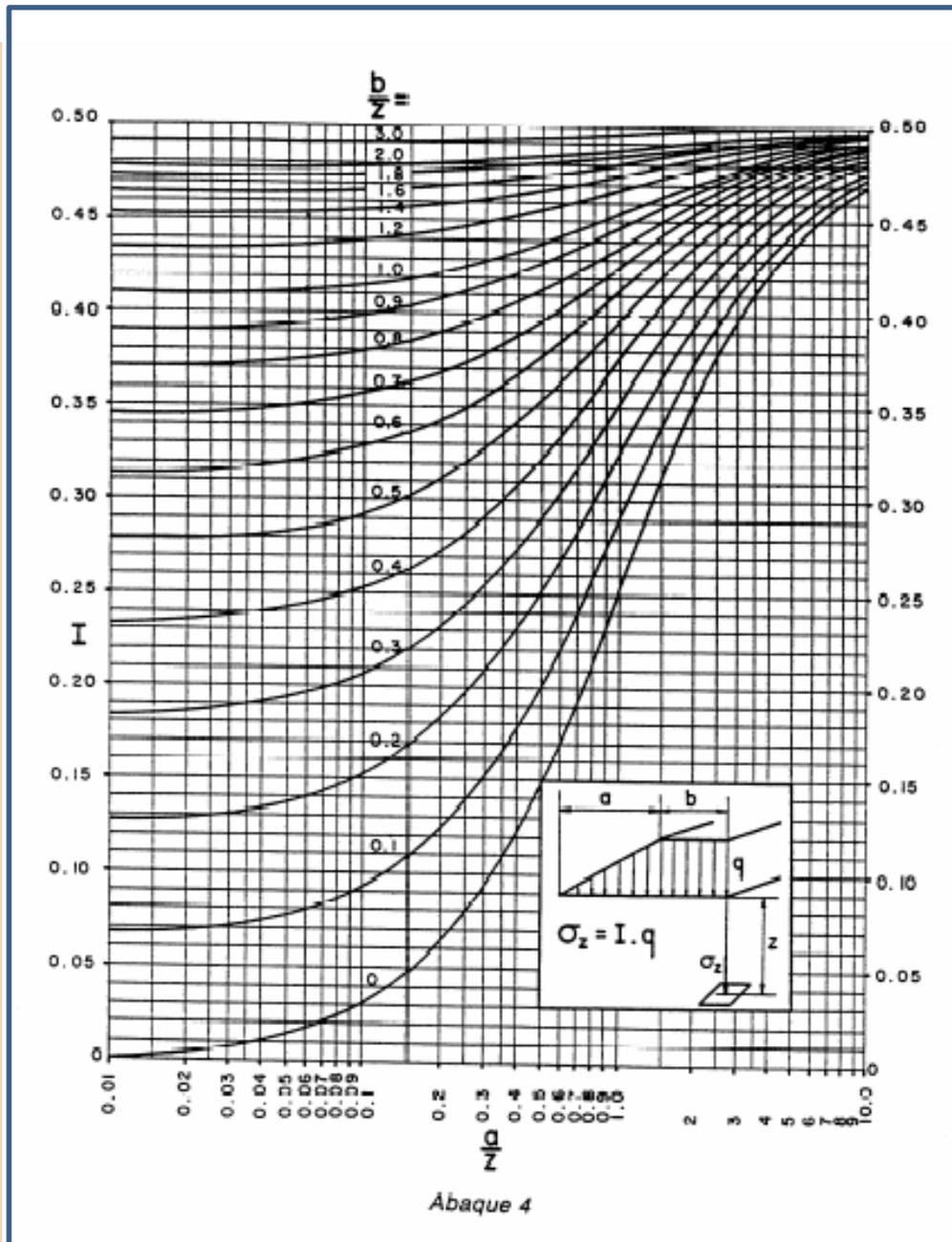


Fig. 24 : abaque 3

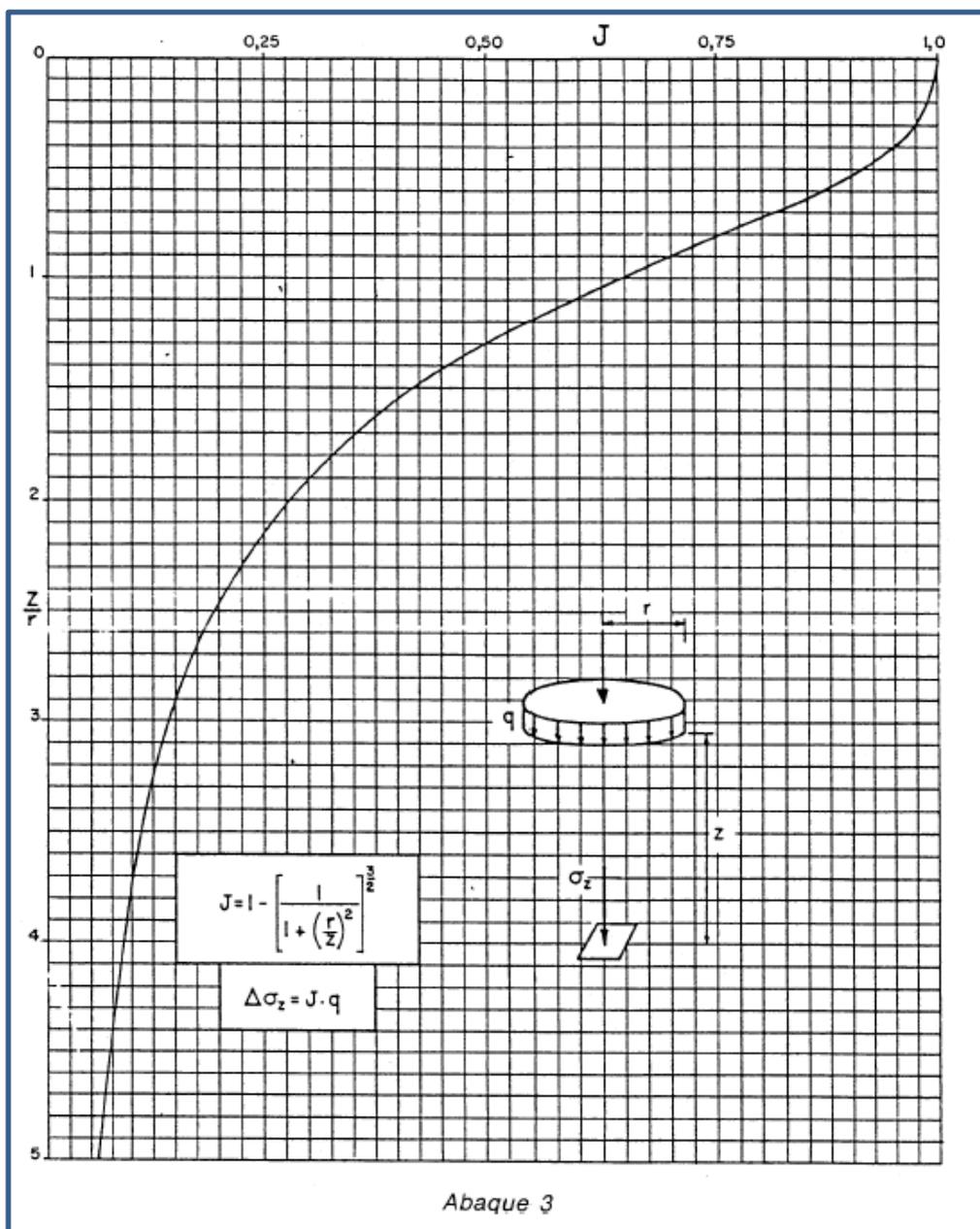


Fig. 25 : abaque 4

### 5) Durée de tassement

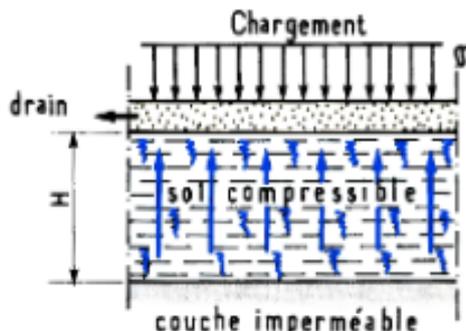
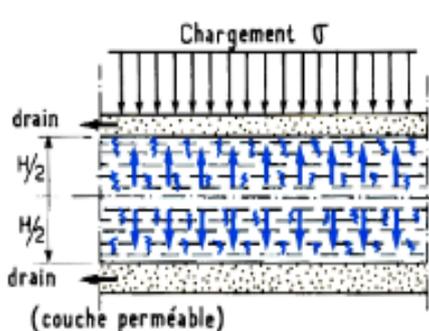
Les sols grenus tassent en des temps très courts (en même temps que se produit le chargement); la question de la durée des tassements concerne donc seulement les sols fins (phénomène différé)

À partir de  $T_v$

$$T_v = \frac{c_v}{d^2} \cdot t$$

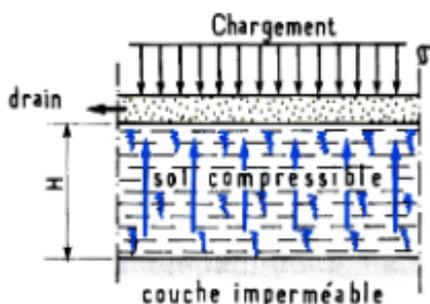
$c_v$  : coefficient de consolidation  
 $d$  : distance de drainage  
 $t$  : temps

