

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djilali BOUNAAMA Khemis Miliana  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de la Technologie



جامعة الجبلاي بونعامة خميس مليانة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم التكنولوجيا

Adresse : Rue Thniet El Had, Khemis Miliana, Ain Defla , Algérie. Tel : ( 213 ) 27556844

Intitulé du polycopié

Mécanique des sols



Destiné aux étudiants

Niveau 2<sup>ème</sup> année Licence en Génie Civil  
Spécialité Génie Civil

Auteur

Dr. Fatma Mellal

Experts du polycopié	Grade	Etablissement d'affiliation
M Touhami TAHHENI	Maitre de conférences A	Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana
M Riadh BENNAI	Maitre de conférences A	Université Hassiba Benbouali de Chlef

Date de validation du polycopié par l'instance scientifique habilitée CSD et/ou CSF:

CSD .....

CSF .....

Année universitaire : 2022/2023

## **Avant-propos**

Ce polycopié est le fruit de plusieurs années d'enseignement dans le domaine de Génie civil, destiné aux étudiants de la deuxième année licence en génie civil, à l'Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana. C'est un support pédagogique de forme de cours, conformément au programme d'enseignement exigé par le Comité Pédagogique National du domaine Sciences et Technologique depuis l'année 2016-2017. Ce polycopié est constitué de quatre chapitres.

Le programme de la matière mécanique des sols regroupe la définition des sols, les paramètres physiques d'identification et de classification, les différentes notions indispensables de compactibilité et l'hydraulique des sols afin de bien comprendre le comportement physique des sols. Tous les étudiants en Génie civil doivent comprendre les concepts de base de la mécanique des sols.

Je tiens à remercier Monsieur TAHHANI Touhami, Maître de conférences A de l'université Djilali Bounaama de Khemis Miliana, et Monsieur BENNAI Riad, Maître de conférences A de l'université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté l'expertise du présent polycopié, et pour ses critiques et ses conseils avisés.

L'auteur souhaite que ce polycopié soit bien présenté, bien rédigé et facile à lire et à maîtriser par les étudiants de la filière de Génie Civil.

## **SOMMAIRE**

<b>Introduction</b> .....	1
---------------------------	---

## **Chapitre 01 : Introduction à la mécanique des sols**

<b>I.1.Introduction</b> .....	4
<b>I.2.Objet de la mécanique des sols</b> .....	4
I.2.1. Domaines d'application .....	4
1.2.1.1. Milieux naturels.....	5
1.2.1.2. Ouvrages en sol.....	5
1.2.1.3. Ouvrages mixtes.....	6
1.2.1.4. Fondations d'ouvrages ou de bâtiments.....	7
I.2.2. Histoire de la mécanique des sols.....	7
<b>I.3. Définitions des sols, Origine et formation des sols</b> .....	8
I.3.1. Définitions des sols.....	8
I.3.1.1. Les roches .....	8
I.3.1.2. Les sols.....	9
I.3.2. Origine et formation.....	9
<b>I.4. Structure des sols (sols grenus et sols fins)</b> .....	10
I.4.1. Les sols grenus.....	11
I.4.2. Les sols fins.....	12
I.4.2.1. Les limons (ou Silts).....	12
I.4.2.2. Les argiles.....	12
<b>I.5. Conclusion</b> .....	13

## **Chapitre 2: Identification et classification des sols**

<b>II.1. Introduction</b> .....	15
<b>II.2. Caractéristiques physiques</b> .....	15
II. 2. 1. Modèle élémentaire d'un sol.....	16
II. 2. 2. Les paramètres dimensionnels.....	16
II. 2. 2.1. le poids volumique des particules solides.....	16
II. 2. 2.2. le poids volumique de l'eau.....	16
II. 2. 2.3. le poids volumique du sol.....	16
II. 2. 2.4. le poids volumique du sol sec.....	17
II. 2. 2.5. le poids volumique du sol saturé.....	17
II. 2. 2.6. le poids volumique du sol déjaugé.....	17
II. 2. 3.Les paramètres sans dimensions (paramètres d'état).....	17
II. 2. 3.1.la porosité.....	17

II. 2. 3.2.l'indice des vides.....	18
II. 2. 3.3.La teneur en eau.....	18
II. 2. 3.4.Le degré de saturation.....	18
II. 2. 3.5.Densité relative ou indice de densité.....	18
II.2.4. Relations entre les paramètres.....	19
<b>II.3 Caractéristiques granulométriques.....</b>	<b>20</b>
<b>II.3.1 La granulométrie (répartition granulométrique des particules).....</b>	<b>20</b>
II.3.1.1. L'analyse granulométrique par tamisage.....	21
II.3.1.1.1. L'interprétation des courbes granulométriques.....	22
II.3.1.2. L'analyse granulométrique par sédimentation.....	24
<b>II.4.Consistance des sols fins (limites d'Atterberg).....</b>	<b>25</b>
<b>II.4.1. Définition.....</b>	<b>25</b>
<b>II.4.2. Détermination des paramètres des limites d'Atterberg.....</b>	<b>26</b>
II.4.2.1. La limite de liquidité (wl).....	26
II.4.2.2 Limite de plasticité wp.....	27
II.4.2.3. La limite de retrait (ws).....	27
II.4.2.4. Indice de plasticité Ip.....	27
II.4.2.5. L'indice de liquidité (IL).....	28
II.4.2.6. Indice de consistance Ic.....	28
II.4.2.7. Activité (L'activité des argiles).....	29
<b>II.5. Classification géotechnique des sols.....</b>	<b>30</b>
<b>II.5.1 Principe des classifications des sols.....</b>	<b>30</b>
II.5.1.1. Classification triangulaire.....	31
II.5.1.2. Classification (LPC/USCS) des sols.....	31
II.5.1.3. la classification GTR.....	35
II.6. Conclusion.....	37

