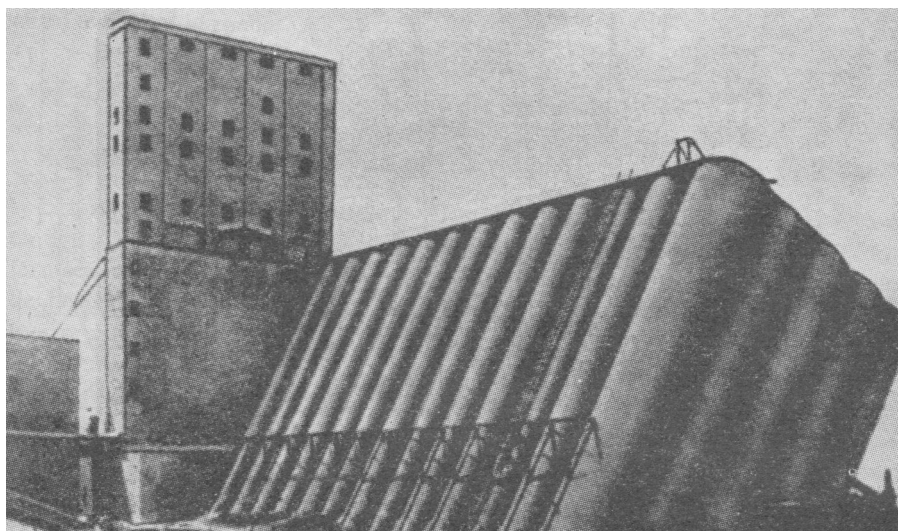


# MECANIQUE DES SOLS



## **CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS**

## GENERALITES

- On désigne par le vocable « sol » tous les matériaux existants à la surface de l'écorce terrestre.
- D'une manière générale, on peut les classer en 2 catégories :
  - les roches,
  - les sols.
- Les roches sont des matériaux compacts, durs et résistants qui ne peuvent être réduits en morceaux qu'à l'aide de très gros efforts mécaniques. Les sols, au contraire, sont des matériaux susceptibles d'être soit séparés en grains, soit déformés, à la main ou par la mise en oeuvre d'une énergie mécanique relativement faible.
- Une distinction entre un sol et une roche peut encore être faite en considérant qu'un sol plongé dans l'eau se désintègre relativement vite alors qu'une roche reste intacte.
- Les sols sont en fait le résultat d'une altération physico-chimique des roches qui se sont transformées en une masse de petites particules. Ces particules peuvent rester en place et constituer ce que l'on appelle le « sol résiduel » ou être « transportées » par l'eau et le vent. Les sols résiduels ont dans une certaine mesure la stabilité des roches d'origine, alors que les sols transportés sont meubles et souvent de faible portance (à l'exception des graviers qui peuvent supporter des surcharges très importantes car ils n'ont subi qu'une transformation physique et non chimique).
- Certains sols qu'on dit organiques peuvent contenir des débris végétaux ou animaux en plus ou moins grande quantité. C'est notamment le cas de la tourbe qui est presque uniquement composée de débris végétaux.

## **DESCRIPTION ET MESURES DES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS**

### **1. Composition d'un sol**

- Un sol en place est constitué de grains solides baignant dans de l'eau, de l'air ou un ensemble de ces deux éléments.
- On peut encore considérer qu'un sol est constitué de grains, qu'entre ces grains, on a des vides qui peuvent être remplis par de l'eau, de l'air ou les deux.
- C'est donc dans le cas le plus général un complexe de trois phases : solide, liquide et gaz.
- Notons encore que lorsque tous les vides sont remplis d'eau, le sol est dit saturé, ce qui est dans la pratique généralement le cas dans nos régions, pour la plupart des sols en place à quelques mètres de profondeur.

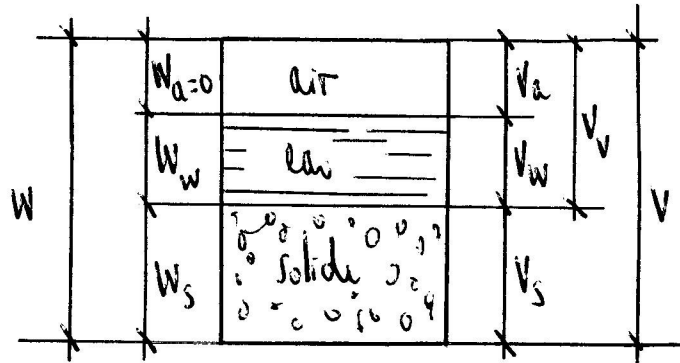
### **2. Paramètres de définition des sols**

- Les paramètres de définition des sols sont :
  - le poids volumique apparent  $\gamma_h$  = poids d'une unité de volume du sol considéré avec tout ce qu'elle contient : les grains, l'eau et l'air ;
  - le poids volumique sec  $\gamma_d$  = poids des grains contenu dans l'unité de volume prélevée ;
  - le poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  : indépendant de la nature de l'échantillon prélevé ;
  - le poids volumique de la matière constitutive des grains  $\gamma_s$  que l'on détermine à l'aide d'un pycnomètre (V.P.L.) ;
  - la porosité  $n$  = rapport du volume des vides au volume total occupé par le sol ;
  - l'indice des vides  $e$  = rapport du volume des vides au volume des grains solides ;
  - le degré de saturation  $S_r$  = rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides ;
  - la teneur en eau  $w$  = rapport du poids de l'eau au poids de la matière sèche.
- Voir page suivante.
- Les paramètres de définition des sols ont une grande importance. Ils définissent en effet l'état du sol, c'est-à-dire l'état de compressibilité (lâche ou serré) dans lequel se trouve le squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air que contient le sol.



## PARAMETRES DE DEFINITION DES SOLS

### Poids volumiques



$W_s$  : poids de la phase solide

$W_w$  : poids de l'eau

$W = W_s + W_w$  : poids total de l'échantillon

$V_s$  : volume de la phase solide

$V_w$  : volume de l'eau

$V_a$  : volume de l'air

$V_v = V_w + V_a$  : volume des vides

$V = V_s + V_v$  : volume total de l'échantillon

$\gamma_h = \frac{W}{V}$  : poids volumique apparent

$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$  : poids volumique sec

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  : poids volumique de l'eau

$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$  : poids volumique de la matière constituant les grains solides

le poids volumique des grains solides (en dehors des particules organiques) varie dans des limites assez faibles :  $26 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma_s \leq 28 \text{ kN/m}^3$

### Porosité – Indice des vides

- Porosité  $n$  : 
$$n = \frac{V_v}{V}$$

- Indice des vides  $e$  : 
$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- Relations entre  $e$  et  $n$  : 
$$e = \frac{n}{1-n}$$
 
$$n = \frac{e}{1+e}$$

## Degré de saturation et teneur en eau

- Degré de saturation :

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

- si sol sec :  $V_w = 0 \rightarrow S_r = 0$
- si sol saturé (tous les vides remplis d'eau) :  $V_w = V_v \rightarrow S_r = 1$

- Teneur en eau :

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

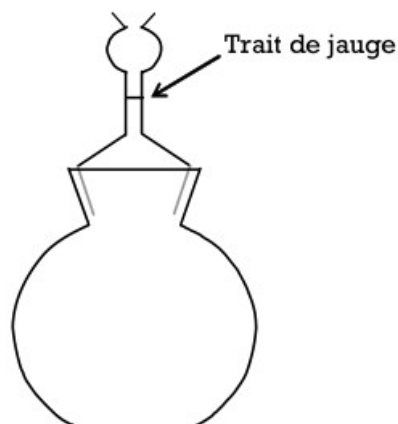
- Relations entre  $S_r$  et  $w$  :

$$w = \frac{S_r \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$$

## Mesures en laboratoire

- Les paramètres de définition des sols se déterminent à l'aide de mesures en laboratoire effectuées sur des échantillons de sol non remaniés, de l'ordre de 30 à 50 g pour les limons ou argiles, 1 à 3 kg pour les graviers et sables.
- On procédera comme suit :
  - on pèse l'échantillon ( $\rightarrow W$ ) ;
  - on mesure son volume ( $\rightarrow V$ ) ;
  - on le passe ensuite à l'étuve (ce qui revient à le sécher) jusqu'à ce que le poids reste constant ( $\rightarrow W_s$ ).
- Si le poids volumique  $\gamma_s$  des grains solides est connu (détermination à l'aide du pycnomètre), on peut déterminer l'ensemble des paramètres de définition.

## Pycnomètre



- Le pycnomètre est un flacon.
- Pour déterminer la densité et partant le poids volumique d'un solide, on réalise sur une

balance adaptée les 3 pesées suivantes :

- pycnomètre rempli d'eau jusqu'au trait de jauge + solide à côté  $\rightarrow M_1$  ;
- pycnomètre contenant le solide et rempli d'eau jusqu'au trait de jauge  $\rightarrow M_2$  ;
- pycnomètre rempli d'eau jusqu'au trait de jauge  $\rightarrow M_3$  .
- Masse du solide :  $M_s = M_1 - M_3$
- Masse d'eau occupant le même volume :  $M_w = M_1 - M_2$
- $\rightarrow$  Densité du solide =  $\frac{M_s}{M_w}$  .

## Exercices

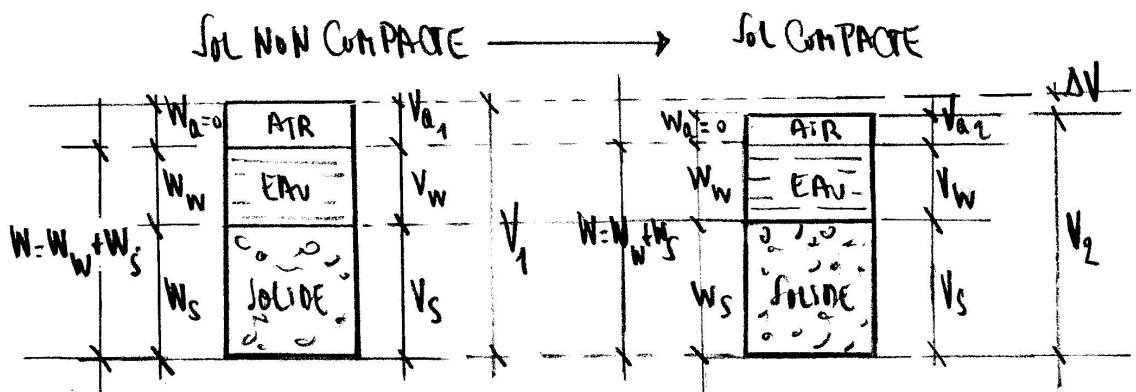
1. Un échantillon d'argile saturé pèse 1526 g. Après passage à l'étuve, il ne pèse plus que 1053 g. Le constituant solide des grains a une densité de 2,7. On demande de calculer :
  - le poids volumique apparent de l'échantillon ;
  - le poids volumique sec ;
  - la teneur en eau  $w$  ;
  - l'indice des vides  $e$  ;
  - la porosité  $n$ .
2. Un échantillon de sol pèse 129,1 g et a un volume de 56,4 cm<sup>3</sup>. Le poids des grains est de 121,5 g. Le constituant solide des grains a une densité de 2,7. On demande :
  - la teneur en eau  $w$  ;
  - l'indice des vides  $e$  ;
  - le degré de saturation  $S_r$ .
3. Un échantillon saturé a un volume total de 1450 cm<sup>3</sup>. Après passage à l'étuve, on constate une perte de poids de 609 g. Le constituant solide des grains a une densité de 2,65. On demande de déterminer :
  - la porosité  $n$  ;
  - l'indice des vides  $e$  ;
  - le poids volumique sec ;
  - le poids total de l'échantillon ;
  - le poids volumique apparent de l'échantillon ;
  - la teneur en eau  $w$ .
4. Un échantillon d'argile saturée pèse 35,4 g à l'état naturel et 24,2 g après séchage à l'étuve. Le poids volumique des grains est de 26,2 kN/m<sup>3</sup>. On demande de déterminer les caractéristiques suivantes :
  - la teneur en eau  $w$  ;
  - l'indice des vides ;
  - la porosité ;
  - le poids volumique total ;
  - le poids volumique sec.
5. Les échantillons provenant d'un sondage carotté ont fourni les résultats suivants :  
 $\gamma_h = 19,1 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_s = 26,8 \text{ kN/m}^3$   
 $w = 33,56\%$   
On demande de déterminer les caractéristiques suivantes du sol :
  - le poids volumique sec ;
  - l'indice des vides ;
  - le degré de saturation.
6. Un échantillon de sol a un indice des vides égal à 0,6 et une teneur en eau de 15%. Sachant que  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ , déterminer :
  - le poids volumique apparent ;
  - le poids volumique sec ;

- la teneur en eau et son poids volumique à l'état saturé.
7. Un échantillon d'argile est placé dans un récipient en verre de masse égale à 32,54 g. La masse totale de l'échantillon humide et du récipient est de 72,49 g. Cette masse est ramenée à 61,28 g après passage à l'étuve. Le constituant solide des grains a une densité de 2,69.
- En supposant que l'échantillon est saturé, on demande de déterminer :
    - sa teneur en eau  $w$  ;
    - la porosité  $n$  ;
    - l'indice des vides  $e$ .
  - Avant de passer l'échantillon à l'étuve, on mesure son volume. On trouve un volume de 22,31 cm<sup>3</sup>. On demande de calculer son degré de saturation.
8. On connaît pour un sol :
- le poids volumique apparent  $\gamma_h = 14 \text{ kN/m}^3$  ;
  - la teneur en eau  $w = 40\%$  ;
  - le poids volumique des particules solides  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ .
- On demande de calculer :
- le poids volumique sec ;
  - le degré de saturation .
9. Un échantillon de sol saturé prélevé sous le niveau de la nappe phréatique a pour poids volumique apparent 20 kN/m<sup>3</sup>. Au-dessus de la nappe, le même sol a un poids volumique de 18 kN/m<sup>3</sup>.  
Calculer son degré de saturation sachant que le poids volumique des particules solides vaut  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ .
10. Pour un échantillon d'argile limoneuse, les caractéristiques suivantes ont été relevées :
- $\gamma_h = 18,5 \text{ kN/m}^3$   
 $w = 25 \%$   
 $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$
- On demande de déterminer :
- le poids volumique sec ;
  - le degré de saturation ;
  - l'indice des vides ;
  - la porosité.
- On suppose que l'on sature le sol par adjonction d'eau. On demande de calculer :
- la quantité d'eau à rajouter ;
  - le poids volumique apparent ;
  - la teneur en eau.

## LE COMPACTAGE

### 1. Définitions – Généralités

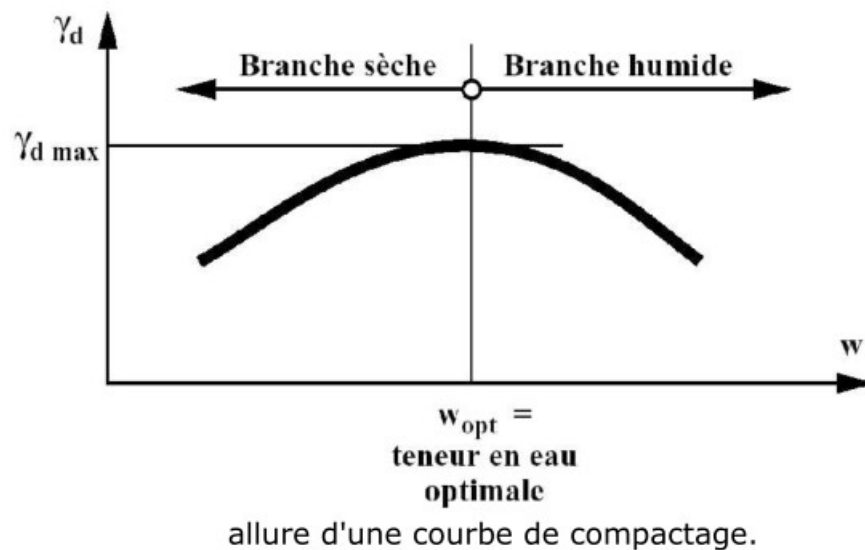
- Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume (ou ce qui revient au même, à augmenter sa densité) par l'application d'un procédé mécanique. Cette action augmente la compacité du sol en resserrant sa texture. Par suite, elle réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa portance. Notons qu'il existe d'autres procédés pour augmenter la force portante d'un terrain comme les adjonctions de liants mais ces procédés sont plus coûteux (V.P.L.).
- Il est important de bien réaliser que la diminution de volume due au compactage ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol initial. La teneur en eau  $w$  du sol n'est pas modifiée !!!
- Par contre, si la teneur en eau  $w$  du sol n'est pas modifiée, il n'en est pas de même pour le poids volumique  $\gamma_h$  du sol qui sera augmenté ainsi que pour le poids volumique sec  $\gamma_d$  puisque :  $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}$ .



- Seuls  $V$  et  $V_a$  diminuent,  $W, W_s, W_w, V_s, V_w$  sont inchangés.
- Par suite,  $\gamma_h = \frac{W}{V}$  et  $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$  augmentent.
- Le poids volumique sec  $\gamma_d$  est le paramètre dont on va étudier les variations dues au compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec ! En fait,  $\gamma_d$  est le poids volumique qu'aurait le sol si il était sec.
- NB : au +  $\gamma_d$  est élevé, au meilleur est le compactage  $\rightarrow$  le but est d'obtenir le  $\gamma_d$  le + élevé possible.
- Le compactage est influencé par les facteurs suivants :
  - la teneur en eau ;
  - la nature du sol ;
  - l'énergie de compactage.

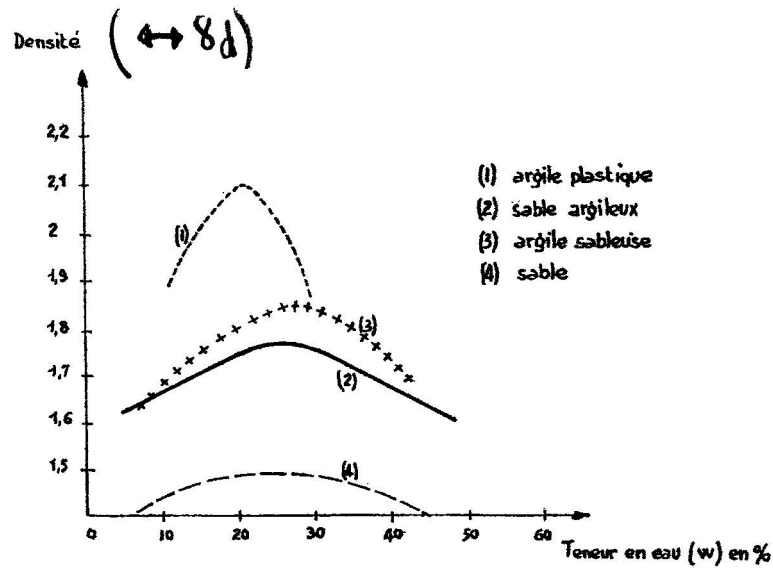
## 2. Influence de la teneur en eau

- Si un sol est compacté par une série de chocs que lui imprime les chutes d'une masse, la déformation du sol, c'est-à-dire la diminution de son volume absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse avant la chute ( $= mgh$  pour une masse  $m$  tombant d'une hauteur  $h$ ) multipliée par le nombre de coups donnés → cette énergie s'appelle l'énergie de compactage.
- Si on porte en graphique les  $\gamma_d$  obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (maîtrisée par adjonction d'eau) mais en mettant toujours en oeuvre la même énergie de compactage, on obtient la courbe suivante, appelée courbe de compactage :



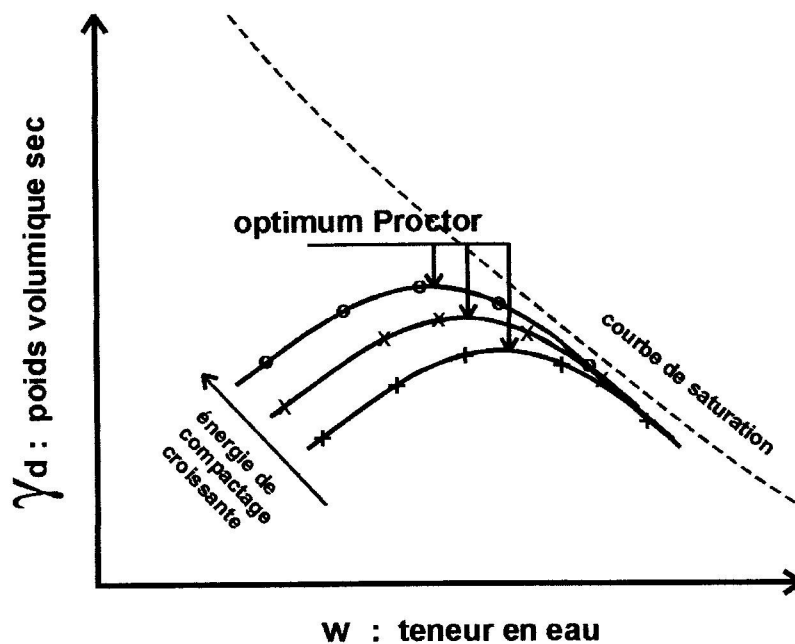
- Il s'agit de la courbe de compactage correspondante à une énergie de compactage donnée (si l'on fait varier l'énergie de compactage, on obtient une courbe différente).
- L'essai réalisé pour établir cette courbe porte le nom d'essai Proctor (V.P.L.).
- La courbe a l'allure d'une cloche. Elle passe par un point haut que l'on appelle optimum Proctor.  $\gamma_{d \max}$  est le  $\gamma_d$  optimal que l'on peut faire atteindre à un sol donné pour une énergie de compactage donnée et il correspond à une teneur en eau  $w$  bien définie mais spécifique également à l'énergie de compactage mise en oeuvre.
- Le fait que la courbe se présente sous forme d'une cloche s'explique de la façon suivante :
  - Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit.
  - Par contre, l'eau joue un rôle de lubrifiant dans le processus de compactage (un sol trop sec est le siège de frottements importants entre les grains du sol).