Pour U donné  $\rightarrow T_v$  par  $U = f(T_v) \rightarrow t = \frac{d^2}{c_v} \cdot T_v$

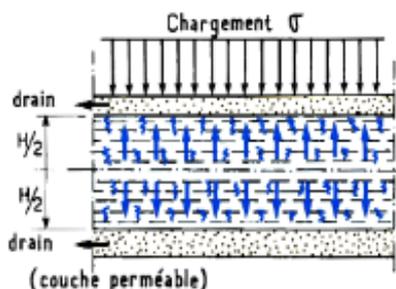


Exemple |  $H = 1 \text{ m}$   
 $c_v = 2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

$$t = \frac{d^2}{c_v} \cdot T_v$$



$U = 50\% \rightarrow T_v = 0,197$   
 $\rightarrow t = 114 \text{ jours}$   
 $U = 100\% \rightarrow T_v \approx 2$   
 $\rightarrow t = 1157 \text{ jours}$   
 (3 ans et 2 mois)



$U = 50\% \rightarrow t = 28 \text{ jours}$   
 $U = 100\% \rightarrow t = 289 \text{ jours}$

drainage par 2 faces  
 $\rightarrow$  temps divisé par 4

$U = f(T_v)$  → fonction indépendante et unique

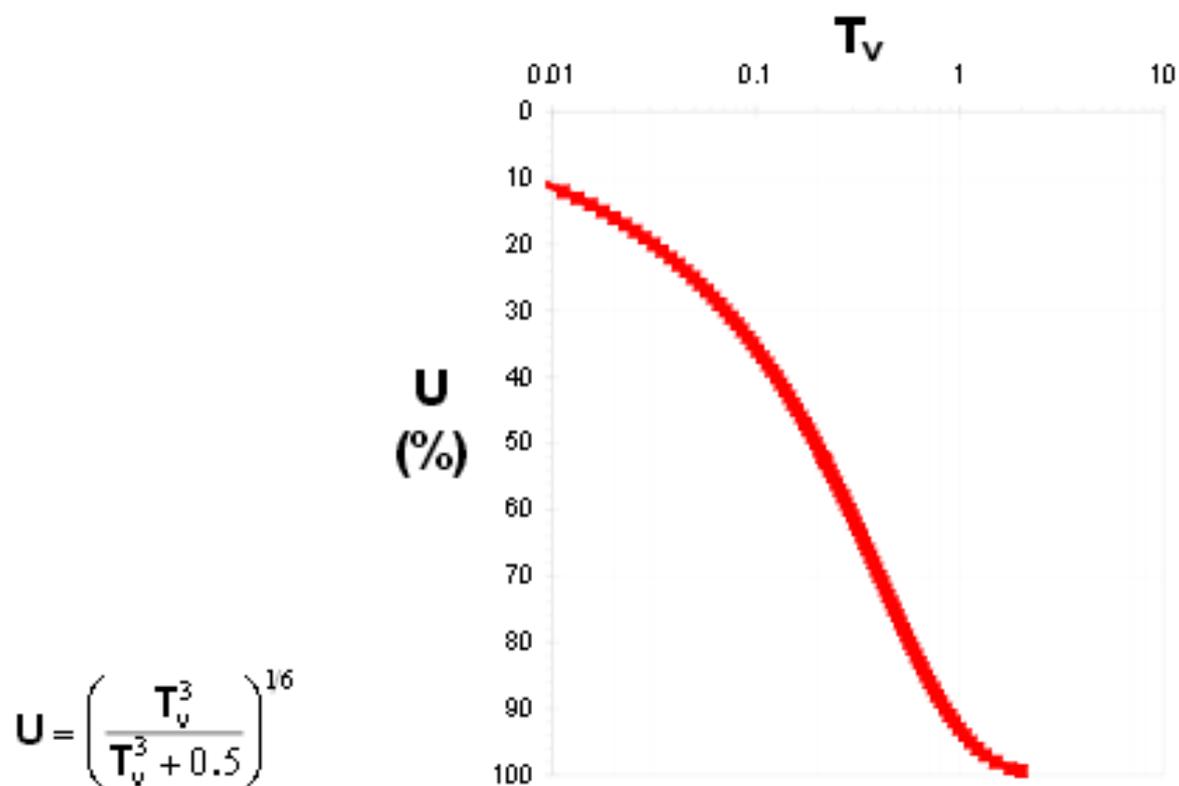


Fig. 26 : Variation de U en fonction du T (temps)