### **Chapitre 3: Compactage des sols**

<b>III.1. Introduction.....</b>	<b>39</b>
<b>III.2. Théorie de compactage.....</b>	<b>39</b>
III.2.1. Définition.....	39
III.2.2 Théorie du compactage (théorie de Proctor).....	39
III.2.2.1. Influence de la nature du sol.....	40
III.2.2.2. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage.....	41
III.2.2.3. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation.....	41
<b>III.3. Essais de compactage au laboratoire (Essais Proctor et CBR).....</b>	<b>42</b>
<b>III.3.1 Essai Proctor.....</b>	<b>42</b>

<b>III.3.2 Essai CBR : l'indice de portance californien CBR.....</b>	<b>43</b>
<b>III.4. Matériel et procédés spéciaux de compactage in-situ.....</b>	<b>45</b>
<b>III.4.1. Procédés spéciaux de compactage.....</b>	<b>45</b>
III.4.1.1. Compactage par explosifs.....	45
III.4.1.2. Compactage par vibroflottation.....	45
III.4.1.3. Consolidation dynamique .....	45
<b>III.4.2. Procédés courants de compactage.....</b>	<b>45</b>
III.4.2.1 Compactage statique.....	46
III.4.2.2. Compactage dynamique par plaque vibrante.....	47
III.4.2.3. Compactage par vibration.....	47
<b>III.5. Prescriptions et contrôle du compactage.....</b>	<b>48</b>
<b>III.5.1. Notion de planche d'essai.....</b>	<b>49</b>
<b>III.5.2. Influence de la vitesse de l'engin.....</b>	<b>49</b>
<b>III.5.3. Influence du nombre de passes.....</b>	<b>49</b>
<b>III.5.4. Degré de compacité (efficacité d'un compactage par rapport à ce qui est prescrit).....</b>	<b>50</b>
<b>III.5.5. Moyens de contrôle de compactage sur chantier.....</b>	<b>50</b>
III.5.5.1. Densitomètre à membrane.....	50
III.5.5.2. Gammadensimètre –TROXLER.....	51
III.5.5.3. Essai de plaque.....	52

## **Chapitre 4: Eau dans le sol**

<b>4.1. Introduction.....</b>	<b>54</b>
<b>4.2. Écoulement d'eau dans les sols.....</b>	<b>54</b>
4.2.1. vitesse et débit.....	54
4.2.2. Charge et pression hydraulique.....	54
4.2.3. Perte de Charge.....	55
4.2.4. Gradient hydraulique.....	55
4.2.5. Loi de DARCY.....	55
4.2.6. Coefficient de perméabilité.....	56
4.2.6.1.Perméabilité des milieux stratifiés.....	57
<b>4.3. Mesure du coefficient de perméabilité.....</b>	<b>58</b>
4.3.1. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire.....	58
4.3.1.1.Perméamètre à charge constante.....	59
4.3.1.2.Perméamétrie à charge variable.....	59
4.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité in-situ.....	61
4.3.2.1. Essai de perméabilité par pompage.....	61

4.3.3. Principe de la contrainte effective dans les sols.....	62
4.4. Etude des réseaux d'écoulement.....	62
4.4.1. Ecoulement plan.....	62
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>64</b>

## **Liste des Figures**

Figure 1.1 : Glissement de terrain, les berges de cours d'eau ou de retenues.....	5
Figure 1.2. Ouvrages (route, chemin de fer, barrage).....	6
Figure 1.3. Murs de soutènements, les Palplanches et les parois moulées.....	6
Figure 1.4. Fondations superficielles et profondes.....	7
Figure 1.5. Formations géologiques des roches.....	10
Figure 1.6 : Classification des sols : sols grenus, sols fins.....	11
Figure. 2.1 : Constituants d'un sol.....	15
Figure.2.2 : Représentation conventionnelle d'un volume de sol (Poids et volumes des différentes phases).....	16
Figure.2. 3 : Analyse granulométrique avec tamisage et sédimentométrie.....	21
Figure.2. 4 : Courbes granulométriques de six sols différents.....	22
Figure.2. 5 : Exemple de détermination des di.....	22
Figure.2. 6 : Interprétation des coefficients CU et Cc.....	24
Figure.2. 7 : Etats de consistance d'un sol.....	25
Figure.2.8 : Courbe représentative de la relation entre la teneur en eau et le nombre coups.....	27
Figure.2.9 : Classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm).....	31
Figure.2.10 : Diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948).....	32
Figure.2.11 : Structure générale de la classification GTR pour les terrassements routiers.....	37
Figure.3.1 : Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.....	40
Figure.3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor.....	41
Figure.3.3 : Influence de l'énergie de compactage.....	41
Figure. 3.4 : Courbe de saturation.....	42
Figure 3.5: Essai PROCTOR.....	43
Figure 3.6: Essai CBR.....	44
Figure 3.7: Différents types de matériel suivant le G.T.R.....	46
Figure 3.8: Principe de compactage statique.....	47
Figure 3.9: Principe de compactage par plaque vibrante.....	47
Figure 3.10: Principe de compactage par rouleaux tandem.....	48
Figure 3.11: Principe de compactage par Rouleaux monocylindres.....	48
Figure 3.12: Densimètre à membrane.....	51
Figure 3.13: Gammadensimètre -TROXLER-.....	51
Figure 3.14: Essai de plaque.....	52
Figure 4.1 : L'expérience de DARCY.....	56
Figure 4.2 : Essai de perméabilité à charge constante (schéma de principe).....	59
Figure 4.3 : Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe).....	60
Figure 4.4 : Essai de perméabilité par pompage.....	61
Figure 4.5 : Réseau d'écoulement horizontal.....	63

## Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : La mécanique des sols à travers ses grandes théories.....	8
Tableau 2.1 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1957), Hansbo (1975)).....	20
Tableau 2.2 : Classes granulométrique de sols.....	23
Tableau 2.3 : Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité $I_p$ .....	28
Tableau 2.4 : Valeurs de WL, $W_p$ et $I_p$ pour différents type de sols.....	28
Tableau 2.5 : Les groupes de sols.....	32
Tableau 2.6 : Classification des sols grenus (plus de 50% des éléments $> 80\mu\text{m}$ ).....	33
Tableau.3.1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié.....	43
Tableau 4.1 : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après COSTET et al. 1983).....	57

## **Liste des abréviations**

$\rho$ : masse volumique du sol  
 $\gamma$ : poids volumique du sol  
 $\rho_d$ : masse volumique du sol sec  
 $\gamma_d$ : poids volumique du sol sec  
 $\rho_s$ : masse volumique des particules solides  
 $\gamma_s$ : poids volumique des particules solides  
 $\rho_{sat}$ : masse volumique du sol saturé  
 $\gamma_{sat}$ : poids volumique du sol saturé  
 $\rho'$ : masse volumique du sol déjaugé  
 $\gamma'$ : poids volumique du sol déjaugé  
 $\rho_w$ : masse volumique de l'eau  
 $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau  
 $S_r$ : degré de saturation  
 $w$ : teneur en eau  
 $w_L$ : limite de liquidité  
 $w_P$ : limite de plasticité  
 $IP$ : indice de plasticité  
 $IL$ : indice de liquidité  
 $O_m$ : teneur en matière organique  
 $ID$ : indice de densité (densité relative)  
 $D_x$ : diamètre des grains à x % de la courbe granulométrique mm  
 $D_{max}$ : diamètre maximum des grains mm  
 $D_{min}$ : diamètre minimum des grains mm  
 $E$ : indice de vide  
 $n$ : porosité  
 $e_0$ : indice de vide correspondant à  $\sigma'_{v0}$   
 $E_v$ : module de déformation à la plaque  
 $E_{v1}$ :  $E_v$  au premier chargement  
 $E_{v2}$ :  $E_v$  au deuxième chargement (ME2)  
 $EM$ : module pressiométrique  
 $W_{opt}$ : teneur en eau optimale (Proctor)  
 $\rho_{dopt}$ : masse volumique optimale du sol sec  
 $S_{ropt}$ : degré de saturation correspondant à l'optimum Proctor  
 $W_c$ : énergie de compactage  
 $CBR_1$ : coefficient CBR imméd. après compactage  
 $CBR_2$ : coefficient CBR selon ASTM  
 $CBRF$ : coefficient CBR après cycle gel-dégel (CBR3)  
 $Q$ : le débit  
 $h$ : charge hydraulique  
 $K$ : perméabilité

# *Introduction*

## Introduction

Le génie civil est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures. Il inclut également les bâtiments lorsque ceux-ci, par leur conception structurelle ou leur architecture, ou encore leur impact sur la collectivité, sont exceptionnels. On distingue les infrastructures de transport (ponts, tunnels, voies de chemin de fer, routes, canaux, ports fluviaux et maritimes...), les infrastructures pour l'énergie (centrales nucléaires, thermiques et hydrauliques, lignes électriques, stockages souterrains...), les infrastructures pour l'eau (réseaux, stations de traitement et d'assainissement, barrages, systèmes de transfert-tunnels, conduites, aqueducs, systèmes d'irrigation...), les infrastructures industrielles (génie civil des usines, structures industrielles, grands outils de la physique tels que les cyclotrons, synchrotrons...) ainsi que les bâtiments architecturaux et les monuments (grande arche de La Défense, aéroports, musées, stades...).

La mécanique des sols est la plus ancienne, la plus connue et la plus pratiquée des branches de la géomécanique, discipline mathématique de la géotechnique, pour l'étude du comportement théorique des formations détritiques meubles de la couverture terrestre, sous l'action d'efforts naturels d'érosion (glissements de terrain...), ou induits lors de la construction de la plupart des ouvrages du BTP (terrassements, fondations, drainage...).

Les « sols » de cette mécanique - mélanges divers et variés d'argiles, sables, graves... et eau -, sont des milieux virtuels continus, immuables, homogènes, isotropes, libres, parfois non pesants (sans contrainte) et rien que cela ; ce sont les modèles de matériaux réels de ces formations, tangibles, discontinus, variables, hétérogènes, anisotropes, contraints, pesants et bien plus que cela. Leurs formes géométriques et leurs comportements mécaniques doivent donc être compatibles avec les formes et les comportements naturels des géomatériaux réels que décrivent deux disciplines géologiques, la géomorphologie et la géodynamique. Ainsi, la mécanique des sols, la géomorphologie et la géodynamique sont trois disciplines indissociables, interdépendantes et complémentaires de la géotechnique qui étudie la subsurface terrestre sur laquelle notre action directe est possible, pour en permettre l'aménagement et/ou l'exploitation.