### 3. Influence de la nature du sol



- L'allure des coupes de compactage varie avec la nature du sol. Très aplaties pour un sable (ce qui revient à dire que  $\gamma_d$  est peu influencé par la teneur en eau), elles présentent un maximum très marqué pour un argile plastique (ce qui revient à dire que  $\gamma_d$  est fortement influencé par la teneur en eau).

### 4. Influence de l'énergie de compactage



- Les courbes de compactage ci-dessus correspondent à un sol donné soumis à des compactages différents (énergies de compactage  $\uparrow$  courbes supérieures).
- Lorsque l'énergie de compactage augmente,  $\gamma_d$  optimal augmente et la teneur en eau  $w$  correspondante diminue.

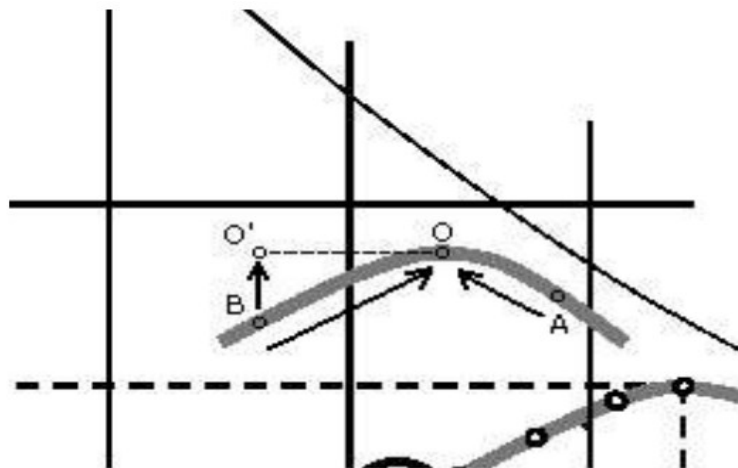


## 5. Essais de compactage en laboratoire

- Le principe des essais de compactage a déjà été évoqué au point 2 (influence de la teneur en eau). Un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule aux dimensions normalisées par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonctions successives de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différentes teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple ( $w$ ,  $\gamma_d$ ), donc un point de la courbe de compactage (dite encore A.A.S.C.H.O.).
- Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais.  
On peut utiliser le moule Proctor et le moule C.B.R.  
Dans chacun des moules, on peut réaliser l'essai de compactage selon deux modalités : l'essai Proctor normal et l'essai Proctor modifié.
- Voir site [espace-v.be](http://espace-v.be)

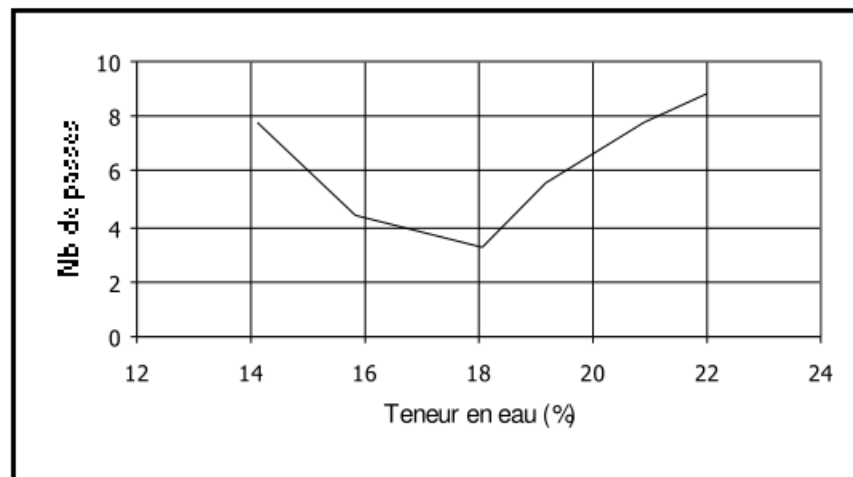
## 6. Utilisation pratique des essais de compactage

- Chaque sol est caractérisé par ses  $\gamma_{dmax}$  qui correspondent chacun à une teneur en eau unique et précise pour chacune des énergies de compactage mise en oeuvre → ces valeurs sont précisément déterminées par les essais en laboratoire. Les cahiers des charges exigeront le cas échéant, que les sols soient compactés jusqu'à un  $\gamma_d$  déterminé.
- Sur le chantier, le terrain a une teneur en eau donnée :
  - si celle-ci est supérieure à  $w_{opt}$ , on peut imaginer d'assécher le terrain, ce qui est pratiquement infaisable (A→O) ;
  - si celle-ci est inférieure à  $w_{opt}$ , on peut envisager d'arroser le sol (B→O) ;
  - dans l'un ou l'autre cas, on peut sans modifier la teneur en eau du sol, augmenter l'énergie de compactage, c'est-à-dire augmenter le nombre de passes pour un rouleau compresseur ; cette dernière solution est la plus facile à mettre en pratique (B→O').



solution pour atteindre le  $\gamma_d$  du cahier des charges.

- Une fois connue la teneur en eau du sol et donc l'énergie de compactage à mettre en oeuvre pour atteindre le  $\gamma_d$  imposé, il reste à étalonner le matériel de compactage, c'est-à-dire pour un rouleau compresseur, à établir le nombre de passes minimum pour atteindre le  $\gamma_d$  optimum sur une épaisseur de 30 cm environ. Le chef de chantier établit une courbe d'étalonnage au moyen d'un essai en grandeur réelle exécuté sur une portion de terrain. La courbe d'étalonnage lie le nombre de passes nécessaire pour atteindre le  $\gamma_d$  requis, en fonction de la teneur en eau (plus ou moins maîtrisée par arrosage). Cette courbe passe par un minimum qui correspond à la teneur en eau qu'il faut s'efforcer d'obtenir avant compactage.



courbe d'étalonnage d'un engin de compactage.

## 7. Vérification du compactage in situ

- Le problème revient à prélever un échantillon, à mesurer son volume et son poids ( $\rightarrow \gamma_h$ ), puis à déterminer son poids après passage à l'étuve, ce qui permet de déterminer  $\gamma_d$  et aussi  $w$ .
- La plus grande difficulté réside dans la détermination du volume de l'échantillon prélevé. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées :
  - méthode de l'anneau volumétrique : on enfonce graduellement dans le sol un cylindre d'un volume d'un demi-litre, en dégagant le pourtour au fur et à mesure de l'enfoncement. Mais on risque de comprimer l'échantillon lors de l'opération, d'où erreur sur le compactage. De plus, si le sol comporte des graviers ou cailloux, l'enfoncement devient difficile, sinon impossible.
  - méthode dite à l'huile : on exécute dans le terrain un prélèvement de six à sept litres et on remplit le trou d'huile, de densité connue, à partir d'un récipient que l'on pèse avant et après le remplissage  $\rightarrow$  on en déduit le volume.
  - méthode dite du sable : même principe, l'excavation étant remplie de sable sec bien calibré.
  - méthode du nucléodensimètre : cet appareil permet de déterminer directement une densité grâce à l'absorption de neutrons émis par une source radioactive, d'où la possibilité de nombreux essais non destructifs sur chantier.
  - méthode de congélation : les sables saturés ne changent pas de densité

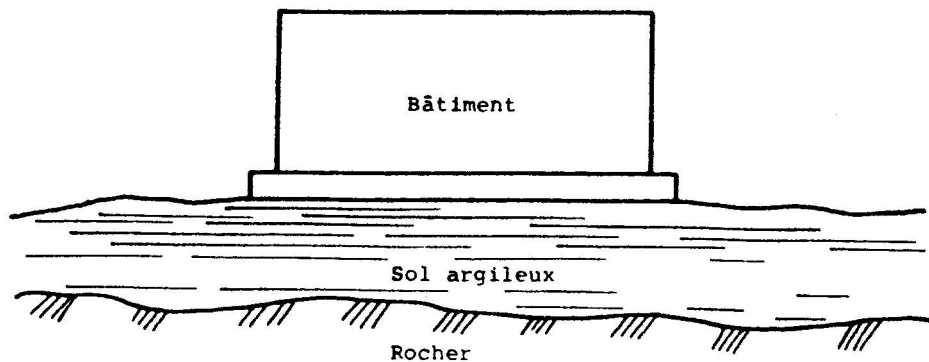
lorsqu'on les congèle. Il est donc facile de prélever un échantillon et de mesurer son volume.

## **8. Techniques et matériel de compactage**

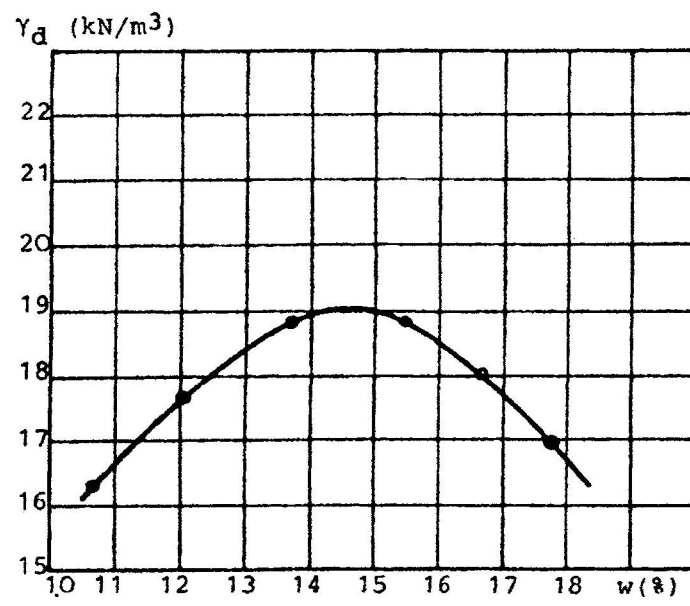
- Les engins utilisés dépendront de la nature du terrain et de l'importance du travail à effectuer.
- On utilise :
  - des rouleaux lisses : ils peuvent être « statiques » c'est-à-dire agir par pression uniquement (ces rouleaux sont de moins en moins utilisés sauf pour le cylindrage d'enduits superficiels et le compactage d'enrobés très minces < à 4 cm) ou vibrants, le mode de compactage alliant ici la vibration en plus de la pression.
  - des rouleaux à pieds dameurs (encore appelés « à pieds de mouton » : ils peuvent être statiques ou vibrants ; en plus de la pression et éventuellement de la vibration, ils produisent un pétrissage du sol et sont particulièrement indiquées pour le compactage de terrains argileux. Un lissage est nécessaire après leur emploi.
  - des rouleaux à pneus : utilisés pour des terrains non cohérents.
  - des plaques vibrantes.
  - des engins pilonneurs.
- Notons encore que quels que soient les engins utilisés, le compactage devra s'effectuer par couches de faible épaisseur de 20 à 30 cm maximum.
- Il existe encore de nombreuses autres techniques permettant de compacter les sols.
- Voir Mat de compactage et techniques diverses sur site [espace-v.be](http://espace-v.be).

## Exercices

1.



- On considère un bâtiment industriel fondé sur un radier de fondation reposant sur une couche de sol argileux saturé de 2,5m d'épaisseur.
  - Les caractéristiques initiales de cette couche sont :  
 $\gamma_h = 19,5 \text{ kN/m}^3$     $w = 29,2\%$     $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$
  - Par suite de l'exécution de la construction, la compacité de la couche augmente et les caractéristiques finales sont :  
 $\gamma_h = 19,9 \text{ kN/m}^3$     $w = 26,6\%$
  - On demande de déterminer le tassement du radier en supposant qu'il n'y a aucune déformation latérale du sol autour du radier, sachant qu'on trouve le rocher au-dessus de la couche de sol argileux.
2. On considère un sol ayant un poids volumique sec  $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$  et un degré de saturation  $S_r = 40\%$ . Lors du compactage, le poids volumique sec augmente de 20%.  
Connaissant le poids volumique  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$  des grains solides, on demande de déterminer la teneur en eau initiale, le « tassement » d'une couche de 1m d'épaisseur ainsi que l'augmentation du degré de saturation du sol compacté.
3. Dans le but de définir les conditions de compactage d'une argile sableuse pour un chantier de remblais routier, des essais Proctor ont été réalisés et ont permis de dresser la courbe figurant à la page suivante.  
On demande :
- la teneur en eau optimale de compactage à adopter ainsi que le  $\gamma_d$  optimal ;
  - le volume d'eau à ajouter par  $\text{m}^3$  de matériau pour être à l'optimum Proctor si le matériau a un poids volumique  $\gamma_h = 18,7 \text{ kN/m}^3$  et un poids volumique sec  $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ .
4. On demande de tracer la courbe de saturation (  $\gamma_d$  - w pour  $S_r = 100\%$ ) d'un sol dont le poids volumique des particules solides est égal à  $27 \text{ kN/m}^3$ .

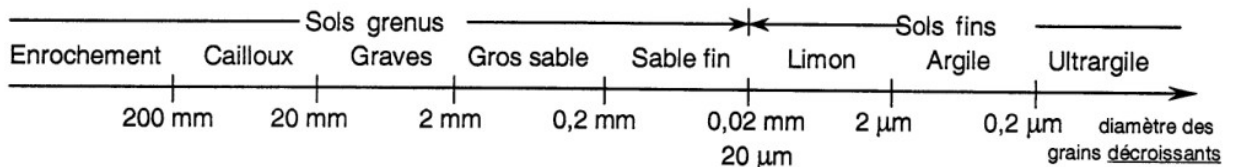


## DIMENSIONS DES PARTICULES CONSTITUTIVES D'UN SOL

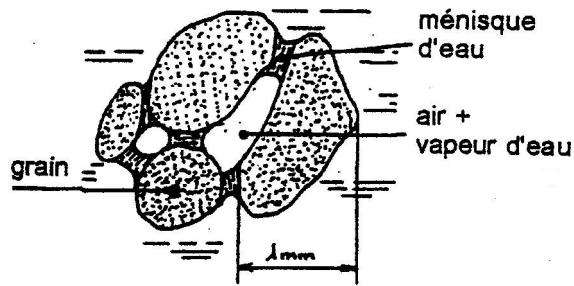
### CLASSIFICATION DES SOLS

#### 1. Généralités

- Un sol est constitué de particules de dimensions très variées. Il peut contenir des cailloux de 10 cm et plus, comme des particules d'ultrargile de dimensions inférieures au micron (1 micron noté  $\mu\text{m} = 10^{-6} \text{ m} = 0,001 \text{ mm}$ ). Suivant la taille des grains, on définit les catégories de sols suivantes (basées sur le nombre 2 et la progression géométrique de raison 10) :

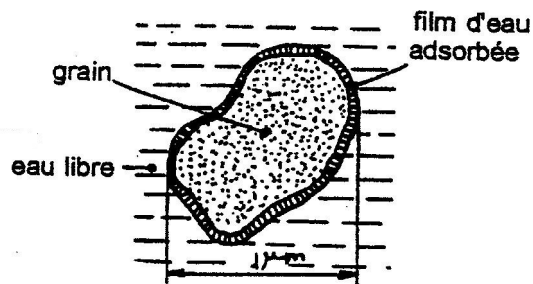


- Argiles (distinction entre argiles et « pas argiles »)
  - Notons encore que lorsqu'un sol est le résultat d'une désagrégation physique ou mécanique d'une roche, les grains de sol sont constitués des mêmes minéraux que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à 2  $\mu\text{m}$  et une forme arrondie.
  - Lorsque les particules d'un sol ont des dimensions inférieures à 2  $\mu\text{m}$ , c'est que le sol est le résultat d'attaques chimiques qui se sont superposées à une désagrégation mécanique de la roche. Les processus chimiques qui interviennent sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol à grains fins n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Les plus petites particules qui puissent être formées par processus chimiques sont des particules cristallines qui constituent ce que l'on appelle l'argile.
    - L'argile se caractérise par :
      - de très petites particules plates en forme de feuillets ;
      - d'importantes forces entre ces particules.
- Sols grenus ou pulvérulents
  - $D > 20 \mu\text{m}$ .
  - Les grains se détachent les uns des autres sous leur poids.
  - Dans le cas de sols humides non saturés, l'eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains, par des forces de capillarité qui créent entre ces derniers des forces d'attraction. Le sol présente une cohésion capillaire (châteaux de sable) qui disparaît d'ailleurs lorsqu'il devient sec.



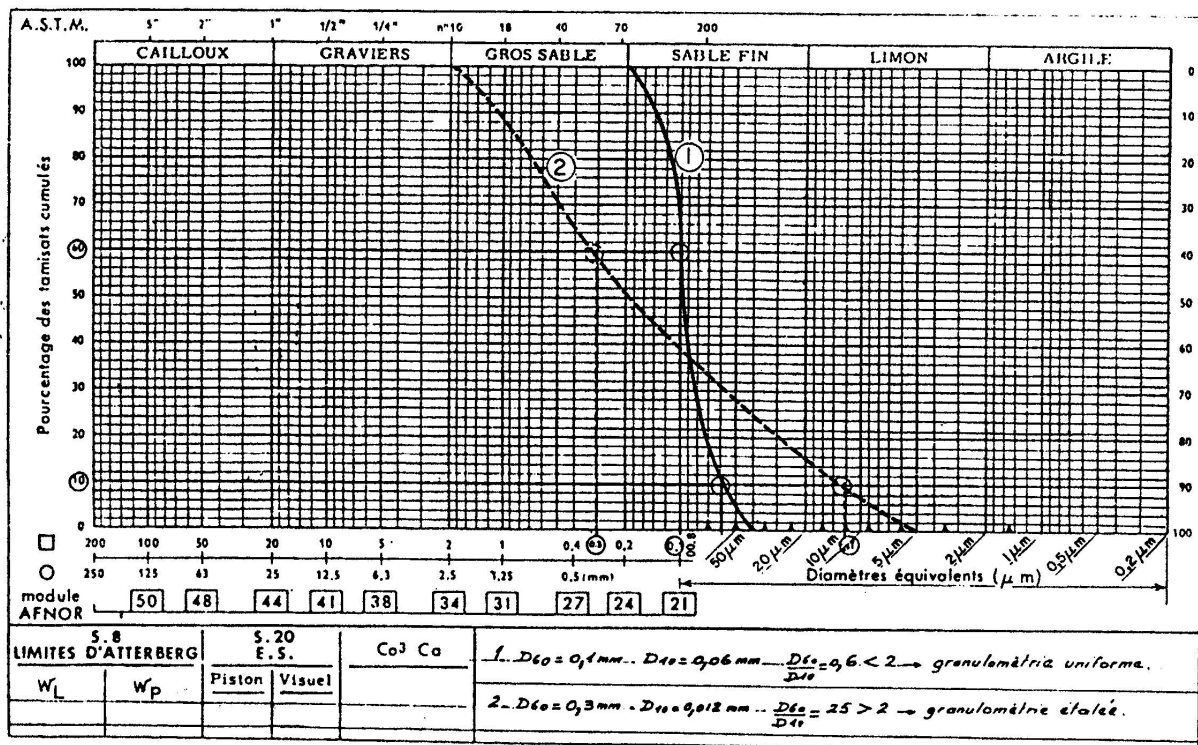
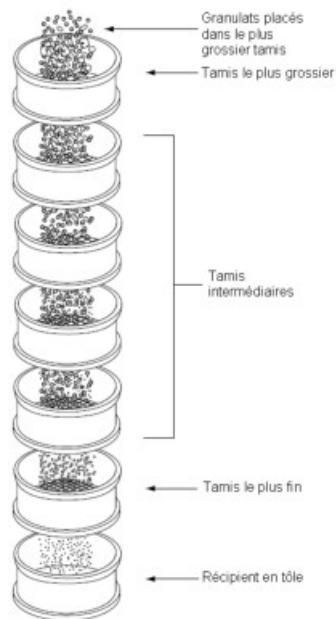
- Sols fins ou cohérents

- $D < 20 \mu\text{m}$ .
- Les particules restent collées les unes aux autres. Le sol présente une cohésion : il a l'apparence d'un solide et ne se désagrège pas sous l'effet de la pesanteur ou d'autres forces appliquées.
- D'autre part, il se crée autour des particules de sol une pellicule d'eau absorbée ou eau liée d'épaisseur à peu près constante ( de l'ordre de  $0,01 \mu\text{m}$ ) qui se maintient à la surface des grains par des forces d'attraction moléculaires. Cette couche d'eau absorbée joue un rôle de lubrifiant entre les grains. Son influence est considérable sur les propriétés mécaniques du sol.