## CHAPITRE III. CISAILLEMENT DES SOLS

### I. Contraintes en équilibre appliquées à un plan de cisaillement

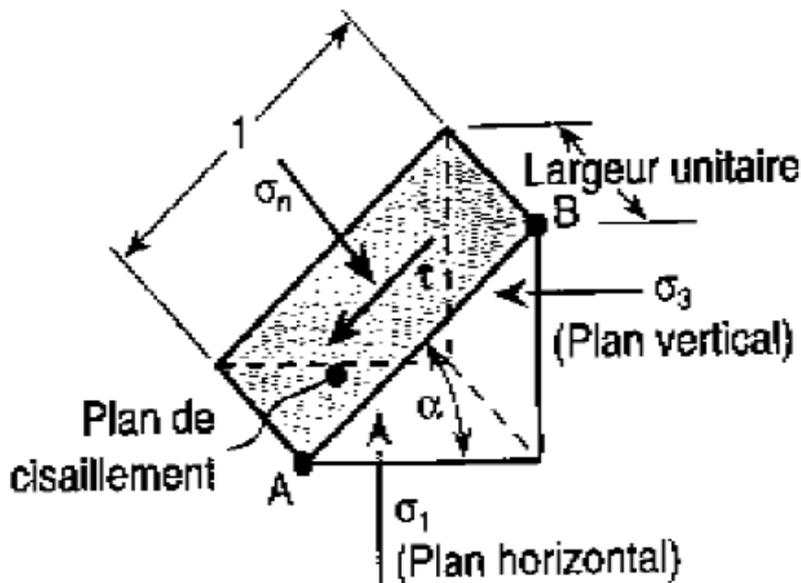


Fig. 27 : contraintes exercées sur un plan de cisaillement

On peut alors déterminer les forces qui engendrent les contraintes agissant sur l'élément de sol. Connaissant ces forces, on peut exprimer  $\tau$  et  $\sigma_n$  en fonction de  $\sigma_1$   $\sigma_3$  à l'aide des équations de la statique (Fig. 27).

$$T = \tau * l : \text{force parallèle au plan de rupture}$$

$$N = \sigma_n * l : \text{force perpendiculaire au plan de rupture}$$

$$V = \sigma_1 * \cos\alpha : \text{force verticale agissant sur le plan horizontal}$$

$$T = \sigma_3 * \sin\alpha : \text{force verticale agissant sur le plan vertical}$$

$$\Sigma F_h = 0 \quad -H - T \cos\alpha + N \sin\alpha = 0$$

$$\Sigma F_v = 0 \quad V - T \sin\alpha - N \cos\alpha = 0$$

En exprimant les forces au moyen des contraintes, on obtient les deux équations suivantes :

$$-\sigma_3 * \sin\alpha - \tau \cos\alpha + \sigma_n * \sin\alpha = 0$$

$$\sigma_1 * \cos\alpha - \tau \sin\alpha - \sigma_n \cos\alpha = 0$$

sachant que :  $2\sin\alpha\cos\alpha = \sin 2\alpha$  et  $\sin^2\alpha + \cos^2\alpha = 1$

$$1 + \cos 2\alpha = 2 \cos^2\alpha \quad \text{et} \quad 1 - \cos 2\alpha = 2 \sin^2\alpha$$