On caractérise et on classe ces sols au moyen de plusieurs paramètres physiques, granulométrie, plasticité, porosité, humidité, consistance... qui permettent de les désigner, de les décrire et de prévoir leur maniabilité de terrassement. On les caractérise au moyen de plusieurs paramètres mécaniques, module d'élasticité, angle de talus, cohésion, compressibilité, perméabilité... qui sont les variables des calculs de stabilité, tassements, drainage... d'ouvrages divers. Tous ces paramètres, plus ou moins indépendants, doivent être mesurés spécifiquement au moyen d'essais in situ et/ou de laboratoire sur échantillons prélevés au cours de sondages réalisés dans les sites étudiés, aux emplacements des ouvrages projetés.

Ce document représente une initiation à la mécanique des sols, il est très utile comme un support pédagogique à la compréhension des fondements et les paramètres de base nécessaires pour comprendre le comportement physique des sols.

Le polycopié comporte trois chapitres. Le premier chapitre présente une introduction à la mécanique des sols, parle de l'objet de la mécanique des sols (historique et domaine d'application), définit les sols, l'origine de formation des sols et la structure des sols (sols grenus et sols fins

Le deuxième chapitre porte sur l'identification et la classification des sols. Ce chapitre permettra l'étudiant de faire une classification physique détaillée basant sur différents guides et normes utilisés à l'échelle internationale.

Le dernier chapitre est conçu pour donner une clarté sur le compactage des sols et les différentes prescriptions et contrôles du compactage

Enfin, nous terminons la structure de ce polycopié par la présentation de la liste des références bibliographiques utilisées

***Chapitre 01***  
***Introduction à la mécanique des sols***

## 1.1. Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques et des activités conduisant à la conception et la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Le développement rapide du domaine de la construction sous toutes leurs formes ainsi que leurs extensions montre que la géologie ne répondait plus aux besoins des techniciens de la construction, de cette constatation d'insuffisance la discipline dite géotechnique se développer.

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

La mécanique des sols est l'application des lois mécaniques et hydrauliques au matériau sol. Comparé aux nombreux autres matériaux étudiés en mécanique, les bétons, les aciers, les plastiques, le bois..., le sol présente deux originalités. C'est tout d'abord un milieu discontinu qu'il faudra donc étudier à la fois dans sa globalité et dans sa composition élémentaire. D'autre part, c'est un matériau Triphasique formé de grains solides, d'eau et d'air. Les phases non-solides jouent un rôle fondamental.

## 1.2. Objet de la mécanique des sols

La mécanique des sols est une discipline faisant partie des techniques de génie civil qui a pour objet l'étude des matériaux constitués de particules solides, liquides, et gazeuses qui forment les terrains meubles, et ce en préambule au calcul de fondations pour la construction de bâtiment ou tout autre ouvrage de génie civil (pont, route, tunnel, barrage,...)

Par certains aspects, la mécanique des sols est proche de la mécanique des milieux continus qui étudie de nombreux matériaux comme l'acier, le bois, les bétons, les plastiques dont la plupart sont artificiels et donc de constitution bien connue. Par d'autres aspects, elle est proche des disciplines qui étudient les milieux minéraux naturels : la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des roches. La géotechnique regroupe ces dernières disciplines.

La mécanique des sols (et des roches) est la science qui regroupe l'ensemble des connaissances et des techniques qui permettent :

- D'identifier les caractéristiques qui régissent le comportement mécanique du sol.
- L'analyse de l'interaction sol-structure
- La réalisation correcte des ouvrages enterrés.

À titre indicatif, la mécanique des sols traite les problèmes relatifs aux fondations diverses, ouvrages de soutènement, remblais et structures en terre, stabilité des pentes et talus, route, piste d'atterrissage, tunnels, mines.

### 1.2.1. Domaines d'application

Les domaines d'application de la mécanique des sols sont nombreux et variés. Ils concernent la profession des travaux publics, ainsi que celle du bâtiment.

**1.2.1.1. Milieux naturels**

Le domaine d'application de la mécanique des sols ne se limite pas aux constructions ; il comprend également des milieux naturels tels que les versants (problèmes de glissement de terrain) et les berges de cours d'eau ou de retenues.



**Figure 1.1.** Glissement de terrain, les berges de cours d'eau ou de retenues.

**1.2.1.2. Ouvrages en sol**

Les ouvrages où le sol est le matériau de base sont aussi bien : des remblais (routes, voies ferrées, barrages, digues de bassins en terre, plates-formes maritimes...) ; ou des déblais (talus, canaux, bassins...).





**Figure 1.2.** Ouvrages (route, chemin de fer, barrage).

### 1.2.1.3. Ouvrages mixtes

Dans les ouvrages mixtes, le sol intervient en relation avec un autre matériau, le béton ou l'acier par exemple. Les conditions d'ancrage dans le sol sont souvent primordiales pour des ouvrages tels que :

- les murs de soutènements (béton, terre armée, sol renforcé par géotextile...) ;
- les palplanches utilisées dans les canaux, les ports, les constructions urbaines... ;
- les parois moulées (à fonction étanchéité ou à fonction soutènement).