## 2. Granulométrie

- Comme indiqué précédemment, un sol peut être formé d'un ensemble de particules de dimensions très variées. C'est le but de l'analyse granulométrique d'étudier la taille de ces particules et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.
- Pour les sols grenus, on utilise une série de tamis.
- Pour les sols fins, on utilise la sédimentométrie (V.P.L.).
- Pour représenter les résultats de ces essais, on dresse la courbe granulométrique. Elle représente le pourcentage en poids des particules de taille inférieure ou égale à un diamètre donné (et si on lit de l'autre côté, on a en inversant le sens des pourcentages, la proportion de particules de taille supérieure ou égale). L'ordonnée représente des tamisats cumulés. La courbe est dressée en utilisant une échelle semi-logarithmique pour représenter les diamètres des différentes particules (qui se trouvent en abscisse).





- La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un coefficient d'uniformité encore appelé coefficient de Hazen :

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

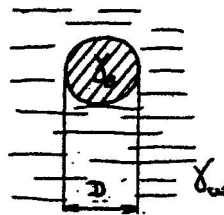
- Pour  $C_u > 2$ , la granulométrie est dite étalée ;
- Pour  $C_u < 2$ , la granulométrie est dite uniforme ou serrée.
- Plus la granulométrie est serrée, plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée.
- On définit aussi le coefficient de courbure :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

- Lorsqu'un sol présente une granulométrie bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière, il est dit bien gradué. Les sols bien gradués constituent des dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblai et forment des pentes stables.

### 3. Sédimentométrie

- Lorsque la dimension des particules est inférieure à 80  $\mu\text{m}$ , le tamisage n'est plus possible. On a alors recours à la sédimentométrie. Cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de chute d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule.



Loi de Stokes

- Cette relation s'écrit :  $v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$   
avec :  $v$  : vitesse de décantation  
 $D$  : diamètre de la particule  
 $\gamma_w$  : poids volumique du liquide utilisé  
 $\gamma_s$  : poids volumique des particules  
 $\mu$  : viscosité dynamique du liquide

### 4. Essai d'identification propre aux sols grenus : essai d'équivalent de sable

- L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est surtout important dans le cas des sols grenus, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols.
- L'essai est effectué sur les éléments inférieurs à 5 mm. Il consiste à placer l'échantillon dans une éprouvette contenant une solution normalisée destinée à disperser les particules du sol et à secouer énergiquement.
- On laisse ensuite reposer l'ensemble. Un dépôt solide (le sable vrai) se forme très

Diagram illustrating the sedimentation process in a tank. The tank is divided into three distinct layers:

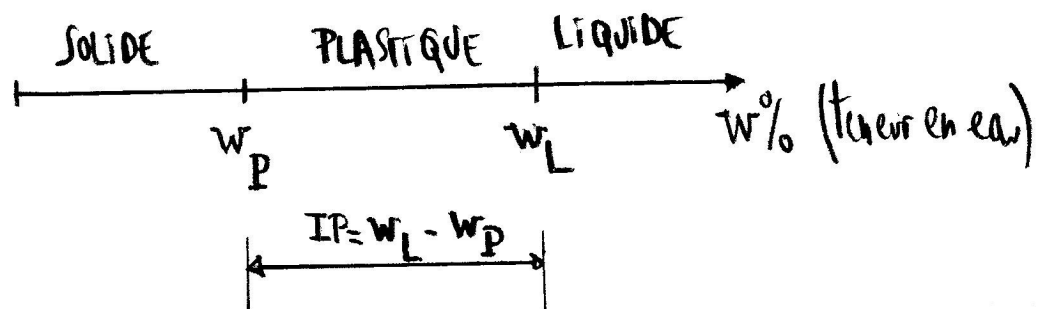
- Flocular**: The middle layer, containing suspended particles (flocs) that are settling.
- Dépôt solide**: The bottom layer, representing the solid material that has settled.

The diagram also indicates the heights of the liquid and solid layers:

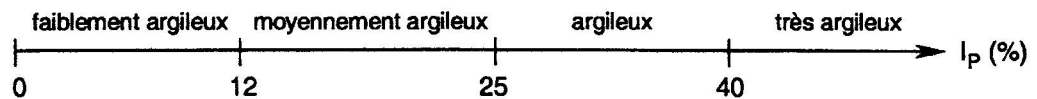
- $h_1$ : Height of the liquid layer above the solid deposit.
- $h_2$ : Height of the solid deposit layer.

- | Nature              | Equivalent de sable |
|---------------------|---------------------|
| Sable pur et propre | E. S. = 100         |
| Sol non plastique   | E. S. = 40          |
| Sol plastique       | E. S. = 20          |
| Argile pure         | E. S. = 0           |

- Alors que les sables fins se présentent sous l'aspect de poudre (d'où leur nom de sols pulvérulents), les argiles par contre forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion (d'où leur nom de sols cohérents).
- La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau : une argile complètement détrempée est liquide alors qu'à l'opposé, on trouve des argiles desséchées qui se comportent comme des solides ; on en rencontre également qui sont de véritables pâtes à modeler. C'est pourquoi, on distingue trois états dans la consistance des argiles : les états solide, plastique et liquide. Et les teneurs en eau correspondantes aux séparations entre ces états sont les limites d'Atterberg.



- Avec :
  - $W_P$  : limite de plasticité (passage de l'état solide à l'état plastique)
  - $W_L$  : limite de liquidité (passage de l'état plastique à l'état liquide)
  - $I_P = W_L - W_P$  : indice de plasticité
- A l'état solide, les grains se touchent → les frottements internes sont importants.  
A l'état liquide, les grains sont entourés d'une couche d'eau → chaque grain est indépendant.  
L'état plastique est l'état intermédiaire → comportement analogue à celui d'une pâte à modeler.
- Dans les sols en place, la teneur en eau naturelle est généralement comprise entre  $W_L$  et  $W_P$ , très près de  $W_P$ .
- L'indice de plasticité  $I_P$  est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Il mesure l'étendue du domaine de plasticité, domaine qui permet de travailler le sol. Il a une grande importance dans tous les problèmes de géotechnique routière. Il est préférable qu'il soit le plus grand possible.

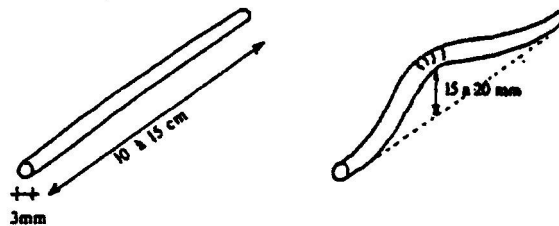


- Ordres de grandeur

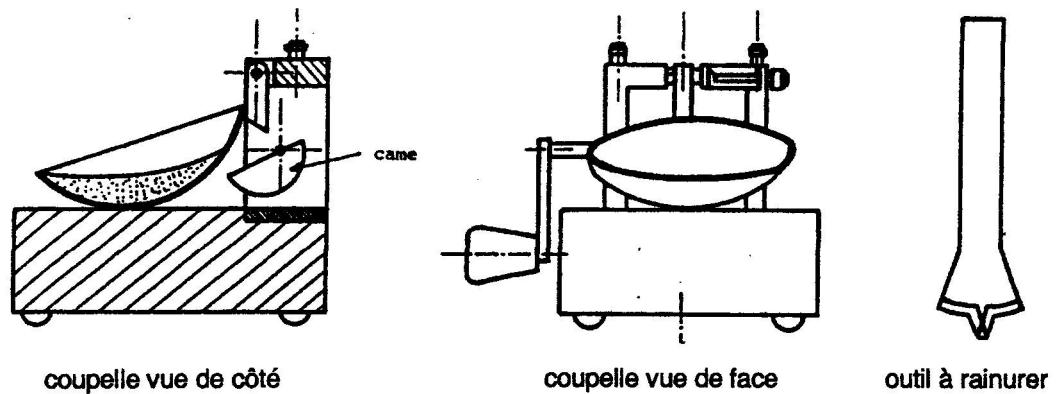
Nature	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argile plastique	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite <sup>16</sup>	710	54	656

- Détermination de la limite de plasticité

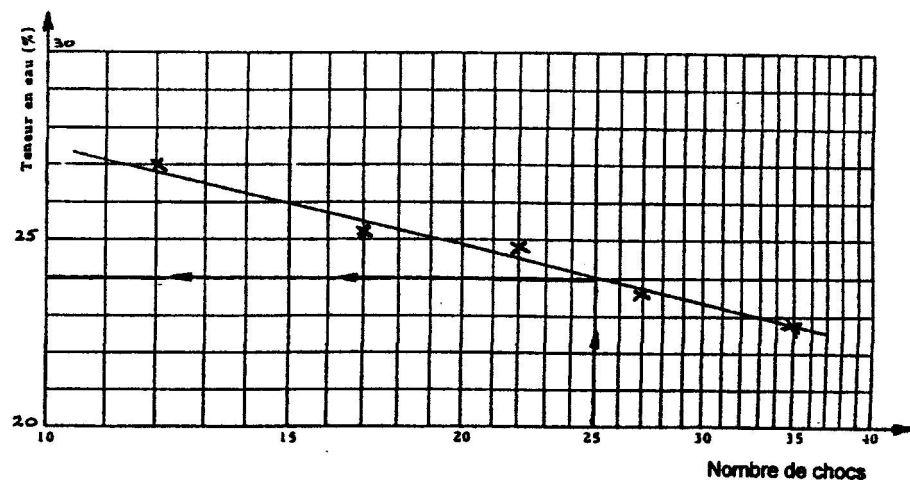
Pour déterminer la limite de plasticité  $W_P$ , on roule l'échantillon en forme de boudin que l'on amincit progressivement. La limite de plasticité  $W_P$  est la teneur en eau  $w$  (exprimée en %) du boudin qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des petits boudins de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire des boudins plus fins.



- Détermination de la limite de liquidité



Pour déterminer la limite de liquidité  $W_L$ , on met l'échantillon dans une coupelle. On trace une rainure au moyen de l'outil à rainurer. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs pour fermer la rainure sur 1 cm et on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition, la limite de liquidité  $W_L$  est la teneur en eau  $w$  (exprimée en %) qui correspond à une fermeture en 25 chocs. Pour la déterminer, on fait différentes mesures qui correspondent à des teneurs en eau différentes.



## 6. Classification des sols

- Classer un sol consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols caractéristiques semblables.
- Sols à granulométrie uniforme :  
Classification en fonction du diamètre des grains (voir page 18)
- Sols à granulométrie non uniforme  
On distingue trois grands types de sols :
  - les sols grenus : plus de 50 % des éléments en poids  $> 80 \mu\text{m}$

- les sols fins : plus de 50 % des éléments en poids < 80  $\mu\text{m}$
- les sols organiques dont la teneur en matière organique est >à 10 %
- Sols grenus

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-dessous :

Définitions			Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
<b>GRAVES</b>	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	<b>Gb</b>	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			<b>Gm</b>	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	<b>GL</b>	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	grave limoneuse
			<b>GA</b>	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	grave argileuse
<b>SABLES</b>	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	<b>Sb</b>	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			<b>Sm</b>	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	<b>SL</b>	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	sable limoneux
			<b>SA</b>	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 %  $\Rightarrow$  on utilise un double symbole

- pour les graves : Gb-GL      Gb-GA      Gm-GL      Gm-GA
- pour les sables : Sb-SL      Sb-SA      Sm-SL      Sm-SA

#### CLASSIFICATION L.P.C. DES SOLS GRENUS

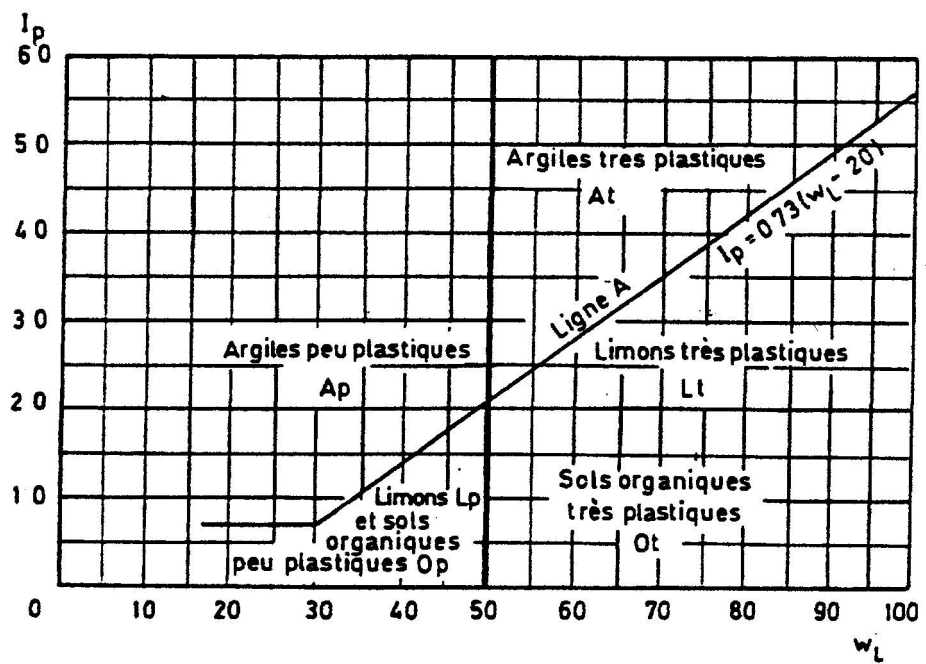
Ligne A : voir page suivante (diagramme de plasticité)

- Sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après.

Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories :

- les limons très plastiques :  $L_t$  ,
- les limons peu plastiques :  $L_p$  ,
- les argiles très plastiques :  $A_t$  ,
- les argiles peu plastiques :  $A_p$  .

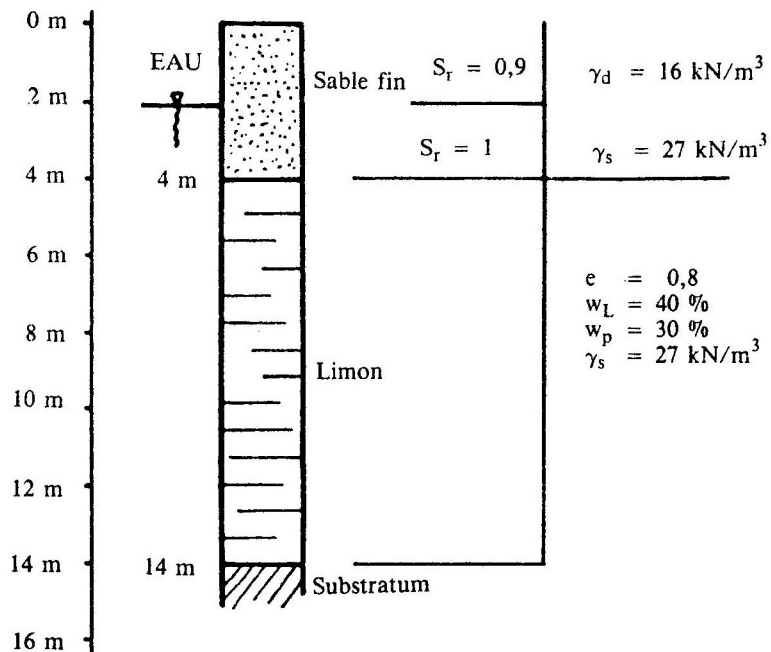


- Sols organiques

Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique		
0 - 3	Sol inorganique		
3 - 10	Sol faiblement organique	fO	Vase
10 - 30	Sol moyenne organique	mO	Sol tourbeux
> 30	Sol très organique	tO	Tourbe

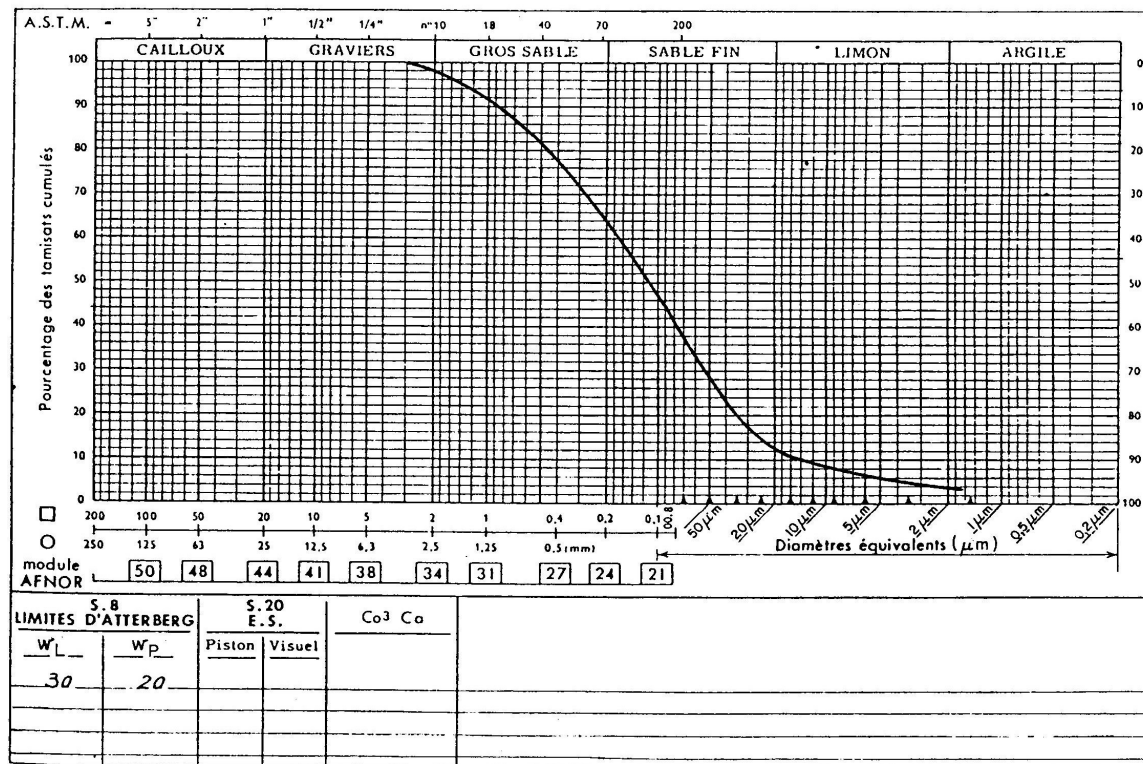
## Exercices

1. Sur les échantillons d'un sondage dont la coupe est donnée ci-dessous, on a fait les essais d'identification au laboratoire :



On demande de déduire de ces données les poids volumiques du sable fin et du limon, l'indice de plasticité du limon et sa classification géotechnique.