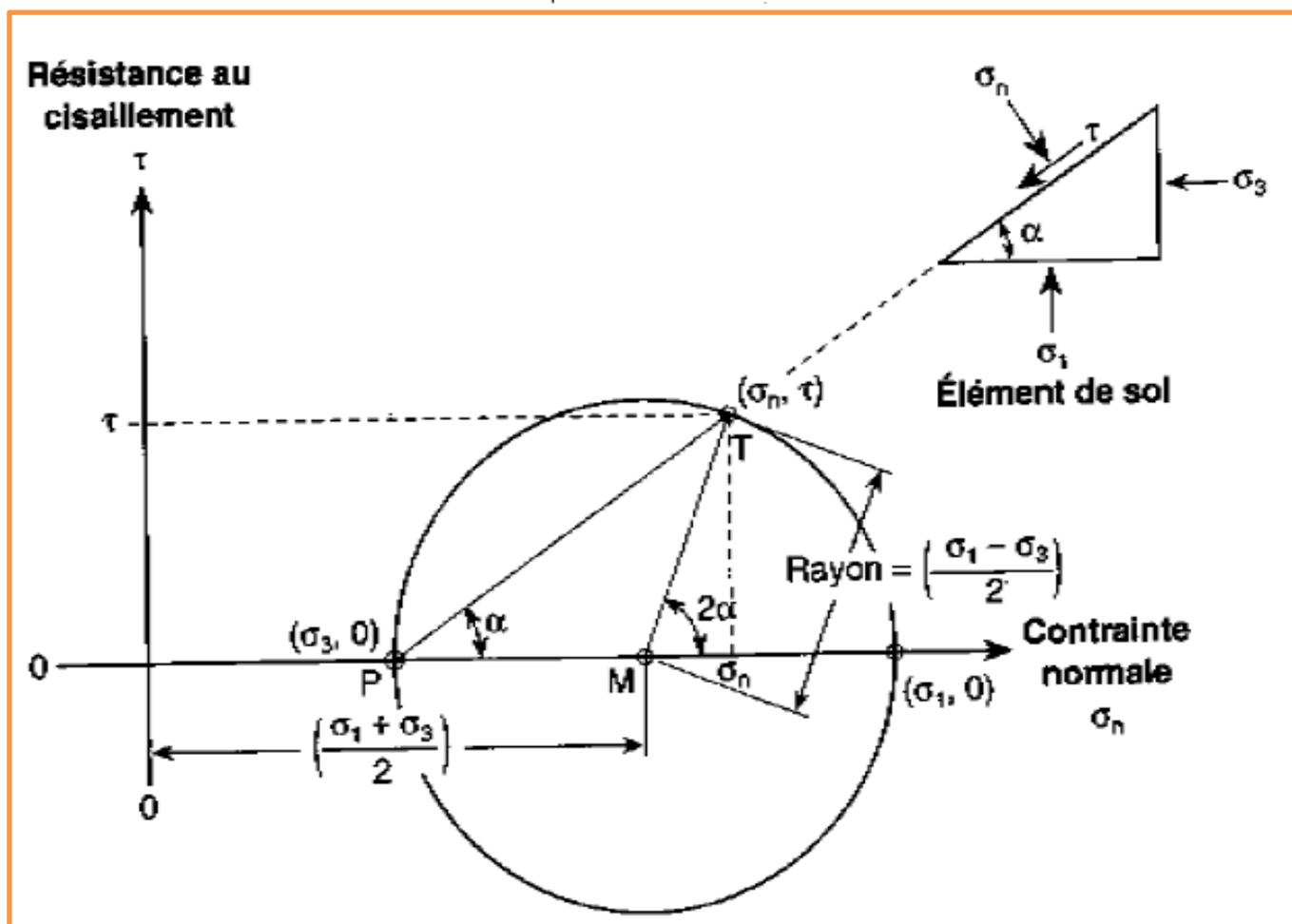
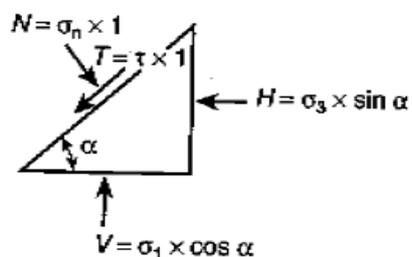


Fig. 28 : Notion du cercle de Mohr

On peut isoler  $\tau$  et  $\sigma_n$  (fig. 28):

$$\tau = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\alpha,$$

$$\sigma_n = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha.$$

**Exemple** : déterminons les contraintes  $\sigma_n$  et  $\tau$  qui se développent dans un élément de sol lorsque les conditions sont les suivantes (Fig. 29):