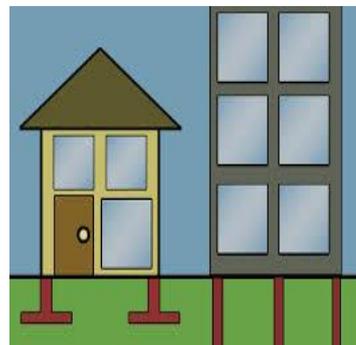
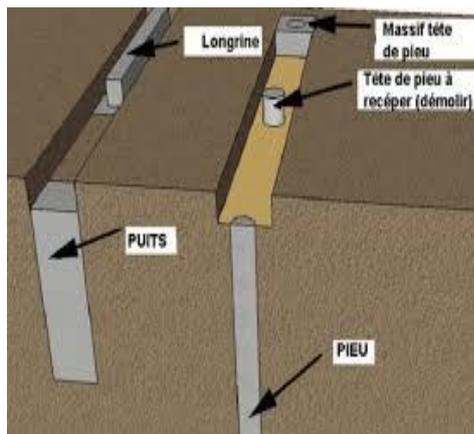


**Figure 1.3.** Murs de soutènements, les Palplanches et les parois moulées.

### 1.2.1.4. Fondations d'ouvrages ou de bâtiments

Dans l'étude des fondations, le sol et l'ouvrage ne constituent pas un ensemble mixte, mais deux ensembles dont il s'agit de connaître les interactions. Les mécaniciens des sols distinguent :

- les fondations superficielles (semelles ou radiers) ;
- les fondations profondes (pieux, puits, barrettes).



**Figure 1.4.** Fondations superficielles et profondes

### 1.2.2. Histoire de la mécanique des sols

La mécanique des sols est une science jeune. Les premiers fondements peuvent être attribués à COULOMB (1773), mais TERZAGHI a véritablement initié la mécanique des sols moderne (1936).

La mécanique des roches est une science encore plus jeune dont on peut dater les réels débuts dans les années soixante, en particulier suite à la catastrophe de Fréjus (barrage de Malpasset). On peut suivre l'évolution de la mécanique des sols à travers son apparition autant qu'une science à part entière et le développement de ses grandes théories (voir le tableau ci-contre).

**Tableau I.1** : La mécanique des sols à travers ses grandes théories.**Tab.1.1** : La mécanique des sols à travers ses grandes théories.

Siècle	Auteur	Théorie
18 <sup>ème</sup>	Coulomb	Résistance au cisaillement
19 <sup>ème</sup>	Collin	Rupture dans les talus d'argile
	Darcy	Ecoulement de l'eau à l'intérieur du sable
	Rankine	Pression des terres sur les murs de soutènement
	Gregory	Drainage horizontal, remblai compacte avec contrefort pour stabiliser la pente des tranchées de voies ferrées
20 <sup>ème</sup>	Atterberg	Limites de consistance de l'argile
	Terzaghi	Premier manuel moderne de mécanique des sols
	Casagrande	Essais sur la limite de liquidité

### 1.3. Définitions des sols, Origine et formation des sols

#### 1.3.1. Définitions des sols

La définition officielle des sols formulée par l'Afes en 2014, puis retenue en 2018, est la suivante : « Le sol est un volume qui s'étend depuis la surface de la Terre jusqu'à une profondeur marquée par l'apparition d'une roche dure ou meuble, peu altérée, ou peu marquée par la pédogenèse.

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes catégories : les roches et les sols.

##### 1.3.1.1. Les roches (silice, calcaire, feldspath, ...) :

Sont des matériaux compacts, durs et résistants. Elles ne peuvent être réduites en morceaux qu'à la suite de très gros efforts mécanique (quelquefois plusieurs centaines de bars). Les roches en place sont des minéraux plus ou moins stables. Au cours des âges, les moins stables ont subi une altération physico-chimique et se sont transformées en une masse de petites particules friables qui ont, le plus souvent, une structure en forme de lamelle ou de paille

### 1.3.1.2. Les sols,

Les sols cohérents ou pulvérulents sont des matériaux susceptibles d'être soit séparés en grains, soit déformés à la main ou par la mise en œuvre d'une énergie mécanique relativement faible.

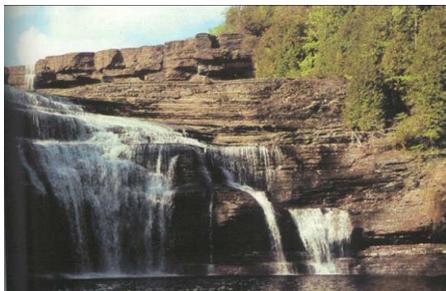
- Les sols et les roches se présentent sous forme d'agrégats de particules généralement minérales, mais parfois organiques, de taille et de forme variables.
- La nature et l'intensité des forces qui lient les particules de l'agrégat dépendent de la nature du matériau.

### 1.3.2. Origine et formation

Le sol a une double origine. Il provient d'une part de la fragmentation des roches du sous-sol sous l'action de facteurs climatiques et d'autre part de la décomposition lente des restes d'animaux et de végétaux sous l'action d'êtres vivants, souvent microscopiques.