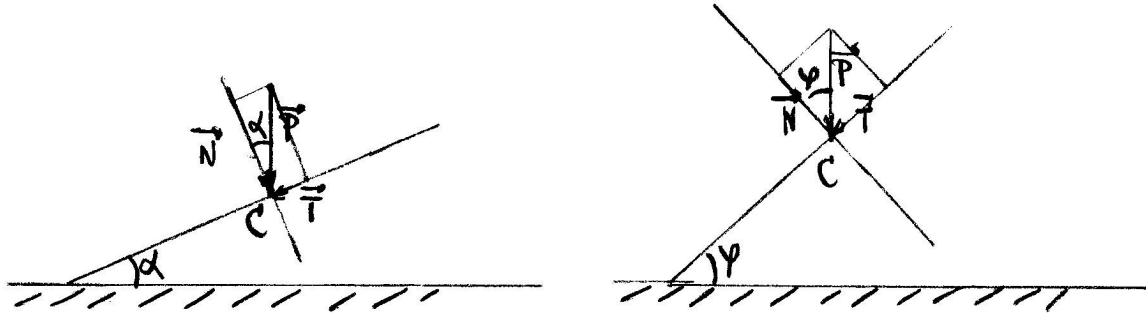
2. Sur base de l'étude de sol (page suivante), on demande de calculer le coefficient de Hazen, le coefficient de courbure et l'indice de plasticité . On demande également la classification géotechnique de ce sol.





## **POUSSEE DES TERRES – MURS DE SOUTÈNEMENT**

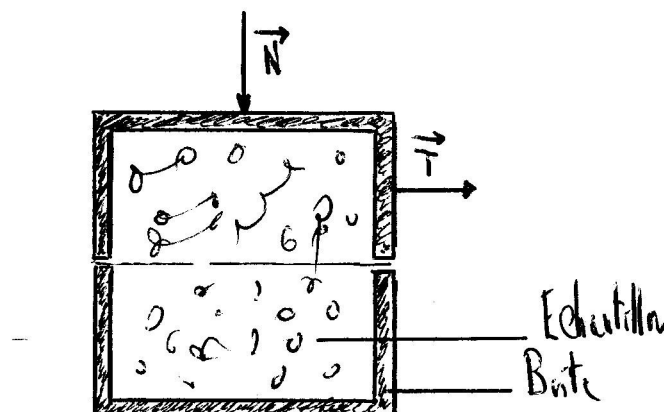
## TALUS NATUREL – ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE



- Considérons un talus faisant un angle  $\alpha$  avec l'horizontale. Soit C une particule appartenant à la surface extérieure du talus considéré.
- Le poids P de cette particule peut être décomposé suivant une composante normale  $\vec{N}$  ( $N = P \cos \alpha$ ) et une composante tangentielle  $\vec{T}$  ( $T = P \sin \alpha$ ). Cette dernière composante tend à faire glisser la particule sur le talus.
- Lorsque l'on augmente  $\alpha$ , il arrivera un moment où la particule glissera sur le talus. A ce moment,  $\alpha = \varphi$  qui est l'angle de frottement interne. Cet angle est aussi l'angle maximum que l'on peut donner au talus, d'où l'appellation également utilisée d'angle de talus naturel.
- Donc, juste lorsque le glissement est sur le point de se produire, on a :  $\operatorname{tg} \varphi = \frac{T}{N} \rightarrow T = N \operatorname{tg} \varphi$  et en considérant un élément de surface dS, on a :  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$ .
- La relation  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$  est vraie lorsque le matériau constitutif du talus n'a pas de cohésion, c'est-à-dire lorsque le massif est pulvérulent (cas du sable sec notamment). Si le matériau présente une certaine cohésion, c'est-à-dire lorsque le massif est cohérent (cas de l'argile notamment), on en tiendra compte et la relation liant  $\tau$  à  $\sigma$ , juste lorsque le glissement est sur le point de se produire s'exprimera par la relation :

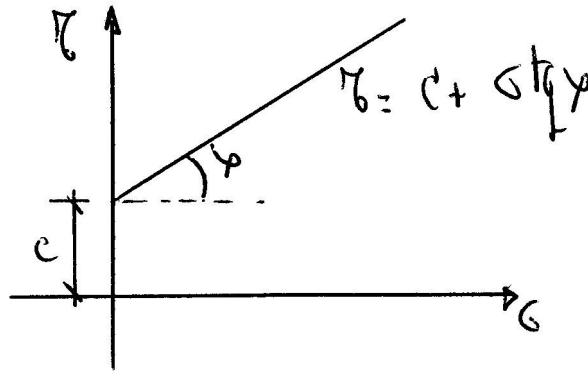
$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

- Cette dernière relation connue sous le nom de loi de Coulomb est la plus générale avec  $c \neq 0$  pour un matériau cohérent et  $c = 0$  pour un matériau pulvérulent.
- Détermination de l'angle de frottement interne d'un sol – Essai de cisaillement



- L'échantillon à tester est placé entre deux demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact (elles sont séparées par l'échantillon). On applique par

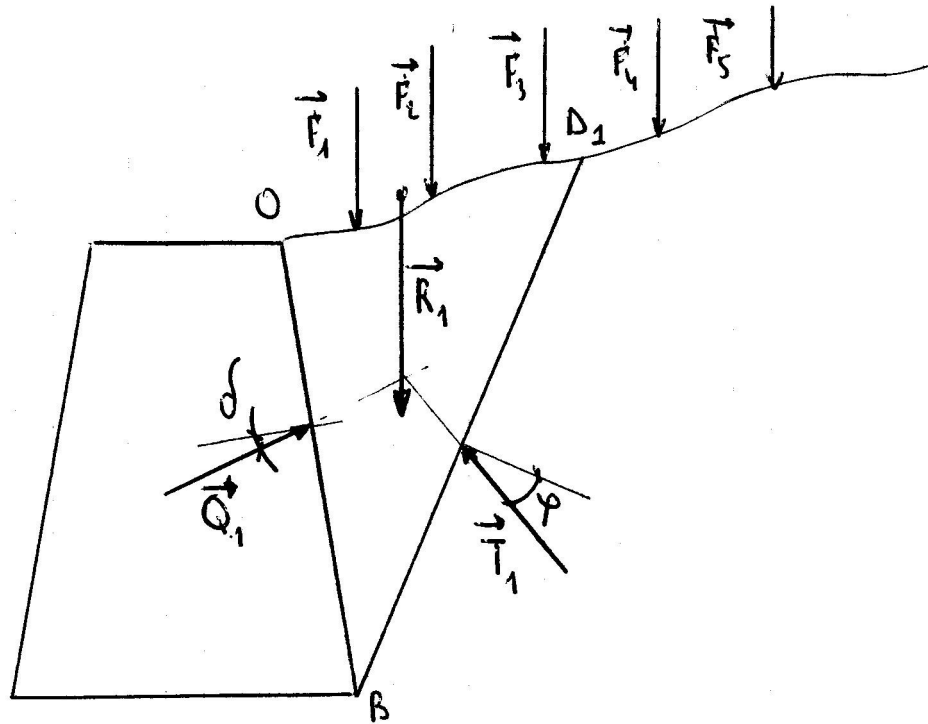
l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression  $\vec{N}$  et un effort horizontal de traction  $\vec{T} \rightarrow$  le matériau va se rompre pour une certaine valeur de T (qui va évidemment augmenter au fur et à mesure que l'on augmente N). La détermination de N et de T permet de tracer la courbe  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  ( $\sigma = \frac{N}{S}$ ,  $\tau = \frac{T}{S}$ ) et partant de déterminer c et  $\varphi$ .



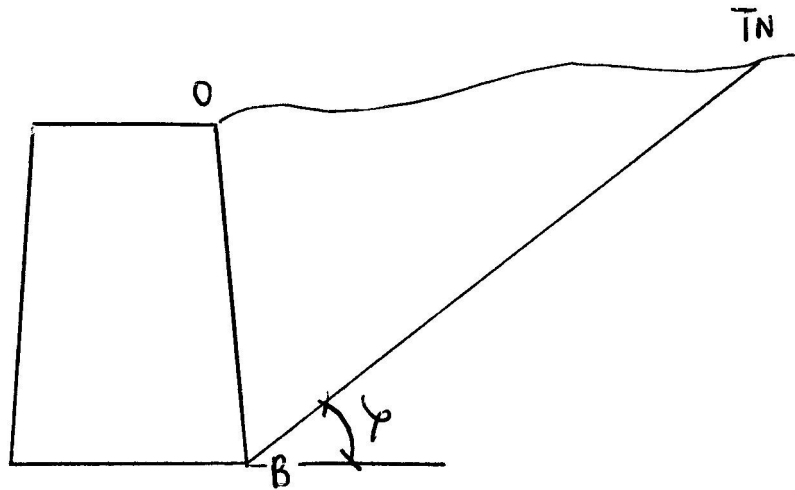
- La boîte en question s'appelle boîte de Casagrande.
- Dans le calcul de la poussée qu'exercent les terres sur les murs de soutènement, on ne tient généralement pas compte de la cohésion.

## DETERMINATION DE LA POUSSEE DES TERRES

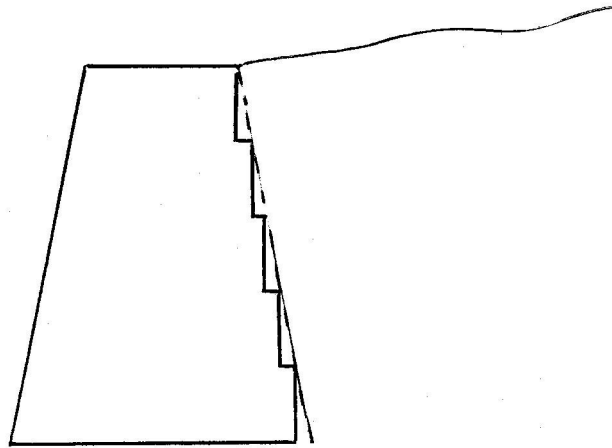
### Méthode de Coulomb



- Considérons un mur de soutènement et un plan  $BD_1$  passant par son pied B. A ce plan correspond un prisme  $OBD_1$ .
- Les forces agissant sur ce prisme sont :
  - $\vec{R}_1 = \vec{P}_1$  (poids du prisme  $OBD_1$ ) +  $\sum \vec{F}_i$  (somme des forces agissant sur la portion  $OD_1$  du terre-plein).
  - $\vec{T}_1$  : réaction exercée par les terres situées à droite du plan  $BD_1$  – cette dernière réaction fait un angle  $\varphi$  (angle de frottement interne) avec la normale au plan  $BD_1$ .
  - $\vec{Q}_1$  : réaction exercée par le mur ; cette réaction qui a même intensité, même ligne d'action mais un sens opposé à l'action exercée par le prisme  $OBD_1$  sur le mur fait un angle  $\delta$  (angle de frottement terre – mur) avec la normale au parement OB.
- L'équilibre du prisme impose que :  $\vec{R}_1 + \vec{T}_1 + \vec{Q}_1 = \vec{0}$  . Ayant déterminé  $\vec{R}_1$  , connaissant les directions de  $\vec{T}_1$  et de  $\vec{Q}_1$  , on peut déterminer  $\vec{Q}_1$  sans difficulté et partant la poussée exercée par le prisme  $OBD_1$  sur le mur.
- A chaque plan  $BD_i$  correspond un prisme  $OBD_i$  et une poussée  $Q_i$ . Le problème revient à déterminer la poussée maximum. Pour ce faire, on étudiera l'équilibre de différents prismes, les plans  $BD_i$  à prendre en considération étant compris entre BO et BTN (qui correspond au talus naturel).



- Valeurs de  $\delta$  (obliquité de la poussée)
  - $\delta = 0$  pour un parement parfaitement lisse ;
  - $\delta = \varphi$  pour un parement rugueux (parement présentant des redents notamment) ;

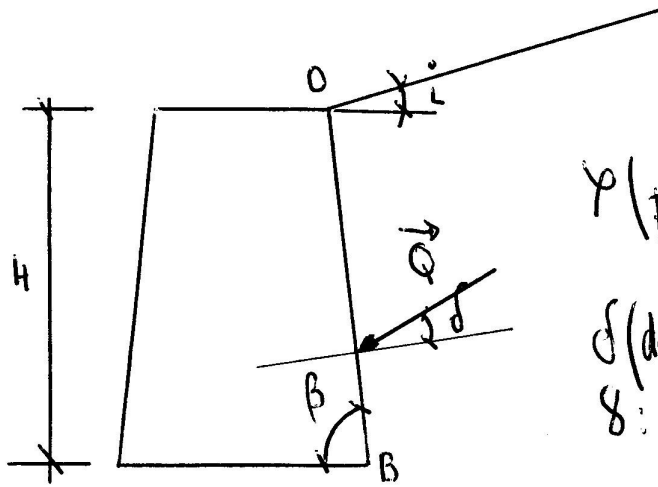


- on adopte généralement  $\delta = \frac{2}{3}\varphi$  (murs de soutènement poids en béton ou maçonnerie avec parement intérieur rectiligne).
- Méthode de calcul  
On considérera différents plans  $BD_i$  et on calculera les poussées dues aux différents prismes  $OBD_i$  (tranche de 1 m de large).

## DETERMINATION DE LA POUSSEE DES TERRES

### Formules générales

#### 1. Terre plein rectiligne (sans surcharge)



$\varphi$  (phi) : angle du frottement interne du sol  
 $\delta$  (delta) : angle du frottement terre - mur  
 $\gamma$  : poids volumique du sol

- $\vec{Q}$ 
    - appliqué au  $1/3$  de OB (résultante d'un diagramme triangulaire)
    - $Q = \frac{1}{2} \gamma K H^2$
- avec K : coefficient de poussée

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + i)}} \right]^2}$$

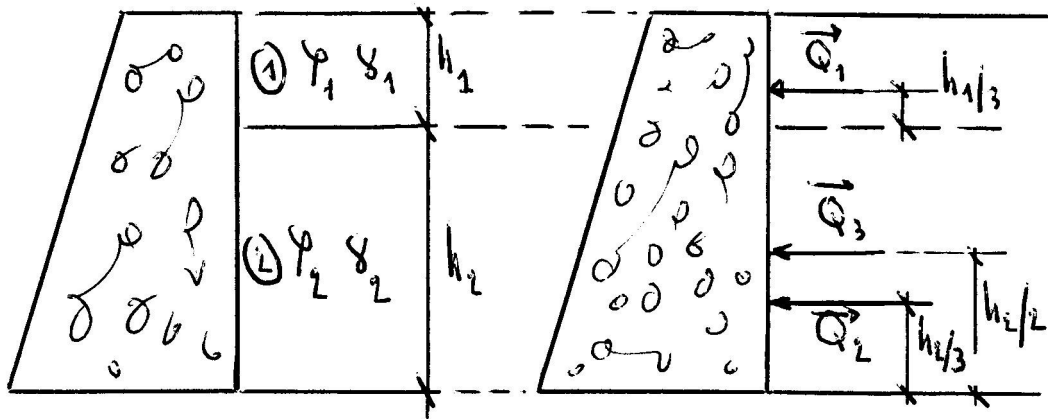
#### 2. Terre plein rectiligne avec surcharge uniforme p

- A la poussée des terres, il faut ajouter  $\vec{Q}_s$ , poussée due à la surcharge p.
  - appliquée au milieu de OB (résultante d'un diagramme rectangulaire)
  - $Q_s = pKH \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + i)}$

#### 3. Terre plein horizontal (i = 0), parement arrière vertical ( $\beta = 90^\circ$ ) et $\delta = 0$ – Formule de Rankine)

- K devient :  $K = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$  (formule de Rankine)
- Q est inchangé et  $Q_s$  devient :  $Q_s = pKH$

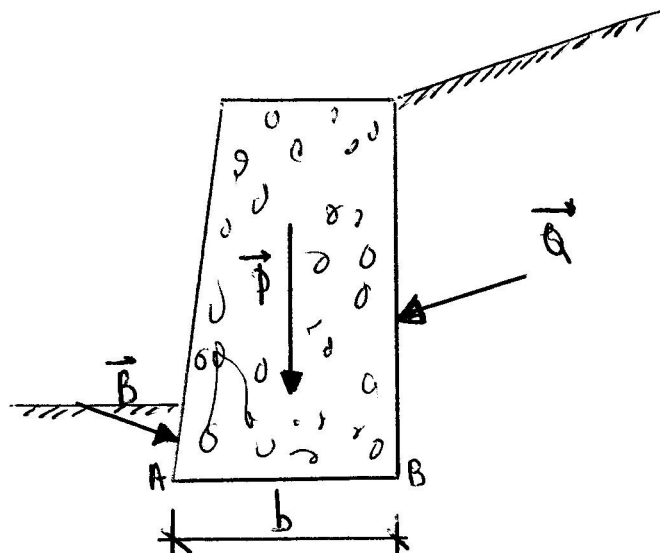
#### 4. Couches de terre de natures différentes



- $\vec{Q}_1$  : poussée exercée par la couche 1
- $\vec{Q}_2$  : poussée exercée par la couche 2
- $\vec{Q}_3$  : poussée exercée par la couche 2 due au poids de la terre de la couche 1 (considérée comme une surcharge sur le « terre-plein », jonction des 2 couches).