$$\sigma_1 = 100 \text{ KPa}$$

$$\sigma_3 = 30 \text{ KPa}$$

$$\tau = 60^\circ$$

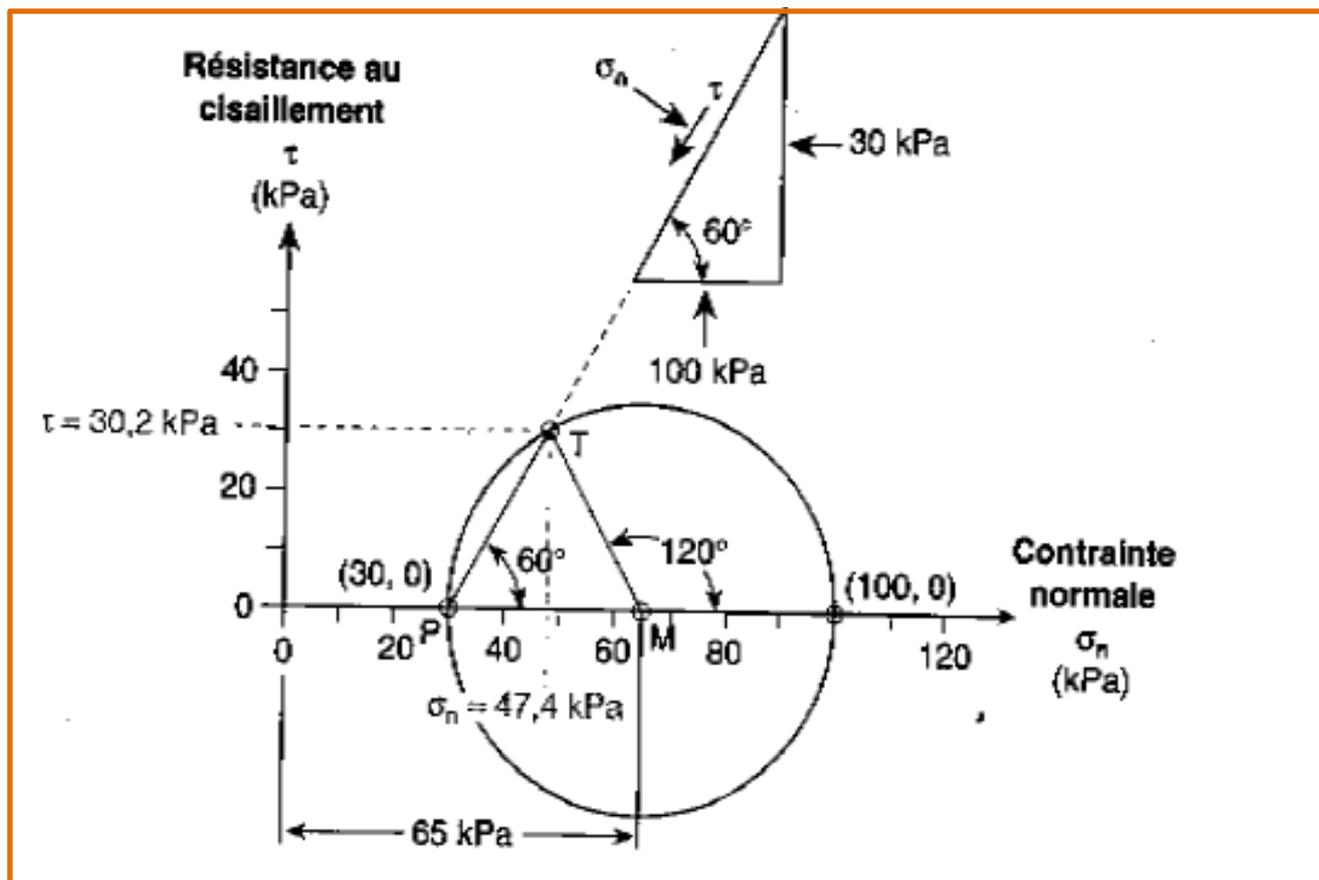


Fig. 29 : Calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr

### 1) Méthode graphique

Déterminons le centre du cercle de Mohr :

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{100 + 30}{2} = 65 \text{ KPa}$$

On trouve la position du pôle P, point  $(\sigma_3, 0)$  dans notre exemple :

A partir du pôle, on trace une droite dont l'angle d'inclinaison est de  $60^\circ$  par rapport à l'horizontale.

Les coordonnées du point situé à l'intersection de la droite et du cercle de Mohr fournissent les valeurs des contraintes  $\sigma_n$  et  $\tau$  :

$$\sigma_n = 47,4 \text{ kPa} \text{ et } \tau = 30,2 \text{ kPa}$$

## 2) Méthode mathématique

On calcule la valeur de  $\sigma_n$  :

$$\sigma_n = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha$$

$$\sigma_n = \cos 120 = 47,5 \text{ kPa}$$

On calcule la valeur de  $\tau$  :

$$\tau = \left( \frac{100 - 30}{2} \right) \sin 120 = 30,3 \text{ kPa}$$

## II. Détermination des caractéristiques de plasticité $e$ et $\phi$

Plusieurs types d'essais sont utilisés pour déterminer les caractères de plasticité : on distingue :  $\left( \frac{100+30}{2} \right) + \left( \frac{100-30}{2} \right)$

- les essais de mesure in situ (scissomètre, rhéotest, pénétromètre...)
- les essais de laboratoire (compression simple, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial). On ne s'intéressera donc dans ce chapitre qu'aux essais de laboratoire.

### a) la boîte de cisaillement (boîte de Casagrande)

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes. Une supérieure  $C_1$  qui peut coulisser horizontalement sur une autre inférieure  $C_2$  (Fig. 30). Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. On peut remplacer les pierres poreuses par des plaques pleines et le sol ne peut plus se drainer, du moins théoriquement.