Les sols ont origines principales de :

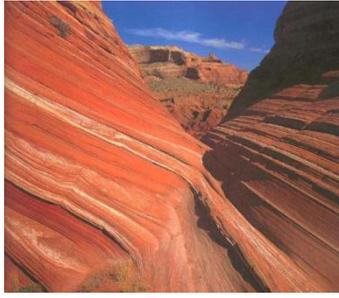
- Désagrégation des roches (altération mécanique ou physico-chimique sous l'effet des agents naturels)
- Fissuration consécutive à la décompression, aux effets des chocs thermiques ou du gel,
- Attaque mécanique (chocs et frottements) dans un processus naturel de transport gravitaire glaciaire, fluvial, marin, éolien,
- Attaque chimique sous l'effet des circulations d'eaux agressives (acides ou basiques)
- La décomposition d'organismes vivants (végétaux comme la tourbe ou animaux comme la craie)
- Sols résiduels et sols transportés
- Formations géologiques des roches tendres



**Layered limestone**



**Conglomérats**



Example of sedimentary rock

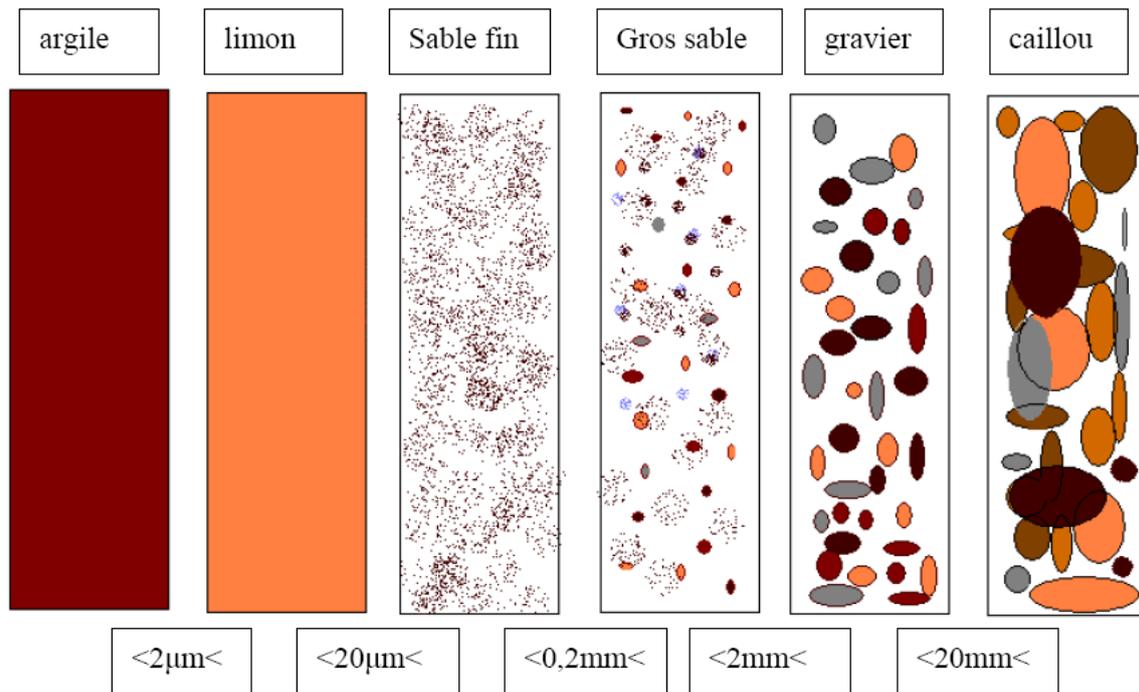
**Figure 1.5.** Formations géologiques des roches

#### 1.4. Structure des sols (sols grenus et sols fins)

Les grains d'un sol ne sont pas liés par un ciment comme c'est le cas du béton, mais ils peuvent être soumis à des forces d'attraction intergranulaires diverses : des forces électriques, des forces de Van der Waals. Ces forces sont en général faibles et diminuent rapidement lorsque la distance entre les grains augmente. Elles n'influencent que le comportement des sols à dimensions très faibles.

Dans ce cas le sol est doté d'une *cohésion*. Cette constatation va amener le géotechnicien à définir deux grandes familles de sol :

- *les sols grenus* qui sont de *dimension supérieure à 200  $\mu$ m (0,02 mm)*,
- *et les sols fins* de *dimensions inférieures à 20  $\mu$ m* .



**Figure 1.6** : Classification des sols : sols grenus, sols fins

### 1.4.1. Les sols grenus

Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont en général *pulvérulents*. Ils sont surtout définis :

**Granulométriquement** : On distingue principalement deux sous-familles :

<b>Sables</b>	50% des grains au moins sont compris entre 0.02 et 2mm
<b>Graviers</b>	50% des grains au moins sont compris entre 2 et 20 mm

On peut ajouter pour préciser ces sols, d'autres caractères :

- Nature minéralogique (composition chimique même de la roche mère),
- Forme des grains (liée à la genèse de l'altération mécanique),
- Gisement et tri (ségrégation ou non).

Ainsi de part leurs altérations mécaniques on distingue:

<b>Les sables éoliens</b>	transportés par le vent, se rencontrent généralement sous forme de dunes marines ou continentales.
---------------------------	--

<b>Les sables fluviatiles</b>	se rencontrent dans les alluvions fluviatiles quelques fois sous forme de terrasses.
<b>Les sables marins</b>	Comprennent aussi bien les sables littoraux que les sables marins anciens.
<b>Les sables résiduels ou arènes</b>	Produits de la fragmentation sur place d'une roche mère propice.