## MURS DE SOUTÈNEMENT - « MURS - POIDS »

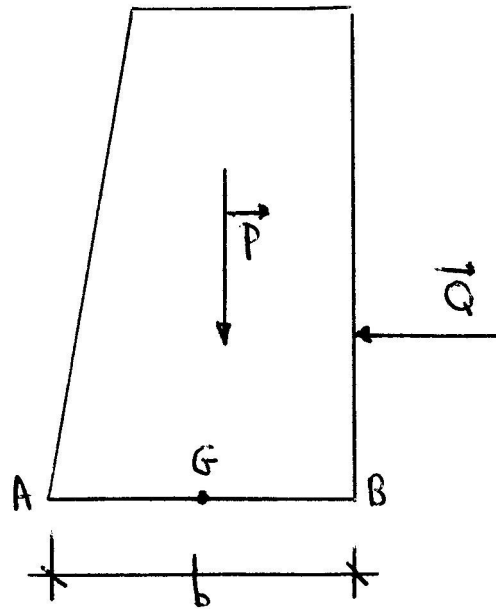
- Dans un « mur-poids », c'est le poids du mur qui lui permet de résister aux efforts de glissement et de renversement exercés par les terres (d'où d'ailleurs l'appellation « mur-poids »).
- Forces agissant sur un mur-poids (hors réaction exercée par le sol)



- $\vec{P}$  : poids du mur ;
  - $\vec{Q}$  : poussée exercée par les terres retenues ;
  - $\vec{B}$  : butée : les terres situées à gauche exercent une réaction qui s'oppose à la tendance au déplacement du mur ; la butée étant généralement stabilisante, on la néglige le plus souvent dans les calculs.
- Etude du mur : le contrôle d'un mur de soutènement comporte les étapes suivantes :
    - Contrôle de la stabilité au renversement ;
    - Contrôle de la stabilité au glissement ;
    - Résistance du sol de fondation :
      - On va calculer les tensions s'exerçant dans la section de base, c'est-à-dire dans la section AB → ces tensions doivent être  $\leq$  à ce que le terrain peut supporter.
      - D'autre part, on peut craindre des mouvements du mur si le tassement de l'arête intérieure est très différent du tassement de l'arête extérieure. Pour éviter ces tassements différentiels, il est de bonne pratique de fixer une limite à l'excentricité de la résultante des forces agissant sur la section de base.
        - Si le mur repose sur un sol normal, on demande qu'elle soit située dans le tiers central :  $e \leq \frac{b}{6}$  ;
        - Si le mur est fondé sur du rocher, on peut être moins sévère et imposer  $e \leq \frac{b}{4}$  ;



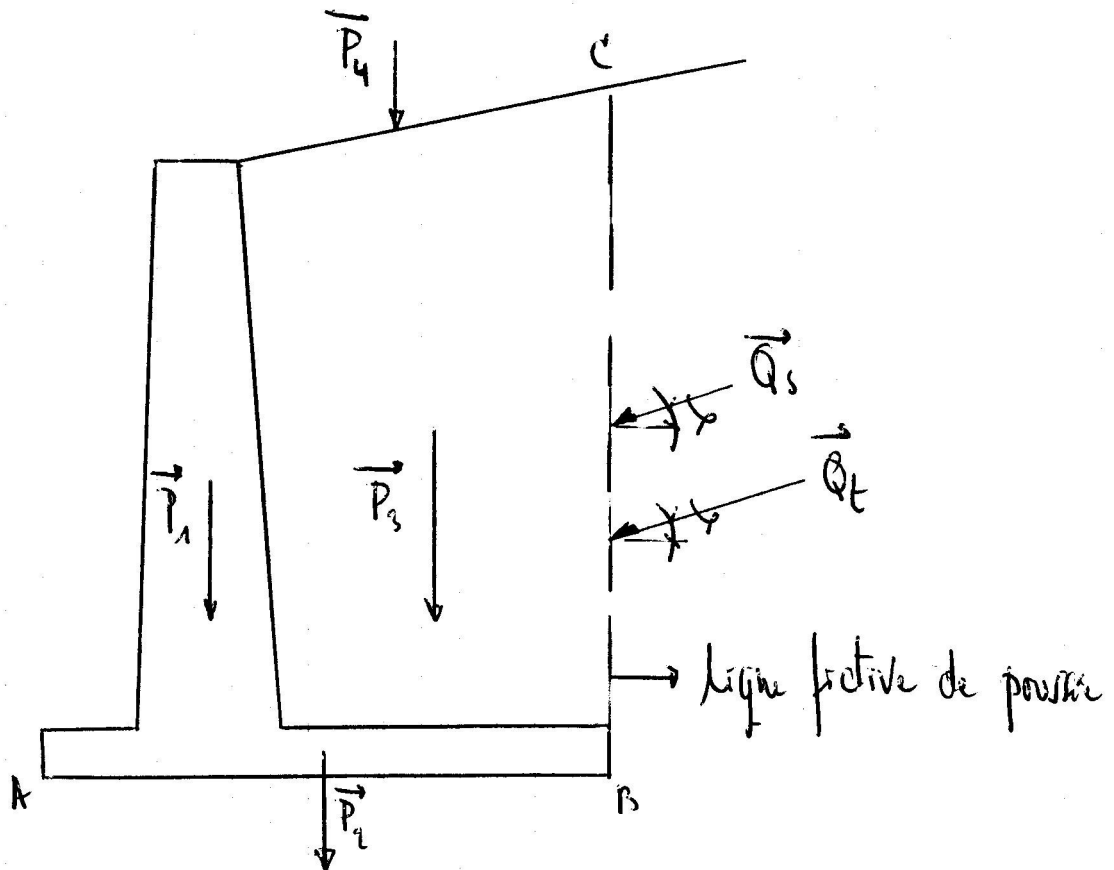
- Par contre, si le terrain de fondation est très compressible, il faut qu'elle tombe au voisinage immédiat du milieu de la base ( $e \approx 0$ ).
- Résistance interne du mur : les tensions générées doivent rester  $\leq$  à ce que le matériau peut supporter.
- Quelques formules



- $\sigma_A = \frac{P}{b} + \frac{6M}{b^2}$  et  $\sigma_B = \frac{P}{b} - \frac{6M}{b^2}$  avec  $M = M_G(\vec{P}) + M_G(\vec{Q})$  (avec  $M_G(\vec{Q})$  avec signe positif )  
 $\begin{matrix} \uparrow & \uparrow & & \uparrow & \uparrow \\ (C) & (C) & & (C) & (T) \end{matrix}$
- $e = \frac{M}{P}$

## MURS DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME

- La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires. Les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai. Cette semelle supporte des terres dont le rôle stabilisateur est évident.
- La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle. Il s'y développe des moments fléchissants notables.
- Forces à prendre en considération (hors réaction exercée par le sol)



- $\vec{P}_1$  : poids du voile ;
  - $\vec{P}_2$  : poids de la semelle ;
  - $\vec{P}_3$  : poids des terres au-dessus de la semelle ;
  - $\vec{P}_4$  : résultante des charges appliquées au terre-plein ;
  - $\vec{Q}_t$  : poussée exercée par les terres sur la paroi fictive BC ;
  - $\vec{Q}_s$  : poussée due aux surcharges sur la paroi fictive BC.
- Etude du mur
    - Cette étude comporte les mêmes étapes que celles considérées précédemment.
    - Pour simplifier les calculs, on peut déterminer  $Q_t$  et  $Q_s$  en appliquant la formule de Rankine et considérer que les forces agissant horizontalement, ce qui va d'ailleurs dans le sens de la sécurité.

- La détermination de l'épaisseur et de l'armement des éléments constitutifs du mur relève d'une étude « béton armé ».

## **ESSAIS DE SOL « IN SITU »**

## **ESSAIS DE PENETRATION**

### **1. Principe**

- Un essai de pénétration consiste à enfoncer une « tige » dans le sol et à mesurer l'effort nécessaire à la pénétration de celle-ci. Le pénétromètre est en quelque sorte un pieu en modèle réduit, c'est-à-dire un pieu de petit diamètre.
- Il existe deux types de pénétromètres qui se distinguent par le mode d'enfoncement utilisé :
  - le pénétromètre statique : la « tige » est enfoncée dans le sol par un effort statique (vérin mécanique ou hydraulique ou système d'engrenages) ;
  - le pénétromètre dynamique : la tige est enfoncée par battage (chute d'un mouton).

### **2. Pénétromètre statique**

- Un pénétromètre statique est constitué d'un tube extérieur (il s'agit en fait dès qu'une certaine profondeur est atteinte d'un train de tubes) à l'intérieur duquel peut coulisser une tige (train de tiges à partir d'une certaine profondeur) terminée par un cône. L'effort peut être appliqué soit sur l'ensemble « tube-tige -pointe », soit sur la pointe seule par l'intermédiaire de la tige coulisant dans le tube.
- Il existe un très grand nombre de pénétromètres et nombreux sont les organismes d'étude qui ont réalisé leur propre appareillage..
- Un type très répandu est le pénétromètre à mesure discontinue de la résistance de pointe. Avec un tel pénétromètre, l'essai se déroule comme suit :
  - Le tube est enfoncé poussant la pointe devant lui (à une vitesse variant de 0,33 à 2 cm/sec suivant le type de pénétromètre). L'effort mesuré est la somme de la résistance à la pointe et du frottement latéral le long du tube. Aux profondeurs requises (tous les 50 cm par exemple), l'effort est appliqué sur la tige uniquement, ce qui permet de mesurer la résistance de pointe.
  - Les résultats de l'essai sont consignés dans un diagramme (pénétrogramme statique) donnant en fonction de la profondeur :
    - la résistance de pointe;
    - la résistance au frottement latéral.
  - Notons que le diagramme du frottement latéral est dépourvu de toute signification.
- Utilisation :
  - détermination de la force portante des fondations et des tassements ;
  - détermination de la nature des couches de terrain traversées par comparaison et étalonnage d'un terrain voisin.
- Voir rapports d'essais.

### **3. Pénétromètre dynamique**

- Ce type d'essai consiste à faire entrer dans le sol une tige métallique munie d'une pointe (diamètre de la tige < à celui de la pointe pour limiter les effets dus au frottement) à l'aide d'un mouton tombant en chute libre. On simule en quelque sorte

le battage d'un pieu.

- Les essais vont donner :
  - le nombre de coups nécessaires pour enfoncer la tige d'une profondeur déterminée → ces résultats sont portés sur un graphique appelé pénétrogramme dynamique dont l'interprétation permet de déterminer la nature des couches traversées (comparaison avec d'autres essais sur des terrains voisins) ;
- la résistance dynamique de pointe  $R_d$  de laquelle pourra être déduite la capacité portante des fondations, en utilisant la formule de battage dite des Hollandais.

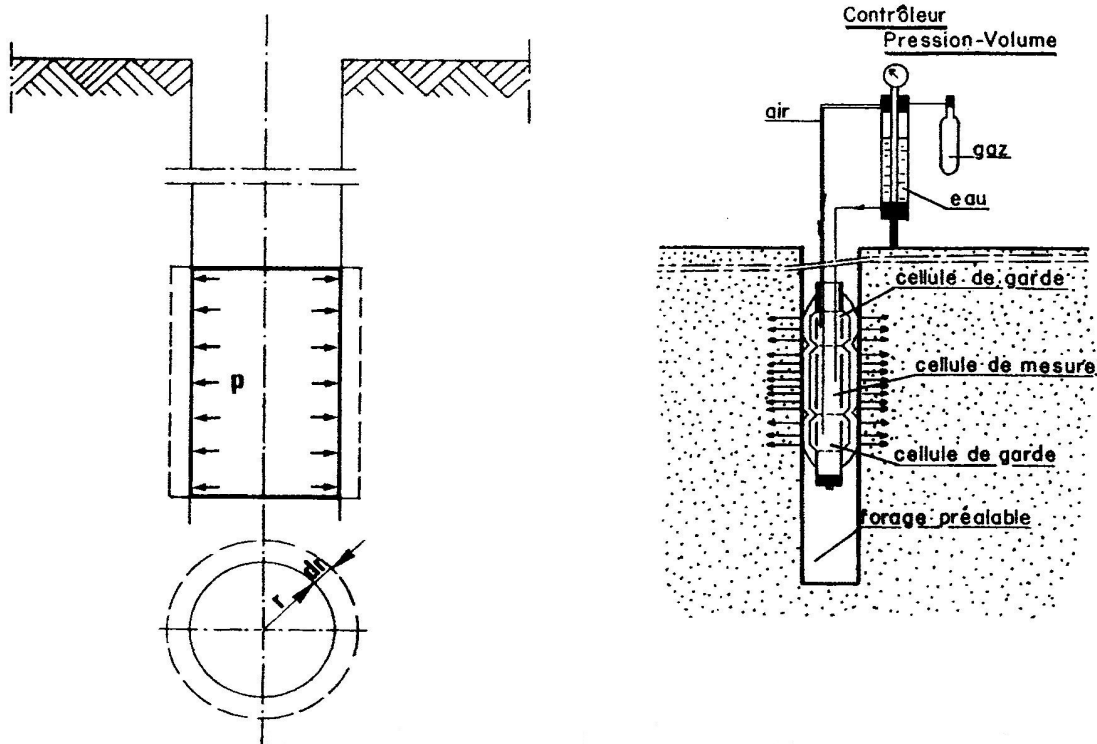
- Formule de battage des Hollandais

La résistance de pointe  $R_d$  est donnée par la formule :  $R_d = \frac{M^2 h}{Ae(M+P)}$  , avec :

- $R_d$  : résistance dynamique de pointe exprimée en daN/cm<sup>2</sup> (ou kg/cm<sup>2</sup>) ;
  - M : masse du mouton en kg ;
  - P : masse tige + pointe (masse de tout ce qui est frappé par le mouton) en kg) ;
  - h : hauteur de chute du mouton en cm ;
  - e : refus en cm ; c'est l'enfoncement pour une volée de 10 coups divisé par 10 ;
  - A : section de la pointe en cm<sup>2</sup>.
- Capacité portante des fondations déduite de la résistance de pointe
  - Pour les fondations superficielles :  $q_{admissible} = \frac{R_d}{20}$
  - Pour les fondations profondes :  $\frac{R_d}{12} \leq q_{admissible} \leq \frac{R_d}{6}$
- On verra également plus loin que la formule de battage des Hollandais permet également de déterminer la force portante d'un pieu.
- Voir rapports d'essais.

## ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

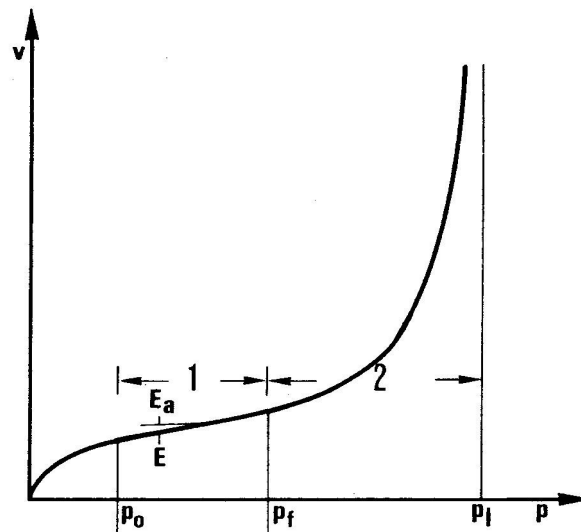
### 1. Principe



- L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol en place, exécutable à toute profondeur, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, mise en place à différents niveaux, dans un trou de forage préalablement exécuté.
- La mesure de la variation de volume de la cavité en fonction des pressions appliquées à la sonde, permet le tracé d'une courbe dite courbe pressiométrique dont l'analyse permet la détermination de caractéristiques mécaniques du sol.

### 2. Courbe pressiométrique

- La courbe pressiométrique s'obtient en portant en abscisse les pressions et en ordonnée les volumes. Elle a l'allure ci-dessous.



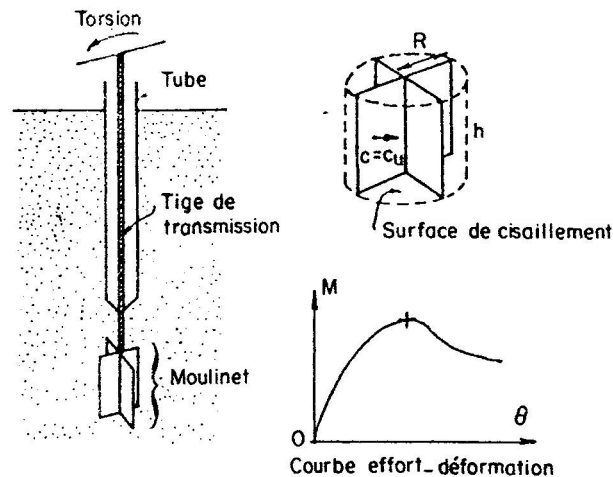
- A partir de cette courbe, on définit les phases et les caractéristiques pressiométriques suivantes :
  - 1 : phase pseudo-élastique (le volume injecté varie à peu près linéairement en fonction de la pression);
  - 2 : phase plastique ;
  - $p_0$ : théoriquement pression horizontale naturelle du terrain, en fait pression de recompaction du terrain ;
  - $p_f$ : pression de fluage, limite supérieure de la phase « pseudo-élastique » ;
  - $p_l$ : pression limite, en fait pratiquement définie en fixant une limite finie (par exemple le doublement de volume du trou de forage initial).

### 3. Exploitation des résultats

- A partir des résultats de ces essais, et en utilisant des formules semi-empiriques, il est possible de résoudre un certain nombre de problèmes de mécanique des sols, et en particulier de calculer les tassements et les capacités portantes des fondations superficielles et profondes.
- Inconvénient : essais longs et coûteux.



## LE SCISSOMETRE

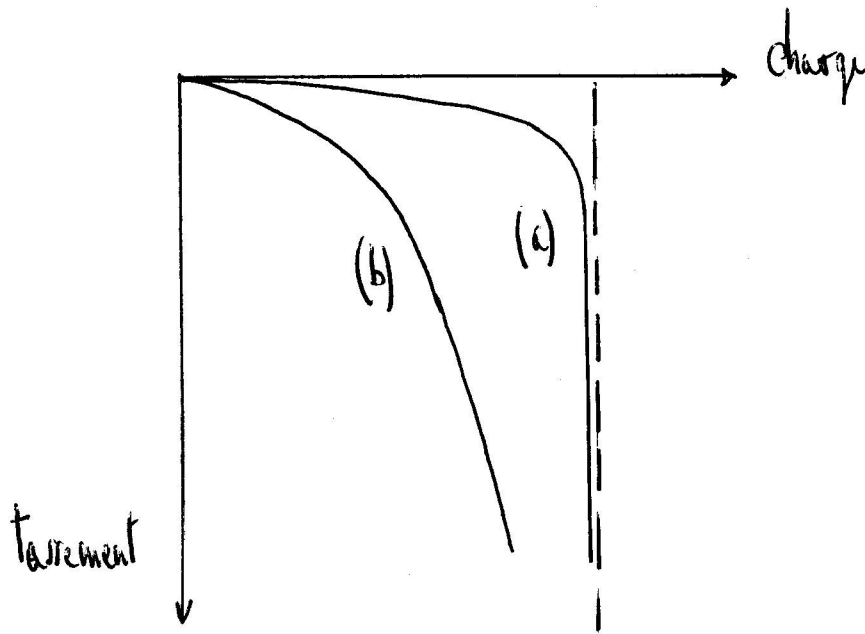


- L'appareil se compose d'une tige munie à son extrémité d'un moulinet formé de 2 palettes verticales perpendiculaires et de même largeur. On enfonce au moyen d'un vérin l'ensemble tige-moulinet dans le sol jusqu'à la profondeur où l'on veut exécuter la mesure. On applique alors un moment de torsion  $M$  sur la tige et on note en fonction de l'angle de rotation  $\theta$  les valeurs du moment de torsion  $M$ . Il se produit dans le sol un cisaillement cylindrique analogue au cisaillement de la boîte de cisaillement.
- La courbe effort-déformation donnant les variations du moment  $M$  en fonction des valeurs de l'angle de rotation  $\theta$ , présente un maximum  $\rightarrow$  on considère qu'il y a rupture lorsque ce maximum est atteint et le sol est alors cisailé suivant une surface cylindrique de hauteur  $h$  et de rayon  $R$ .
- De cette valeur  $M$ , on peut déduire la valeur de la cohésion non drainée  $c_u$  des sols mous (argiles, vases, tourbes) à l'aide de la formule :

$$c_u = \frac{M}{2 \pi R^2 (h + 2/3 R)}$$

## ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX

- Si on a contrôlé au préalable l'homogénéité de la couche porteuse sur une grande épaisseur, un essai de mise en charge d'un ou plusieurs pieux constitue certainement le moyen le plus précis et le plus exact pour déterminer la charge portante admissible.
- Si par contre, l'homogénéité de la couche porteuse n'a pas «été reconnue avec suffisamment de soins, l'essai de chargement n'aura aucune signification : il pourra en effet être soit beaucoup trop favorable, soit beaucoup trop pessimiste.
- Notons également que ces essais sont toujours longs et très coûteux.
- Essai ayant pour but de vérifier qu'un pieu peut supporter une charge nominale N donnée
  - De façon très schématique, l'essai de mise en charge consiste à charger le pieu avec une charge d'essai  $E > N$  et à mesurer son enfoncement. Si celui-ci reste inférieur à une certaine limite, → OK.
  - Il est important de noter que ce type d'essai se fait suivant des règles bien définies. La charge est notamment appliquée par paliers définis en fonction de la charge nominale. Des délais sont également à respecter entre deux chargements.
- Essai ayant pour but d'explorer les possibilités du terrain
  - Dans ce cas de figure, il n'y a plus de charge nominale. On essaie de pousser le chargement assez loin pour observer l'amorce de rupture du sol en respectant également un protocole bien défini (l'opération peut durer plusieurs jours).



- Les courbes « charge-tassement » ont l'allure ci-dessus (c'est d'ailleurs la même allure que présente les courbes de tassement des fondations superficielles). Il en existe deux types principaux :
  - Lorsqu'on se trouve dans le cas d'une courbe telle que (a) avec asymptote verticale, il n'y a pas d'ambiguïté pour définir la charge portante.
  - Par contre, lorsque le diagramme a l'allure (b), il n'en est plus de même. Il existe de nombreuses recommandations plus ou moins discordantes d'ailleurs

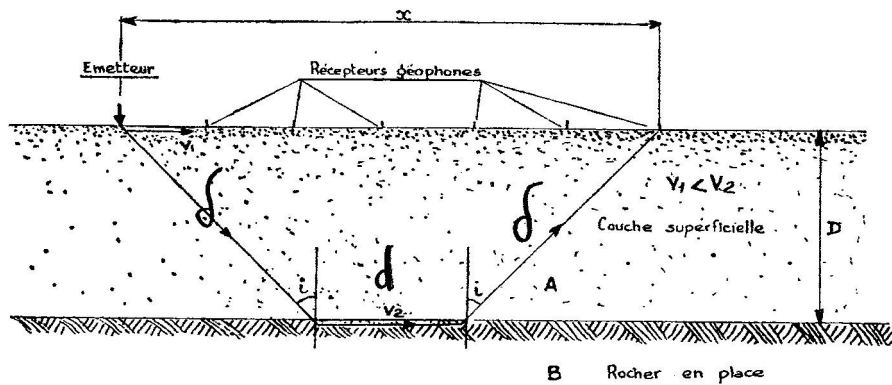
pour l'interprétation de ces courbes .