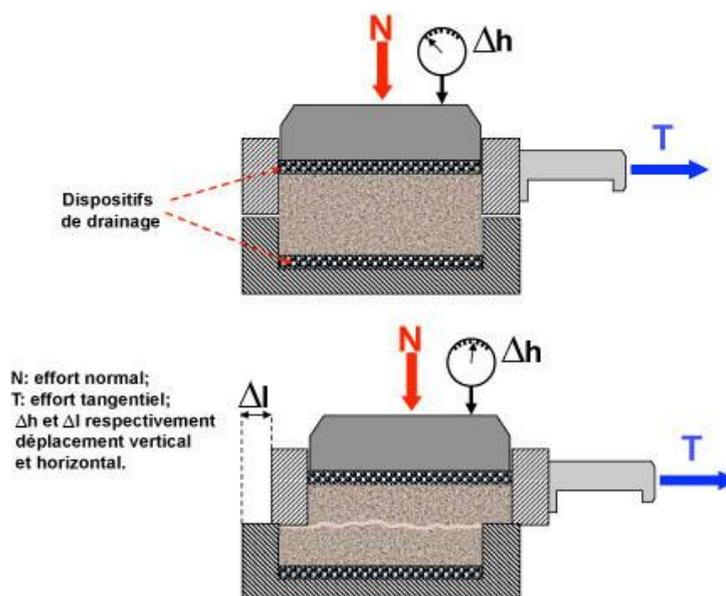


Fig. 30 : Schéma de la boîte de cisaillement rectiligne de Casagrande

L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge vertical  $N$  par l'intermédiaire d'un piston. L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte supérieure de façon à cisailier le sol selon le plan  $\pi$ .

On mesure l'effort horizontal  $T$  en fonction de  $\Delta$  : (fig.7.2 et 7.3). L'essai se fait à vitesse contrôlée  $V$

Soit :

-  $S$  la section de l'échantillon selon le plan  $\pi$ .

-  $\sigma_1 = \frac{N}{S}$  la contrainte normale appliquée à l'échantillon.

-  $\tau_1 = \frac{T}{S}$  la résistance au cisaillement mesurée à la rupture

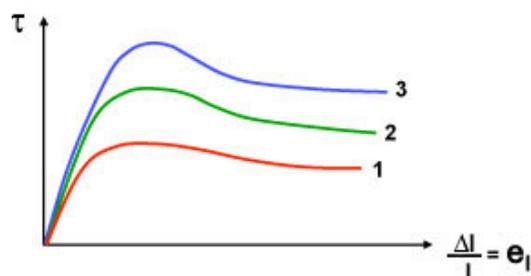


Fig. 31 : Courbe contrainte-déformation

Si cet essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple  $\sigma_p (1,2,3,4)$ , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée

en portant sur le diagramme de Coulomb ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) les points correspondants aux contraintes  $\tau_p$  (1,2,3,4), mesurées (fig. 31 et 32).

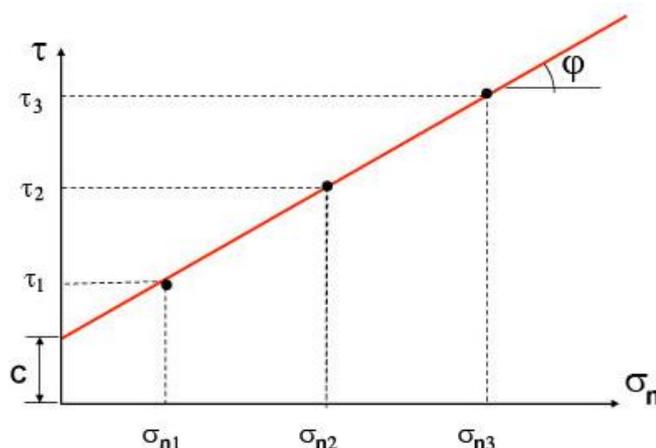


Fig 32 : Détermination de  $c$  et  $\phi$

### III. Etude de la portance des fondations superficielles à partir des essais de laboratoire

#### a) Introduction

La fondation superficielle, élément inférieur d'un ouvrage permet de transmettre à une couche de sol peu profonde, dans des conditions favorables, les charges issues de la superstructure. En règle générale, on peut considérer qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement  $D$  est inférieure à 5 fois sa largeur. De point de vue comportement mécanique, si l'on soumet une fondation à un chargement croissant, le sol est en équilibre élastique au début de l'application de la charge ; il le garde pour les faibles valeurs de celle-ci.

Lorsque la charge devient importante, le sol se met progressivement à l'équilibre plastique et au moment de la rupture :

- Dans le cas d'une semelle, il se produit un coin rigide sous la base de la semelle qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre (Fig. 33a).
- Dans le cas d'une fondation profonde (pieu) on obtient une zone de rupture locale sous la pointe du pieu (Fig. 33b).