#### 1.4.2. Les sols fins

##### 1.4.2.1. Les limons (ou Silts)

La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre 2 et 20  $\mu$  (définition purement descriptive). Ils sont en grande partie formés de quartz.

On distingue suivant leurs origines :

Les limons éluviaux	formés par altération sur place d'un substratum favorable à l'altération
Les limons de ruissellement	et d'inondation qui se présentent en strates.

##### 1.4.2.2. Les argiles

On peut les définir granulométriquement comme une roche dont les grains sont compris entre 2 et 0,2 $\mu$ . C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. On le dit *plastique*.

- La plasticité d'un matériau est caractérisée par le fait qu'il peut être déformé d'une façon permanente, à volume constant, sans perdre sa cohésion interne

On distingue suivant leur origine :

Les argiles d'altération	Formées principalement par l'altération des calcaires en climat tempérés ou l'altération des latérites en climat chaud et humide
Les argiles fluviatiles	Elles se déposent surtout dans le lit majeur des fleuves, lors des décrues,
Les argiles lacustres	Déposées dans les lacs et étangs
Les argiles marines	Ce sont des argiles d'origine continentale déposées en milieu marin, et généralement modifiées par la diagénèse

**1.5. Conclusion**

Nous avons présenté, dans ce chapitre, les différentes disciplines de la géotechnique à savoir la mécanique des sols, la mécanique des roches et la géologie de l'ingénieur. Donnant quelques appellations des sols, l'utilisation des sols en génie civil, ainsi que la structure des sols. Par la suite, on verra l'identification et la classification des sols en génie civil selon les règles en vigueur.

***Chapitre 02***  
***Identification et classification des sols***

## 2.1. Introduction

On caractérise et on classe les sols au moyen de plusieurs paramètres physiques, granulométrie, plasticité, porosité, humidité, consistance. On distingue les paramètres de nature et les paramètres d'état :

Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, argilosité, limites d'Atterberg, teneur en matières organiques,...).

Les paramètres d'état sont fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau, indice des vides, porosité, poids volumique,...).

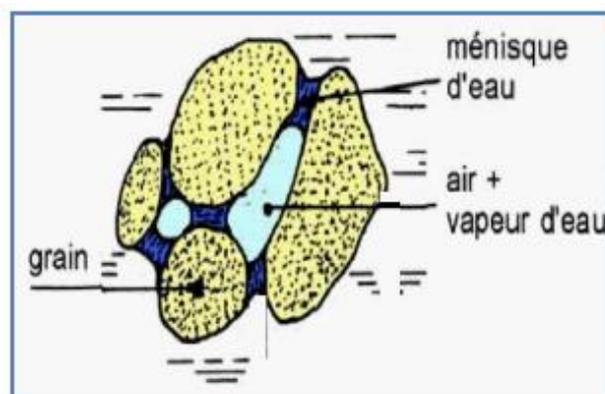
Nous regroupons dans ce paragraphe les essais géotechniques de laboratoire classiques qui permettent de caractériser un sol.

En plus de l'inspection visuelle, on peut utiliser de nombreux essais géotechniques de laboratoire classiques qui permettent de classer, d'identifier et de quantifier les sols, tels que :

- la courbe granulométrique ;
- le poids volumique ;
- la porosité ;
- la teneur en eau ;
- la forme des particules ;
- la rugosité de la surface des particules ;
- l'indice de densité ;
- les limites d'Atterberg ;
- le gonflement ;
- la teneur en carbonates ;
- la teneur en matières organiques ;