- Méthodes de chargement

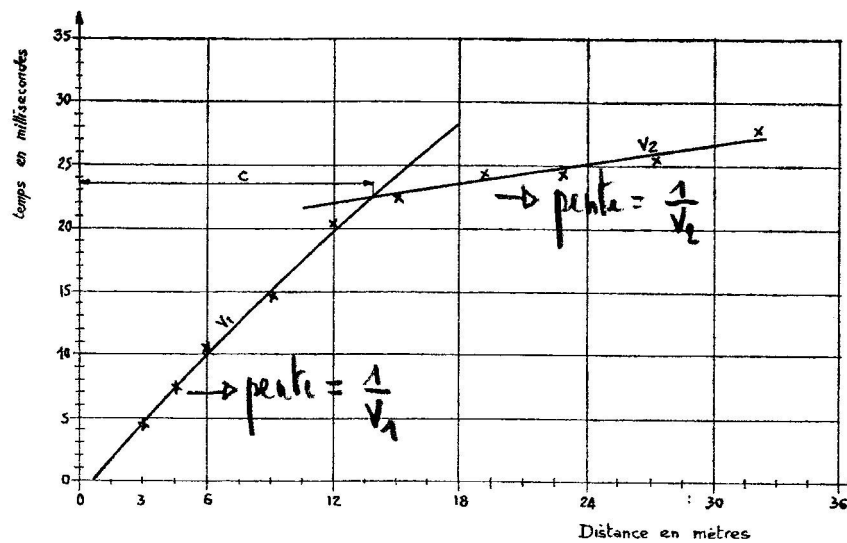
On peut disposer au-dessus du pieu soumis aux essais la charge constituée par des pièces de fonte ou d'acier, ce qui nécessite l'installation d'une plate-forme relativement grande pour les charges supérieures à 100 tonnes.

Une autre technique consiste à utiliser des vérins pour appliquer la charge.

## PROSPECTION SISMIQUE



Sismique réfraction.



Courbe dromochronique.

### 1. Principe

- Un ébranlement mécanique (choc ou explosion) se propage dans le sous-sol avec des vitesses qui diffèrent suivant les terrains traversés. Cette célérité des ondes sismiques dépend essentiellement de la compacité des couches considérées. Elle augmente avec celle-ci. C'est ainsi que pour des sols de faible compacité : terre végétale, tourbe, graviers, la célérité est  $< 500$  m/s. Elle est comprise entre 500 et 1500 m/s pour les roches meubles compactes, les argiles précomprimées, les sables fins et elle peut atteindre 1500 à 1700 m/s dans les roches compactes, telle que les calcaires, les granits, les basaltes → c'est sur ces vitesses de propagations différentes qu'est basée la prospection sismique.
- Un émetteur d'ondes mobile (dame ou marteau) permet de créer des ébranlements. Des capteurs (géophones) recueillent les ondes transmises par le sous-sol et un appareil de mesure permet de connaître le temps écoulé entre le choc et sa réception.
- Dans la grande majorité des cas, pour le proche sous-sol, les couches superposées présentent des célérités croissantes vers le bas et on admet que l'onde se propage en ligne droite dans un terrain donné, ne changeant de direction que lorsqu'elle pénètre

dans un terrain différent (réfraction de l'onde) → les ondes qui arrivent à la surface de séparation de 2 terrains de natures différentes sous l'angle d'incidence correspondant à la réfraction limite se propagent ensuite le long de cette interface. A cause des irrégularités de la surface de séparation, des ondes remontent en permanence vers la surface et atteignent ainsi les capteurs disposés sur le sol.

## 2. Courbe dromochronique

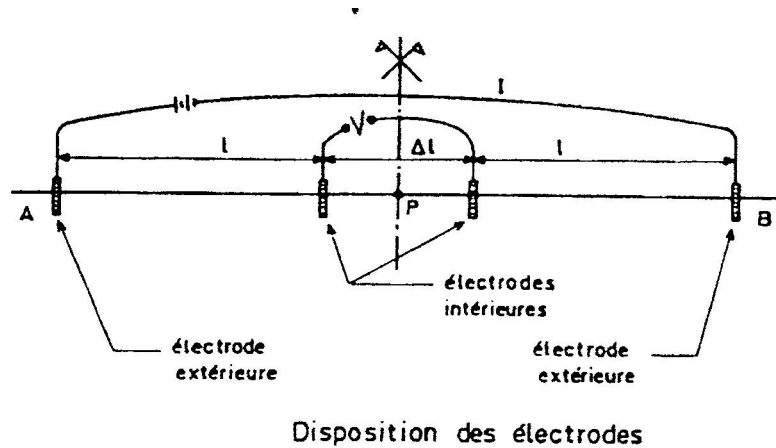
- Considérons 2 couches différentes superposées : une couche A dont la célérité est  $v_1$  et une couche B dont la célérité est  $v_2$  avec :  $v_2 \geq v_1$ .
- L'onde générée va atteindre un géophone en empruntant 2 chemins différents :
  - un chemin lent mais plus court par le terrain A;
  - un chemin rapide mais plus long par le terrain B.
- Lorsque le géophone et l'émetteur d'ondes sont proches, c'est l'onde passant par le terrain A qui atteindra le capteur en premier puis, lorsque le géophone est suffisamment éloigné du capteur, c'est l'onde passant par le terrain B qui arrivera la première.
- Si l'on remporte sur un graphique, en abscisse les distances entre le point d'ébranlement et le géophone et en ordonnée les temps mesurés, on obtient une courbe dromochronique qui est normalement formée de segments droits correspondant aux différentes couches du sous-sol. Et ces segments de droites ont une inclinaison inversement proportionnelle à la célérité dans le milieu considéré → on peut ainsi trouver les vitesses cherchées.
- On peut également calculer l'épaisseur des différentes couches. Soit par exemple à déterminer l'épaisseur D de la couche A :
  - Entre l'émetteur et le géophone situé à la distance x :
    - temps de parcours en surface =  $\frac{x}{v_1}$
    - temps de parcours « par le sol » =  $\frac{2\delta}{v_1} + \frac{d}{v_2} = \frac{2D}{v_1 \cos i} + \frac{x - 2D \tan i}{v_2}$
  - Lorsque les 2 durées sont égales :  $x = C$  (voir courbe domochronique) et par suite :
    - $\frac{C}{v_1} = \frac{2D}{v_1 \cos i} + \frac{C}{v_2} - \frac{2D \tan i}{v_2}$
    - $\frac{C v_2}{v_1 v_2} = \frac{2D v_2}{v_1 v_2 \cos i} + \frac{C v_1}{v_1 v_2} - \frac{2D \tan i v_1}{v_1 v_2}$
    - $C(v_2 - v_1) = \frac{2D v_2}{\cos i} - 2D \tan i v_1$
    - $C(v_2 - v_1) = \frac{2D}{\cos i} (v_2 - v_1 \sin i)$
    - Or loi de Fermat :  $\sin i = \frac{v_1}{v_2}$  et  $\cos i = \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}}$
    - →  $D = \frac{C}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$

### **3. Interprétation – Possibilités**

- La profondeur courante d'investigation est de 10 à 20 m avec possibilité d'atteindre des profondeurs de 100 à 200 m dans certains cas très favorables.
- D'une manière générale, la profondeur explorée est comprise entre 20 et 40% de la distance qui sépare l'émetteur du récepteur.
- Les résultats obtenus sont les vitesses de propagation des ondes dans les milieux rencontrés ainsi que les épaisseurs. Par comparaison avec des milieux de référence, il est alors possible de se faire une idée de la nature des différentes couches traversées.

## PROSPECTION ELECTRIQUE

- La méthode est basée sur le fait que chaque terrain possède une résistivité propre.
- L'appareil généralement utilisé comporte 2 électrodes d'injection de courant (les électrodes extérieures A et B) et 2 électrodes de mesure (les électrodes intérieures) entre lesquelles, on mesure la différence de potentiel créée par le courant injecté, ce qui permet de connaître la résistivité du terrain sondé.



- L'interprétation des mesures résulte de l'application de méthode empiriques. Les résultats sont comparés à des résultats « étalons ». L'interprétation est délicate et doit être effectuée par des spécialistes.
- On notera également que des terrains très différents peuvent présenter la même résistivité.

## **ESSAIS DE SOL EN LABORATOIRE**



## ESSAI OEDOMETRIQUE

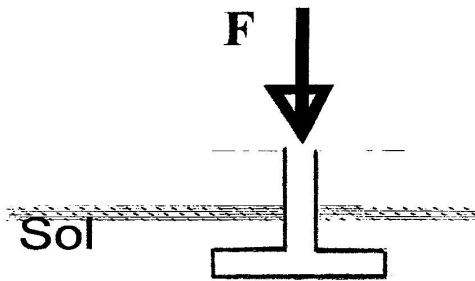


Fig. 1

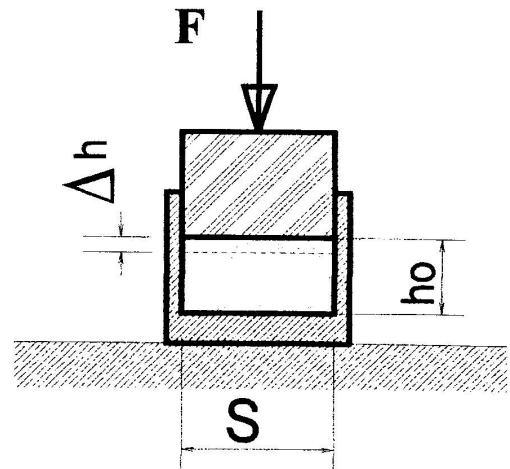


Fig. 2

### 1. But de l'essai (Fig. 1)

L'essai a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle. Sous l'effet des charges appliquées, le sol va se déformer, il va subir un tassement. L'essai oedométrique a pour but d'évaluer l'ampleur de ce tassement.

### 2. Principe de l'essai (Fig. 2)

- Le sol est placé dans une enveloppe rigide. On exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation.
- On détermine ainsi la relation entre les contraintes effectives (  $\sigma = \frac{F}{S}$  ) et les déformations verticales, relation qui va être utilisée (via l'application de formules et de théories relativement complexes) pour estimer les tassements.

### 3. Appareillage (Fig. 3 et 4)

- L'appareil est métallique, son diamètre intérieur est de 7 cm et généralement, on donne à l'échantillon une hauteur de 1,2 ou 2,4 cm. Deux pierres poreuses permettent de drainer et d'évacuer l'eau au cours de l'essai. Des comparateurs au 1/100 de mm servent à la mesure des déformations. Les charges sont appliquées sur le piston par l'intermédiaire d'un levier dont l'extrémité porte un plateau sur lequel on place des poids.
- On place les poids sur le plateau de manière à faire croître graduellement la pression appliquée sur l'échantillon. La pratique courante des laboratoires consiste à doubler la pression lors de chaque chargement, ce procédé convenant bien à l'étude du

phénomène.

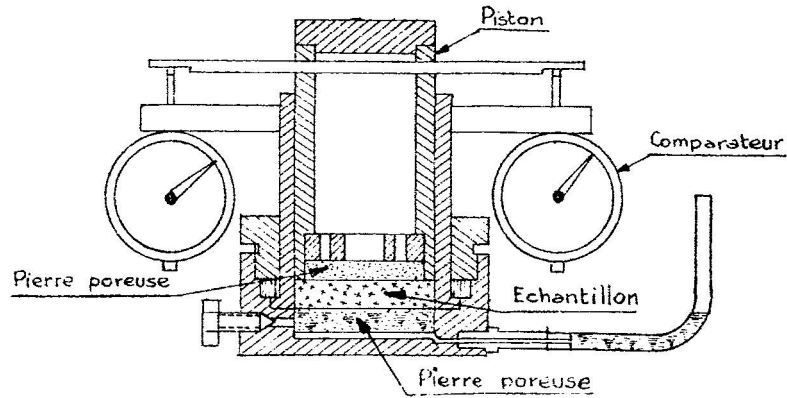


Fig.3

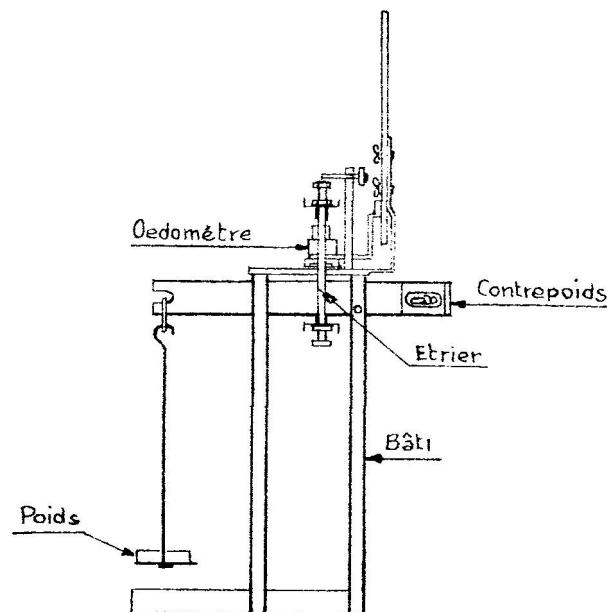
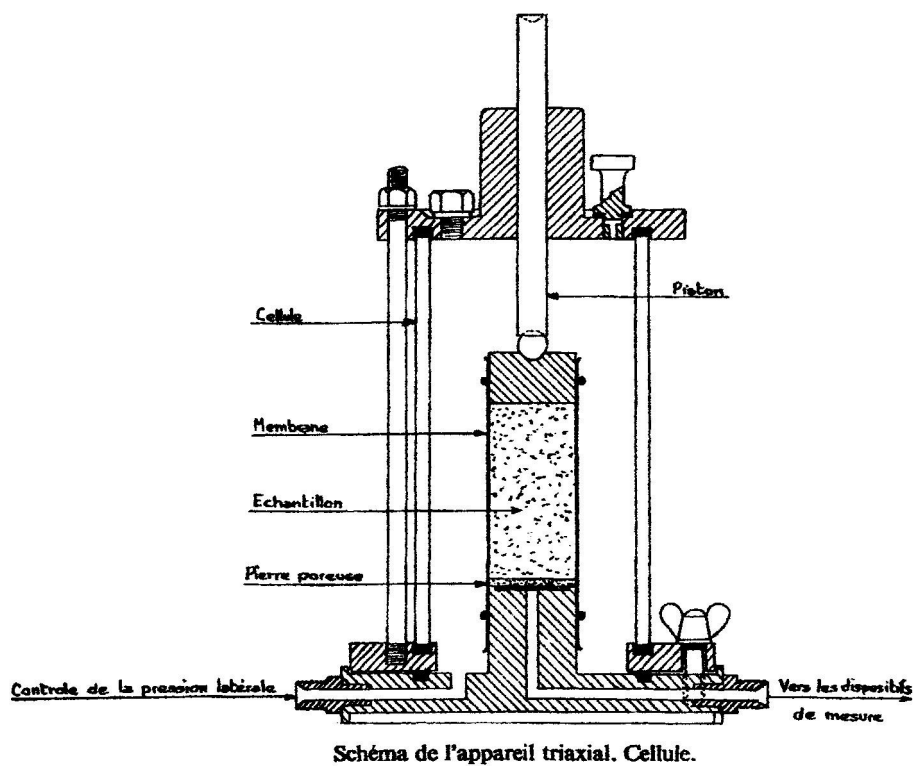


Fig.4

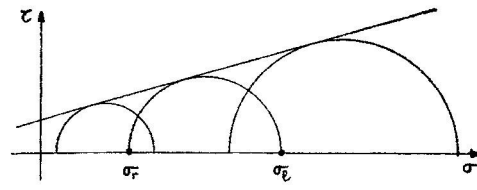
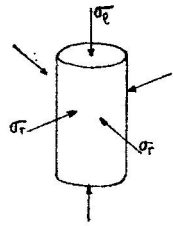
- Chaque fois que l'on ajoute un poids , on observe le tassement de l'échantillon et on attend pour poursuivre le chargement que ce tassement soit stabilisé . Avec les sables, il peut suffire d'une dizaine de minutes mais avec les argiles, le phénomène est beaucoup plus long et on n'observe pratiquement aucun tassement définitif. Pour les besoins de l'essai néanmoins, on admet que le tassement est stabilisé si deux mesures effectuées à 12 heures d'intervalle ne diffèrent pas de plus de 5 microns. Cette manière de faire conduit à des expériences d'assez longue durée . Aussi, certains laboratoires ont-ils adopté une procédure légèrement plus rapide que celle qui vient d'être décrite : la charge est doublée toutes les 24 heures sans attendre la stabilisation du tassement.

## ESSAI TRIAXIAL

- Dans l'appareil à compression triaxiale, l'échantillon a la forme d'un cylindre élancé. Il est soumis à ce que l'on appelle une étreinte triaxiale.
- La figure ci-dessous représente le schéma de l'appareil. L'échantillon est placé dans une cellule qui contient un fluide sous pression, de l'eau en général. Il est donc soumis sur sa surface latérale à une contrainte radiale  $\sigma_r$ , égale à la pression qui règne dans la cellule. D'autre part, un piston qui traverse la partie supérieure de la cellule permet de charger verticalement l'échantillon qui se trouve ainsi soumis également à une contrainte longitudinale  $\sigma_l$ .



- Différents types d'essai peuvent être réalisés. L'essai le plus utilisé est l'essai de compression. On obtient la rupture de l'échantillon en maintenant constante la contrainte radiale  $\sigma_r$  et en faisant croître la contrainte longitudinale  $\sigma_l$ . Dans chaque essai, on mesure les 2 contraintes principales  $\sigma_r$  et  $\sigma_l$  au moment de la rupture et on trace le cercle correspondant appelé cercle de Mohr (voir figure ci-dessous). L'enveloppe des différents cercles de Mohr est la droite  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  de la loi de Coulomb.



Essai triaxial.

## **L'EAU DANS LE SOL**

## DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PERMEABILITE EN LABORATOIRE

### 1. Loi de Darcy

- Tous les sols sont plus ou moins perméables. L'eau filtre à travers l'argile comme à travers le gravier. Mais ce phénomène se manifeste avec des intensités différentes. On appelle « perméabilité » la facilité avec laquelle un sol laisse passer l'eau.
- Loi de Darcy :

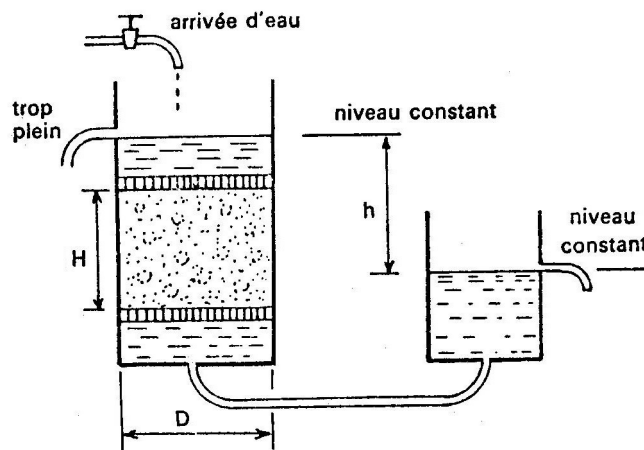
La vitesse d'écoulement est proportionnelle au gradient hydraulique, le coefficient de proportionnalité  $k$  étant le coefficient de perméabilité dépendant de la nature du sol traversé.

→  $v = ki$  avec :

- $v$  : vitesse d'écoulement,
- $k$  : coefficient de perméabilité,
- $i$  : gradient hydraulique =  $\frac{\Delta H}{\Delta L}$  .