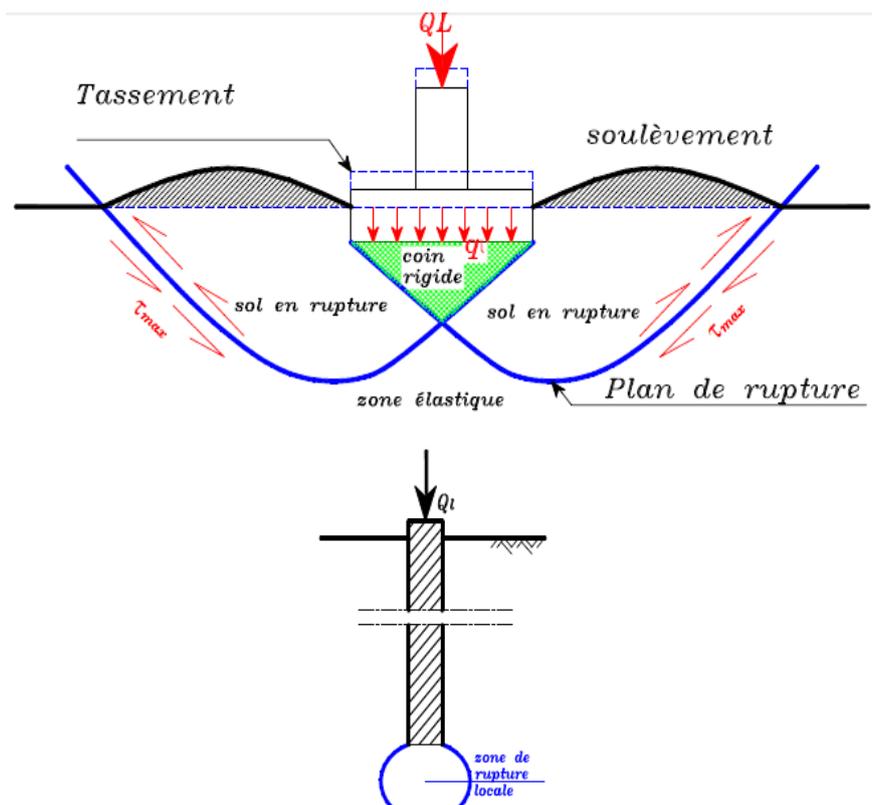


Fig. 33 : Schéma de rupture sous : a) une semelle chargée, b) un pieu

Un projet de fondation est donc très délicat, il doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- une bonne reconnaissance du sol support.
- les tassements doivent être inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- les contraintes doivent être compatibles avec la résistance à la rupture du sol : C'est le problème de la **capacité portante**.

la contrainte de cisaillement le long du plan de rupture est donnée par :

- pour un sol pulvérulent :  $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\varphi$
- pour un sol cohérent :
- a court terme :  $\tau = \text{CU}$
- a long terme :  $\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\varphi'$

la **capacité portante** est la pression maximale que peut supporter le sol avant la rupture.

la **contrainte admissible** est la pression maximale qui puisse être appliquée par une structure sur le sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et des risques de rupture du sol

### b) Calcul de la capacité portante

Dans le cas d'une semelle filante de largeur  $B$ , encastrée à une profondeur  $D$  dans le sol et soumise à une charge verticale centrée (Fig. 34), l'équation générale de la charge limite est :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B \gamma + \frac{c}{N} + \left( q + \gamma_1 D \right) N_q \quad (6.1)$$

$N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  : facteurs de portance donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  sous la base de la fondation

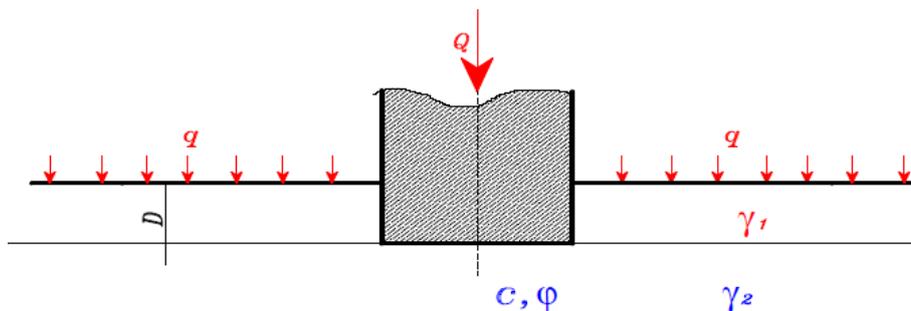


Figure 34 : cas de charge appliquée à une semelle filante