### 2. Détermination du coefficient de perméabilité

- La détermination du coefficient de perméabilité peut se faire en laboratoire à l'aide d'un perméamètre. Si le matériau est perméable, on utilise un perméamètre à charge constante. Si au contraire, le matériau est peu perméable, on utilise un perméamètre à charge variable.
- Perméamètre à charge constante

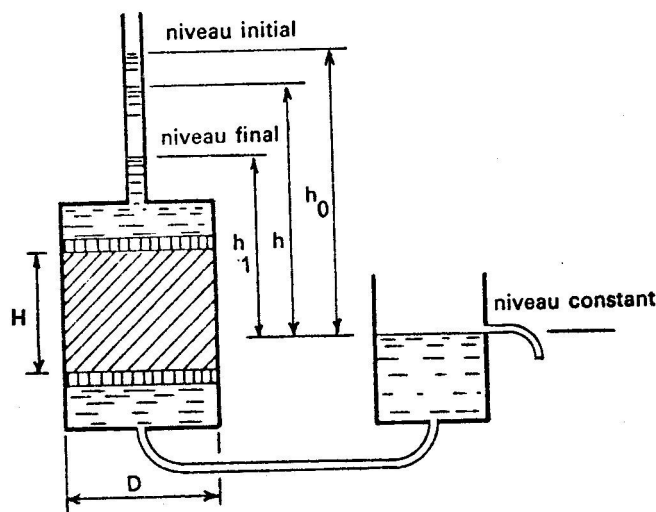


- Le principe de la méthode est le suivant : l'échantillon cylindrique à essayer, d'épaisseur  $H$ , placé entre deux plaques très poreuses et par suite très perméables, est introduit dans un cylindre de même diamètre  $D$ . Une arrivée d'eau à la partie supérieure du cylindre crée une mise en charge de

l'échantillon dont on veut mesurer la perméabilité.

- Dans le perméamètre à charge constante, la différence de niveau (c'est-à-dire la perte de charge) reste constante et égale à  $h$ .
- On mesure la quantité d'eau  $Q$  qui s'écoule pendant le temps  $t$  (via le trop plein du réservoir de droite)
- On a :  $Q = vSt$  avec  $S$  : section de l'échantillon =  $\frac{\pi D^2}{4}$
- Et, loi de Darcy  $\rightarrow v = ki = k \frac{h}{H}$
- Par suite :  $Q = \frac{khSt}{H} \rightarrow k = \frac{HQ}{hSt}$

- Perméamètre à charge variable



- L'échantillon (emprisonné entre deux plaques poreuses) est placé dans un cylindre métallique surmonté d'un tube de section  $s$  rempli d'eau et assurant une différence de niveau  $h_0$  au début de l'essai.
- Pendant le temps  $dt$ , le niveau de l'eau dans le tube supérieur baisse de la quantité  $dh$  correspondant au débit :  $dQ = s dh$ ,  $s$  étant la section du tube supérieur.
- Durant le même intervalle de temps  $dt$ , il est passé la même quantité d'eau dans l'échantillon  $\rightarrow dQ = vS dt$ ,  $S$  étant la section de l'échantillon.
- Et, loi de Darcy  $\rightarrow v = ki = k \frac{h}{H}$ .
- Par suite :  $dQ = s dh = \frac{khS dt}{H} \rightarrow \frac{dh}{h} = \frac{kS}{Hs} dt$ .
- Et en intégrant entre les limites  $h_1$  et  $h_0$  correspondant à la durée  $t$  de l'essai, il vient :  $\ln \frac{h_0}{h_1} = \frac{kSt}{Hs}$  et par suite :  $k = \frac{Hs}{St} \ln \frac{h_0}{h_1}$

- Mesure du coefficient de perméabilité in situ  
V.P.L. Essai de pompage

### 3. Ordres de grandeur de la perméabilité de certains sols (extrait NIT CSTC 190)

Type de sol	Perméabilité (m/s)
Argile	$10^{-11}$ à $10^{-9}$
Limon, vase, sable argileux	$10^{-9}$ à $10^{-6}$
Sable très fin, sable limoneux	$10^{-8}$ à $10^{-5}$
Sable sans éléments fins	$10^{-5}$ à $10^{-3}$
Gravier	$10^{-3}$ à $10$

### 4. Sols remblayés

- Le sol autour des parties enterrées d'un ouvrage est un sol de remblai. Or lorsqu'un sol naturel est excavé, il subit un foisonnement dû à la présence de vides plus ou moins grands entre les mottes de sol. Le volume excavé peut dans certains cas atteindre le double du volume en place. Le tableau ci-dessous (extrait NIT CSTC 190) donne les ordres de grandeur des variations de volume de sols courants.

Type de sol	Masse volumique du sol en place (kg/m³)	Coefficient de foisonnement	Masse volumique du remblai (kg/m³)
Argile sèche	1900	1,35	1400
Argile humide	2000	1,40	1430
Calcaire	2400	1,60	1500
Gravier sec	1800	1,15	1600
Gravier mouillé	2100	1,05	2000
Limon sec	1900	1,35	1400
Limon mouillé	2000	1,40	1400
Terre (75 %) et roche	2000	1,25	1600
Terre (50 %) et roche	2200	1,30	1700
Terre (25 %) et roche	2400	1,25	2000
Roche (tout venant)	2600	1,70	1600
Sable sec	1700	1,10	1500
Sable mouillé	1800	1,05	1700
Schiste	2700	1,70	1600
Terre végétale	1400	1,60	900
Scories	1700	1	1600
Tourbe	700	1,30	500

- Etant donné la présence de vides plus importante dans les sols remblayés, on conçoit aisément que leur perméabilité est plus importante que celle des sols en place. En présence de ce type de sol, l'eau de ruissellement pénétrera donc beaucoup plus



rapidement que dans le sol non remanié plus éloigné de la construction. C'est pour cette raison que les sols les plus cohérents entraîne le risque le plus élevé d'accumulation d'eau dans les remblais jouxtant les murs enterrés.

## ESSAI DE POMPAGE

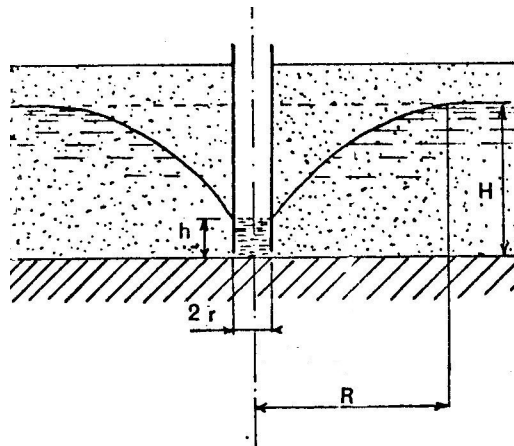
### 1. Piézomètre

- Si l'on enfonce dans le sol un tube dont l'extrémité inférieure laisse passer l'eau, et qu'on attend un temps plus ou moins long suivant la perméabilité du sol, l'eau s'établit dans le tube à une hauteur d'équilibre qu'on appelle hauteur piézométrique et le tube utilisé est appelé piézomètre.
- Si la nappe est libre, c'est-à-dire si son niveau peut librement augmenter (V.P.L.), on dit que la nappe est « phréatique » et la hauteur piézométrique va coïncider avec le niveau supérieur de la nappe.
- Si la nappe est captive, c'est-à-dire si son niveau ne peut pas librement augmenter (V.P.L.), on dit que la nappe est artésienne et la hauteur piézométrique va se trouver au-dessus du niveau « contraint » de la nappe.

### 2. Essai de pompage

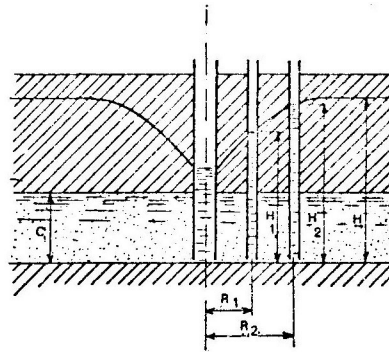
- L'essai de pompage est un essai en place destiné à déterminer les caractéristiques hydrauliques du sol. Il consiste à abaisser par pompage la surface piézométrique de la nappe et à mesurer en fonction du temps, les variations du niveau de cette surface ainsi que le débit pompé.
- Le pompage est effectué dans un puits et l'évolution dans le temps de la surface piézométrique est suivie au moyen de piézomètres implantés aux alentours du puits.
- L'essai permet de déterminer notamment le coefficient de perméabilité de la couche testée ainsi que le rayon d'action du pompage.
  - Coefficient de perméabilité : l'essai de pompage est un essai in situ permettant donc la détermination du coefficient de perméabilité. Il présente le grand avantage par rapport aux mesures en laboratoire qu'il ne nécessite pas de prélever des carottes non remaniées, difficiles à obtenir dans un sol pulvérulent.
  - Rayon d'action du pompage : le rayon  $R(t)$  à un instant donné est la distance comptée à partir de l'axe du puits, au-delà de laquelle le rabattement de la surface piézométrique est nul. En régime permanent,  $R(t)$  devient constant ( $R(t) = R$ ).

### 3. Formule de Dupuit (cas d'une nappe libre)



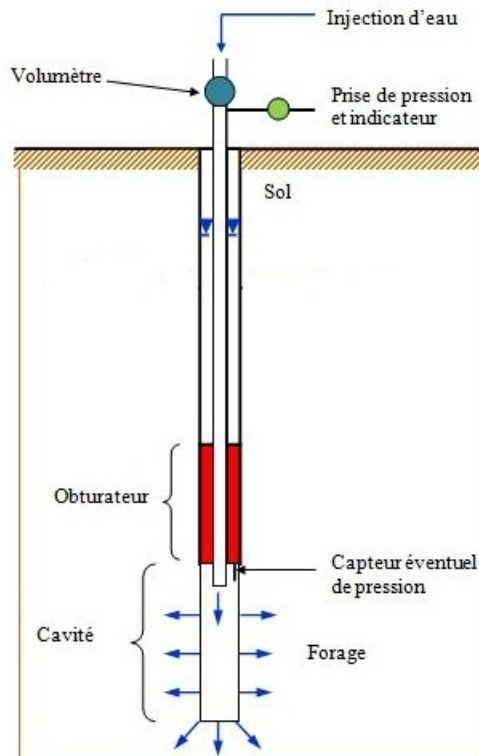
- Considérons une couche de terrain perméable reposant sur un sol imperméable (ce cas se présente en pratique lorsqu'on a une couche de sable perméable sous laquelle se trouve une couche d'argile compacte).
- Soit  $H$  le niveau de la nappe aquifère compté à partir de la couche imperméable.
- Si l'on pompe dans un puits crépiné de rayon  $r$ , on constate un abaissement de la nappe au pourtour du puits (il apparaît un cône de dépression).
- Après un certain temps, un régime permanent s'installe et on constate alors que :
  - le rabattement s'étend sur un cercle de rayon  $R$ ,
  - dans le puits, l'eau se stabilise à un niveau  $h$ .
- Il existe une relation (formule de Dupuit) liant  $R$ ,  $r$ ,  $h$ ,  $H$  :  $k = \frac{Q}{\Pi(H^2 - h^2)} \ln \frac{R}{r}$
- Rabattement d'une nappe
  - Lorsqu'on pompe dans un puits, on constate un abaissement du niveau de la nappe. La formule précédente est évidemment utilisée pour les calculs de rabattements.
  - Notons encore que si la superficie à rabattre est importante, plusieurs puits seront nécessaires.

#### 4. Formule de Dupuit (cas d'une nappe artésienne)



La formule de Dupuit devient :  $k = \frac{Q}{2\Pi C(H_2 - H_1)} \ln \frac{R_2}{R_1}$

## ESSAI LUGEON

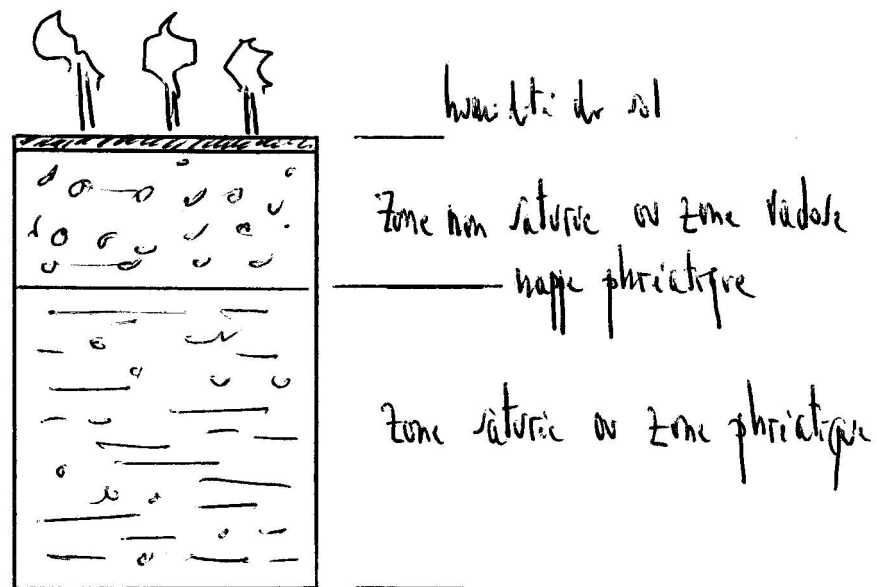


- L'essai Lugeon est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation d'eau dans une roche et ne s'applique donc pas aux sols meubles.
- Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné.
- Le résultat de l'essai Lugeon se traduit par un paramètre d'absorption d'eau qui s'exprime en unité Lugeon. Par définition, 1 Lugeon = débit d'un litre par minute injecté dans un tronçon de forage de 1 m de longueur, sous une pression d'1 MPa maintenue constante pendant une durée de 10 minutes. Si le débit ramené à 1 m de forage est de n litres/minute, on dira que la perméabilité de la roche est de n Lugeons.
- Maurice Lugeon a mis au point cet essai pour estimer la perméabilité des fondations de barrage. Il admet que pour des barrages d'une hauteur supérieure à 30 m, on peut tolérer une perméabilité de 1 Lugeon. Si cette perméabilité est supérieure, on procède pour la réduire, à des injections dans la roche.

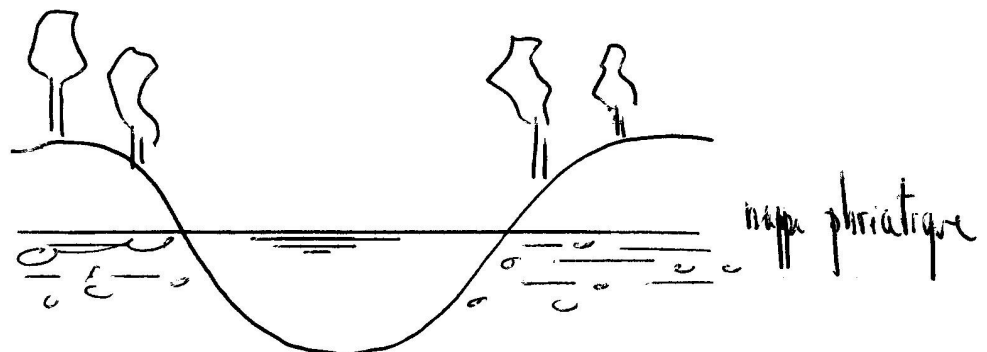
## NAPPES PHREATIQUES

### 1. Eau souterraine – Nappe phréatique

- Le sol et le sous-sol contiennent de l'eau. On parle d'eau souterraine pour désigner toute l'eau qui se trouve sous la surface terrestre.
- Pourtant, si l'on rentre dans les détails, on peut faire la distinction entre trois catégories d'eau souterraine :
  - l'humidité du sol qui concerne sa surface : elle peut soit s'évaporer et retourner dans l'atmosphère, soit être absorbée par les racines des plantes ;
  - l'eau de la zone non saturée, dite zone vadose : l'eau n'y remplit les pores que de manière partielle et laisse donc de l'espace qui est rempli d'air ;
  - l'eau souterraine à proprement parler qui correspond à la zone saturée, dite zone phréatique : dans cette zone, l'eau remplit complètement les pores.
- L'appellation de nappe aquifère ou de nappe phréatique fait référence à la surface qui sépare, d'une part la zone non saturée du haut, et d'autre part, la zone saturée du bas.



- La profondeur de la nappe phréatique dans le sol varie fortement d'un endroit à l'autre :
  - A certains endroits, la nappe se trouve en réalité au-dessus du sol et définit la surface d'un cours d'eau permanent, d'un lac ou d'un marais.



- Ailleurs, elle se cache sous la surface du sol : dans les régions arides, elle

peut se trouver à plusieurs centaines de mètre sous la surface.

- La pluie affecte bien évidemment le niveau de la nappe phréatique. Son niveau baisse bien entendu en saison sèche.
- On a défini le « dessus » de la zone phréatique (nappe phréatique). On en définit le fond comme étant l'horizon souterrain où la nappe est en contact avec une couche sous-jacente qui est semi-perméable ou imperméable.

## **2. Différents types de nappes**

- La nappe est dite libre lorsque son niveau peut varier sans être bloqué par une couche imperméable (aquifère libre).
- Dans le cas contraire, la nappe est dite captive (aquifère captif). Une nappe captive est sous pression et lorsqu'on y creuse un puits, l'eau s'élève à un niveau supérieur à celui de la nappe. Elle peut même jaillir du sol. C'est le phénomène d'artésianisme.

## **3. Problèmes liés au rabattement des nappes**

- Lorsque l'on extrait de l'eau souterraine des puits à une vitesse supérieure à celle de leur réapprovisionnement, le niveau de la nappe baisse et il faudra aller chercher de l'eau de plus en plus bas (si le but bien entendu est d'en extraire).
- Lorsque l'eau souterraine remplit l'espace poreux d'un sol, elle maintient une certaine distance entre les grains du sol puisqu'elle ne peut pas être comprimée. L'extraction de l'eau des pores diminue la distance qui sépare les grains, car l'air qui remplace l'eau, peut, lui, être comprimé. De ce fait, les grains se compactent plus fortement et il en résulte un affaissement du sol situé au-dessus de la nappe.

## **LES FONDATIONS**

## **NOTIONS GENERALES**

- La fondation d'un ouvrage constitue la partie par laquelle il prend appui sur le sol. C'est par la fondation que se transmet au sol l'ensemble des charges et surcharges de l'ouvrage. La fondation constitue une partie essentielle de la construction d'un ouvrage puisque la stabilité de l'ensemble en dépend.
- Une mauvaise conception et la non observance d'une méthode de travail adéquate entraîne des désordres dont les plus fréquents sont des tassements différentiels (le sol sous une partie de la construction se tasse plus qu'une autre). Il en résulte des déformations pouvant entraîner le mauvais ou le non fonctionnement des portes et fenêtres, des fissurations, des ruptures de la structure, de murs, de cloisons, de panneaux, de canalisations d'amenée d'eau, de gaz ou d'évacuation ainsi que des défauts d'étanchéité.
- Même lorsque ces désordres n'entraînent pas la mise hors service de la construction, ils sont généralement très gênants et leur réparation est souvent difficile et toujours coûteuse.
- Désordres les plus fréquents et leurs causes : voir NIT 147 – Page 3
  - Fondations établies à la même profondeur, sur une couche d'égale épaisseur, mais chargées très différemment.
  - Fondations établies à des profondeurs différentes dans une couche d'égale compressibilité et transmettant des charges à peu près semblables.
  - Fondations hétérogènes.
  - Fondation homogène établie sur une couche de sol très hétérogène.
  - Fondation homogène établie sur une couche d'apparence homogène mais comportant un « point dur ».
  - Fondation homogène établie sur une couche de sol compressible d'épaisseur variable.
  - Construction fondée sur un terrain en forte pente.
  - Problème lié au rabattement d'une nappe aquifère.
  - Construction établie à une profondeur insuffisante dans un sol plastique (limons et argiles) → gonflement par absorption d'eau et diminution du volume par séchage.
  - Construction établie à une profondeur insuffisante dans un sol plastique et trop rapprochée d'arbres → les racines vont pomper l'eau et assécher le sol.
  - Problèmes liés aux murs mitoyens :
    - fondation de la première construction non conçue pour recevoir les charges de la seconde (fondation commune au niveau du mur mitoyen) ;
    - fondations indépendantes mais liaisons via le mur mitoyen au niveau de la structure ;
    - influence du tassement du nouveau bâtiment sur l'ancien.

## **ACTIONS A REPRENDRE PAR LES FONDATIONS**

- Les actions à reprendre par une fondation sont principalement :
  - le poids propre de la construction ;



- les charges d'exploitation liées à l'affectation des lieux ;
  - les charges climatiques (vent, neige) ;
  - dans certains cas, la poussée exercée par les terres et l'eau.
- Poids propre de la construction  
Voir tableaux de l'annexe B de la NIT 147 (Page 62)
  - Charges d'exploitation  
Voir document en annexe
  - Charge de neige  
Voir document en annexe
  - Poussée exercée par les terres et l'eau
    - Élément intermédiaire entre la structure et la fondation , la partie enterrée des constructions (murs des caves) outre qu'elle transmet les efforts de la structure aux fondations, doit également résister à la poussée des terres et de l'eau situées à l'extérieur.
    - Dans le cas d'un mur de cave, sa stabilité en tant que mur de soutènement est favorisée par le poids du bâtiment qui s'ajoute au poids propre du mur ainsi que par les réactions horizontales (s'opposant à la poussée) exercée par l'éventuelle dalle de sol et par le plancher.

### **PRESSIION ADMISSIBLE SUR UN SOL**

- Valeurs à priori
  - Il existe dans la NIT 147 un tableau (Tableau 4 à la page 39) donnant les valeurs à priori de la pression admissible sur sol. Ces valeurs peuvent être utilisées dans le cadre d'un avant-projet. Dans tous les cas, elles doivent être revues et, si nécessaire corrigées au stade du projet et certainement au moment de l'exécution des terrassements.
- Valeurs calculées
  - On utilise des formules faisant intervenir les paramètres du sol, ceux-ci étant déduits le plus souvent (en Belgique) d'essais de pénétration statique.

### **TASSEMENTS ET DEFORMATIONS ADMISSIBLES DES CONSTRUCTIONS**

- A partir des caractéristiques du sol et de la pression qui s'y exerce, il est possible de calculer les tassements.
- Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne sont en règle générale pas préjudiciables. Par exemple, tous les immeubles d'Annecy accusent des tassements de 10 à 25 cm sans aucun dommage.
- Ce qui peut poser problème si aucune mesure adéquate n'est prise, ce sont les tassements différentiels.
- Ces derniers peuvent être considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénient par la superstructure qui est alors :

- soit très souple (ouvrage isostatique : ponts sur 2 appuis, ou rendus isostatiques par l'adjonction de rotules, introduction de joints de tassements dans les bâtiments → ce sont des joints qui se prolongent jusque dans les fondations et qui désolidarisant certaines parties de la construction qui permettent des tassements différentiels sans dommage) ;
- soit très rigide (immeuble monolithe en béton armé).
- En règle générale, il est préférable de s'accommoder des tassements différentiels en prenant les mesures adéquates.

## **RECONNAISSANCE DU SOL**

### **1. Types de reconnaissance**

- Il existe divers essais pour effectuer une reconnaissance du sol en place. Habituellement, ce que l'on cherche à déterminer est :
  - 1. la nature des couches ainsi que la présence d'eau ;
  - 2. l'épaisseur de ces couches ;
  - 3. leur configuration en plan ;
  - 4. leurs caractéristiques mécaniques éventuellement.
- Les fouilles, puits ou forages donnent les caractéristiques 1 à 3 ; les caractéristiques 4 sont obtenues avec des échantillons de sol prélevés et testés en laboratoire.
- Les essais de pénétration statique donnent directement les caractéristiques 2 à 4 et par des déductions expérimentales, les caractéristiques 1. Il en est de même pour les essais pressiométriques.
- Les essais de pénétration dynamique donnent avec moins de précision les caractéristiques 2 et 3.

### **2. Profondeur à atteindre**

Cette profondeur est comptée à partir du niveau de la fondation, c'est-à-dire sous le niveau des semelles ou radiers, ou sous le niveau de base des puits ou pieux. Elle est :

- Pour des semelles isolées ou continues : 3 x leur plus petite dimension et au moins 6 m.
- Pour des radiers : une fois et demie la plus petite des dimensions transversales.
- Pour des puits ou des pieux : une fois la plus petite dimension en plan du bâtiment.

### **3. Nombre d'essais**

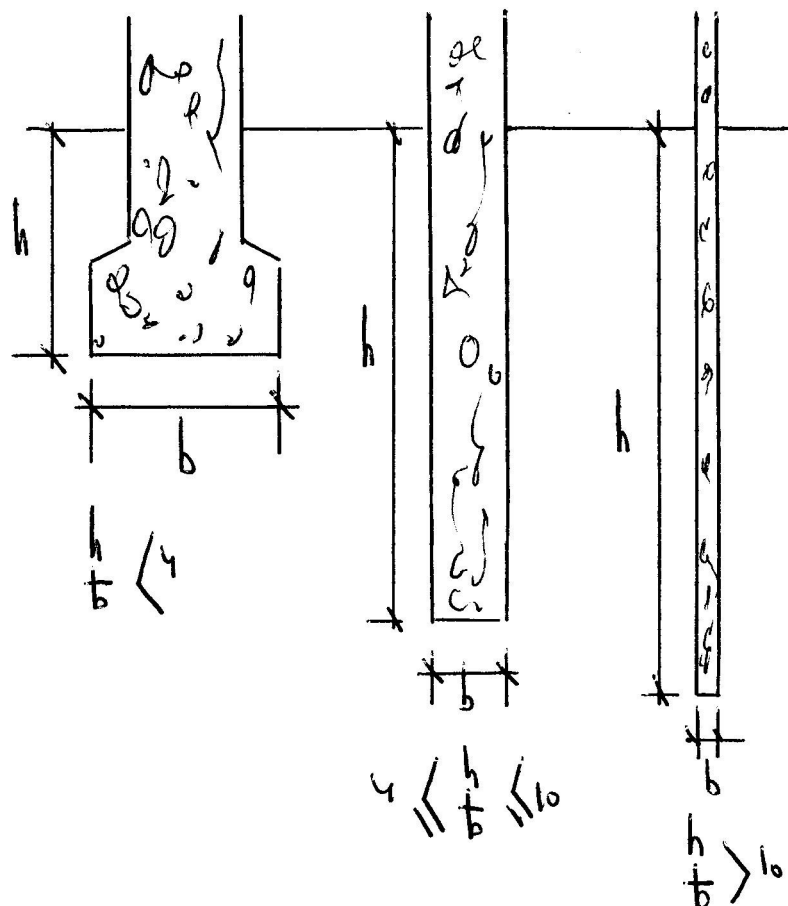
Au moins 2 et plus si on soupçonne des problèmes.

## **PROFONDEUR HORS GEL**

En Belgique : 0,8 m sous le niveau fini des terres

## FONDATIONS SUPERFICIELLES, SEMI-PROFONDES, PROFONDES

- Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface → fondations superficielles ou directes.
- Si par contre, le terrain résistant se trouve à une certaine profondeur, on réalisera soit des puits d'un certain diamètre (en général, de 1 à 3 m) relativement peu profonds → fondations semi-profondes, soit des pieux → fondations profondes.
- Si le terrain résistant est inexistant, on utilisera encore cette dernière technique → on aura alors affaire à des pieux flottants.
- La distinction entre les différents types de fondation peut également être établie en fonction du rapport  $\frac{h}{b}$  de sorte que c'est plus l'allure générale et les proportions d'une fondation qui en déterminent le type. Suivant la valeur de ce rapport, on distingue les fondations :



## LES FONDATIONS SUPERFICIELLES OU DIRECTES

### 1. Généralités - Différents types de procédés

- Par fondation superficielle, on entend une fondation dont le niveau inférieur est établi à une profondeur inférieure à :
  - environ 2 m sous la surface du sol avant travaux, pour une construction qui ne

- comporte pas de cave ;
- environ 5 m sous la surface du sol avant travaux pour une construction qui comporte un niveau de caves.
- Dans tous les cas, elles doivent reposer sur un « bon » sol qui doit se trouver au voisinage de la surface.
- Parmi les procédés de fondation à faible profondeur, on distingue :
  - les fondations sur plots ou semelles isolées ;
  - les fondations continues :
    - semelles continues non armées ;
    - semelles continues armées.
  - les radiers.

## **2. Fondations sur plots ou semelles isolées**

- Pour utiliser ce type de fondation, le sol d'assise doit avoir une résistance admissible élevée (les pressions qui s'exercent sur ce type de semelles étant concentrées et par suite + importantes que sur des semelles continues) et une compressibilité faible afin de limiter les tassements différentiels. Si on craint des tassements différentiels, il faut rendre la construction aussi peu sensible que possible aux inconvénients pouvant en résulter, par exemple, en la rendant isostatique.
- Utilisation :
  - construction avec colonnes ou poteaux (hangars) ;
  - autres constructions avec transmission des charges via des longrines (qui sont généralement des poutres en béton armé) reposant sur les plots. Notons qu'il est toujours prudent de placer les longrines de manière à ce qu'elles ne soient pas directement en contact avec le sol situé entre les appuis, car si des appuis se tassent ou si le sol gonfle, il peut se créer des réactions pour lesquelles les longrines n'ont pas été prévues. Les longrines peuvent éventuellement être reliées entre elles (on réalise ainsi un chaînage), ce qui a pour effet d'augmenter la rigidité (mais attention aux possibles tassements différentiels).
- Les semelles seront le plus souvent armées. En particulier, si la semelle est la base d'une colonne en béton armé, l'armature de cette colonne doit être déployée dans la semelle et reliée à l'armature de celle-ci.

## **3. Fondations continues**

- Conviennent bien pour des constructions conçues avec des murs portants, ceux-ci prenant appui sur les semelles, pour autant que le sol de fondation est assez homogène et que sa résistance admissible est moyenne ou bonne.
- La largeur de la semelle est déterminée en fonction de l'épaisseur du mur, de la résistance admissible et de la nécessité de limiter les tassements.
- Dans les cas les plus courants, lorsque le sol a une bonne résistance admissible (peu d'élargissement de la semelle) par rapport au mur porteur) et que des tassements différentiels ne sont pas à craindre, les semelles ne sont pas armées.
- Si la résistance admissible du sol est telle que les semelles doivent être sensiblement élargies par rapport aux murs porteurs ou encore que des tassements différentiels sont à craindre, on les armera.

#### 4. Radiers

- Les radiers sont utilisés lorsque la résistance du sol et les charges appliquées sont telles que les semelles doivent être élargies dans des proportions considérables.
- On réalise en quelque sorte une semelle unique sous la construction constituée d'une dalle en béton armé.

### LES FONDATIONS SEMI-PROFONDES

- De façon très schématique, on peut les assimiler à des semelles isolées ou plots dont la hauteur est telle qu'ils reposent sur un sol dont la portance est suffisante.
- Notons encore que :
  - les puits ont une section importante (1 à 3 m de diamètre, le plus souvent 1 à 1,2 m pour une maison) et leurs profondeurs courantes vont de 3 à 6 m.
  - Les charges transmises par la structure sont en général transmises aux puits via des longrines en béton armé.

### LES FONDATIONS SUR PIEUX

#### 1. Généralités

- Les pieux constituent un procédé de fondation en mauvais terrain, lorsqu'il est pratiquement impossible d'asseoir l'ouvrage sur le bon sol parce que ce dernier se trouve à une trop grande profondeur ou est inexistant. En règle générale, si le bon sol est à plus de 5 m de profondeur, il est souvent plus économique d'avoir recours à ce mode de fondation que de réaliser des fondations superficielles ; cela permet en effet d'éviter des travaux trop importants d'excavation, de remblayage, de protection de fouilles, d'épuisement d'eau, ...
- Les pieux sont des éléments de grande longueur et de faible section (rapport  $\frac{h}{b} \geq 10$ ), de forme cylindrique ou prismatique que l'on enfonce ou que l'on confectionne dans le terrain de faible capacité portante.
- Ils permettent en traversant les couches manquant de consistance d'atteindre celles qui par leur compacité et leur résistance à l'enfoncement, fourniront une assise solide pour y reporter les charges et surcharges de l'ouvrage à fonder.
- La répartition des charges sur le sol se fait en réalité à la fois par les extrémités (pour autant qu'elles reposent sur un terrain résistant) et par le frottement de leurs parois latérales sur le terrain traversé. Ce frottement est très variable suivant la nature du terrain.
- Les pieux reposant par leur pointe sur un sol dur (on parlera de pieux à résistance de pointe) sont d'utilisation très sûre tandis que les pieux dits « flottants » qui résistent surtout par le frottement latéral, sont d'utilisation très délicate. Il est d'ailleurs conseillé pour ces derniers de contrôler leur capacité portante par un essai de chargement statique.

## **2. Autre cas où une fondation sur pieux est requise**

- Outre lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur ou est inexistant, on aura encore recours aux pieux notamment lorsque :
  - le sol est si hétérogène qu'il faut s'attendre à des tassements différentiels inacceptables ;
  - l'exécution d'une fondation directe présente trop de difficultés, généralement par suite de la présence d'eau.

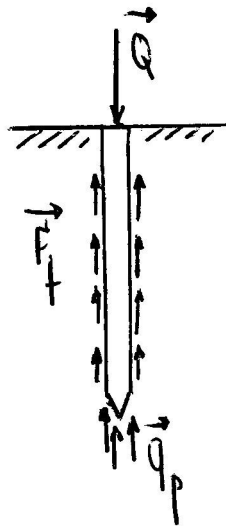
## **3. Classification des fondations sur pieux**

- Suivant le matériau utilisé :
  - bois ;
  - acier ;
  - béton.
- Suivant le mode d'exécution :
  - pieux préfabriqués enfoncés dans le sol ;
  - pieux exécutés in situ.
- D'après la nature des forces résistantes :
  - pieux à résistance de pointe ;
  - pieux flottants.

## **4. Détermination de la force portante des pieux**

- Pour déterminer la force portante d'un pieu isolé, on peut recourir aux méthodes suivantes :
  - utiliser des formules basées sur le battage des pieux ;
  - interpréter les essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux ;
  - utiliser des formules établies à l'aide de la mécanique théorique des sols sur base des caractéristiques du sol ;
  - interpréter les diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.
- Formules de battage
  - En enfonçant un clou dans une poutre en bois, on peut aisément se rendre compte si le bois est dur ou non. Le battage d'un pieu peut dans une certaine mesure être comparé à l'enfoncement d'un clou. Il semble donc possible d'estimer la capacité portante d'un pieu à partir de la connaissance de l'enfoncement moyen  $e$  (refus) lors de derniers coups.
  - Il existe différentes formules de battage.
- Formule des Hollandais :  $F = \frac{M^2 h}{ke(M + P)}$  avec :
  - $F$  : force portante du pieu (en kg)
  - $M$  : poids du mouton (en kg)
  - $P$  : poids du pieu (en kg)

- $h$  : hauteur de chute du mouton (en cm ou en m)
- $e$  : refus (en cm ou en m) → enfoncement du pieu suite à une volée de 10 coups divisé par 10
- $k$  : coefficient de sécurité (pris généralement égal à 6).
- Essai de mise en charge  
Essai coûteux mais très fiable, le pieu étant chargé en vraie grandeur
- Utilisation de formules théoriques
  - Les formules utilisées exigent la connaissance des caractéristiques du sol (angle de frottement interne  $\phi$  et cohésion  $c$  notamment) sur toute la longueur du pieu. Elles ne sont fiables que si des essais en laboratoire ont été effectués sur des échantillons intacts, ce qui est rarement le cas en pratique ?. Il suffit de songer à la profondeur à laquelle on doit extraire les échantillons. En outre, la mise en place du pieu va considérablement modifier l'état du sol.



$$Q_f = \sum F_f$$

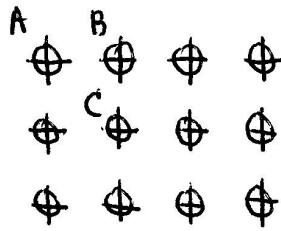
$$Q_p = \sum q_p$$

- Sans rentrer dans les détails des formules utilisées (qui sont très complexes et établies sur base de caractéristiques « douteuses »), il est bon de savoir que l'on considère que la charge  $\vec{Q}$  sollicitant un pieu est équilibrée par la résultante  $\vec{Q}_f$  des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain et par la résistance de pointe  $\vec{Q}_p$  que rencontre le pieu sur sa pointe.
- Pénétromètre et force portante
  - La tige du pénétromètre pouvant être considérée comme un pieu de petit diamètre, il est possible d'extrapoler les données résultant des essais de pénétration aux pieux de fondation.
- Groupe de pieux – Règle de Feld
  - On a traité jusqu'à présent de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la

pratique, les pieux sont presque toujours battus ou forés par groupe et on constate que la capacité portante d'un pieu est diminuée suite à la présence des autres pieux (pour un entr'axe inférieur au 1/10 de la longueur). Il existe de nombreuses méthodes pour évaluer cette perte de capacité.

- Règle de Feld

- La capacité portante d'un pieu dans un groupe vaut celle du pieu isolé diminuée du 1/16 de la capacité portante multipliée par le nombre de pieux voisins.
- Pour  $i$  pieux voisins, on a par conséquent :  $R = R_{ind} \left(1 - \frac{i}{16}\right)$
- Exemple :

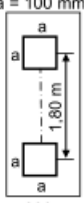


$$R_A = R_{ind} \left(1 - \frac{3}{16}\right) = \frac{13}{16} R_{ind}$$

$$R_B = R_{ind} \left(1 - \frac{5}{16}\right) = \frac{11}{16} R_{ind}$$

$$R_C = R_{ind} \left(1 - \frac{8}{16}\right) = \frac{8}{16} R_{ind} = \frac{1}{2} R_{ind}$$



Catégorie d'utilisation				Charges verticales		Charges horizontales					
Usage spécifique		Exemples		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ] (2) (13)	$Q_k$ [kN]	$A$ (Q <sub>k</sub> ) (1)	$q_k$ [kN/m] (6)	$Q_k$ [kN] (7)	$Q_k$ [kN] (8)	$A$ (Q <sub>k</sub> ) (1)	
Lieu de réunion <sup>(8)</sup>	A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation; chambres et salles des hôpitaux; chambres d'hôtel et de foyers; cuisines et sanitaires	Planchers	2,0	2,0	Carré de 50 mm de côté	0,5	1,0	0,5	
				Escaliers	3,0	2,0					
				Balcons	4,0	2,0					
	B	Bureaux			3,0 <sup>(11)</sup>	3,0		1,0	1,0	0,5	
	C	C1	Espaces équipés de tables, etc.	Ecoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception		3,0 <sup>(11)</sup>		4,0 <sup>(12)</sup>	1,0	1,0	0,5
		C2	Espaces équipés de sièges fixes	Eglises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente		4,0		4,0 <sup>(12)</sup>			
		C3	Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes	Salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares		5,0		4,0			
		C4	Espaces permettant des activités physiques	Dancings, salles de gymnastique, scènes		5,0 <sup>(2)</sup>		7,0 <sup>(3)</sup>			
		C5	Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes	Bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare		5,0 <sup>(4)</sup>		4,5			
	D	D1	Commerces de détail			5,0		4,0	1,0	1,0	0,5
		D2	Grands magasins			5,0		7,0			
	E	E1	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès	Aires de stockage, y compris stockages de livres et autres documents		7,5 <sup>(10)</sup>	7,0	Carré de 50 mm de côté	2,0	1,0	0,5
		E2	Usage industriel			5,0 <sup>(10)</sup>	5,0				
F		Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers (PTAC ≤ 30 kN et nombre de places assises ≤ 8, non-compris le conducteur)	Garages, parcs de stationnement, parkings à plusieurs étages,...		2,5	20		Actions accidentelles dues au choc d'un véhicule : voir EN 1991-1-7			
G		Aires de circulation de stationnement pour véhicules de poids moyen (30 kN < PTAC ≤ 160 kN, à deux essieux)	Voies d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules de lutte incendie (PTAC ≤ 160 kN)		5,0	90		Actions accidentelles dues au choc d'un véhicule : voir EN 1991-1-7			
H		Toitures inaccessibles, sauf pour entretien et réparations courants			0,8 <sup>(5)</sup>	1,5	Carré de 50 mm de côté	-			
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à G			Selon catégorie A-G							
K	Toitures accessibles pour des usages particuliers		Hélistations	A définir (voir EN)							