## 2.2. Caractéristiques physiques

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

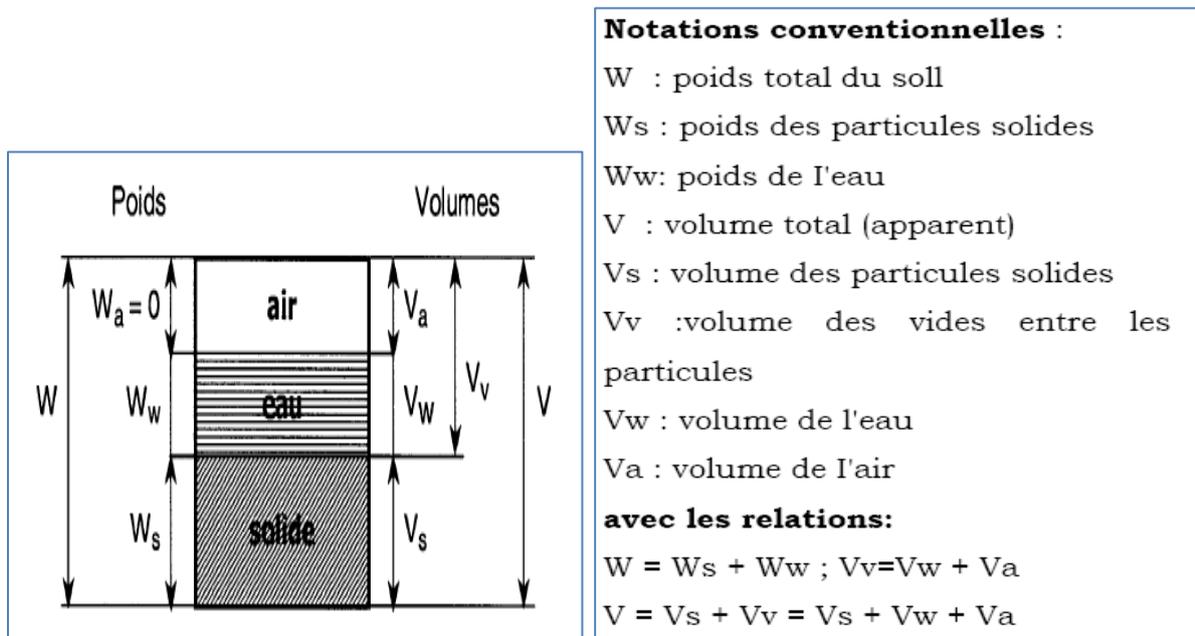


Sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse

**Figure. 2.1** : Constituants d'un sol

**2.2.1. Modèle élémentaire d'un sol**

Un sol étant composé de grains solides, d'eau et d'air, on peut rassembler chaque phase en un volume partiel unique de section unit. Les notations suivantes sont utilisées (Fig.2.2):



**Figure.2.2 :** Représentation conventionnelle d'un volume de sol (Poids et volumes des différentes phases)

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

**2.2.2. Les paramètres dimensionnels :**

**2. 2. 2.1. le poids volumique des particules solides**

(de la matière constituant les grains solides), noté

$$\gamma_s : \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} ; \text{ sable et argile} = 26 \text{ à } 27 \text{ kN/m}^3$$

**2.2.2.2. le poids volumique de l'eau,**

noté

$$\gamma_w : \gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

**2.2.2.3. Le poids volumique du sol**

(ou poids volumique apparent ou poids volumique humide), noté  $\gamma$ . C'est le rapport du poids total (particules solides et eau) ou volume total du sol.

$$\gamma = \frac{W}{V} ; \text{sable} = 17 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3, \text{ argile} = 16 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$$

### 2. 2. 2.4. le poids volumique du sol sec,

noté  $\gamma_d$  :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} ; \text{sable} = 14 \text{ à } 18 \text{ kN/m}^3, \text{ argile} = 10 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3$$

Si le sol est sec :  $\gamma = \gamma_d$ .

### 2.2.2.5. Le poids volumique du sol saturé

noté  $\gamma_{\text{sat}}$  : lorsque tous les vides sont remplis d'eau.

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V} ; \text{sable et argile} = 19 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$$

### 2.2.2.6. Le poids volumique du sol déjaugé

noté  $\gamma'$ . Il est pris en compte lorsque le sol est entièrement immergé. Il tient compte de la présence de l'eau qui remplit tous les vides et de la poussée d'Archimède :

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w ; \text{sable et argile} = 9 \text{ à } 12 \text{ kN/m}^3$$

On introduit aussi la notion **masse volumique**, notée  $\rho_i$ , et plus rarement celle de **densité** par rapport à l'eau, notée  $D_i$  :

$$\text{Densité : } D_i = \frac{\rho_i}{\rho_w} \Rightarrow \text{densité sèche : } D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$$

### 2.2.3. Les paramètres sans dimensions (paramètres d'état)

au nombre de quatre, indiquent dans quelles proportions sont les différentes phases d'un sol. Ils sont très importants et essentiellement variables. On définit:

#### 2.2.3.1. La porosité

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

La porosité est toujours inférieure à 1. Elle peut aussi être exprimée en pour-cent.

$$n = \frac{V_v}{V} ; \text{sable : } n = 0.25 \text{ à } 0.5, \text{ argile : } n = 0.20 \text{ à } 0.80$$

### 2.2. 3.2.l'indice des vides

noté  $e$ , dont la signification est analogue à celle de la porosité. Il est défini par la relation :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad ; \text{ sable : } e = 0.5 \text{ à } 1, \text{ argile : } e = 0,3 \text{ à } 1$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13 (cas extrême des argiles de Mexico).

### 2. 2. 3.3.La teneur en eau

notée  $w$ , est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pour-cent. Elle est facilement mesurable en laboratoire.

$$w = \frac{W_w}{W_s} . 100 \quad ; \text{ sable: } w = 1 \text{ à } 15\%, \text{ argile : } w = 10 \text{ à } 20\%$$

La teneur en eau peut dépasser 100 % et même atteindre plusieurs centaines de pour-cent.

### 2.2.3.4.Le degré de saturation

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

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

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

### 1.2.3.5. Densité relative ou indice de densité,

noté  $I_d$ , est définie par l'expression :

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

Où :

$e_{\min}$  : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus compact.

$e_{\max}$  : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus lâche.

$e$  : est l'indice des vides du sol en place.

L'indication de l'indice de densité permet d'avoir une idée sur l'état de compacité d'un sol donné :  $I_d = 0$  pour l'état le plus lâche ( $e = e_{\max}$ ) et  $I_d = 1$  pour l'état le plus compact ( $e = e_{\min}$ ).

Parmi tous les paramètres définis précédemment, les paramètres sans dimensions sont les plus importants. Ils caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol c'est à dire l'état de compacité du squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air contenues dans le sol.

### 2.2.4. Relations entre les paramètres

Tous les paramètres précédemment définis ne sont pas indépendants. Les relations les plus importantes existant entre ces différents paramètres sont données comme suit :

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

**Tableau II.1** : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1957), Hansbo (1975))

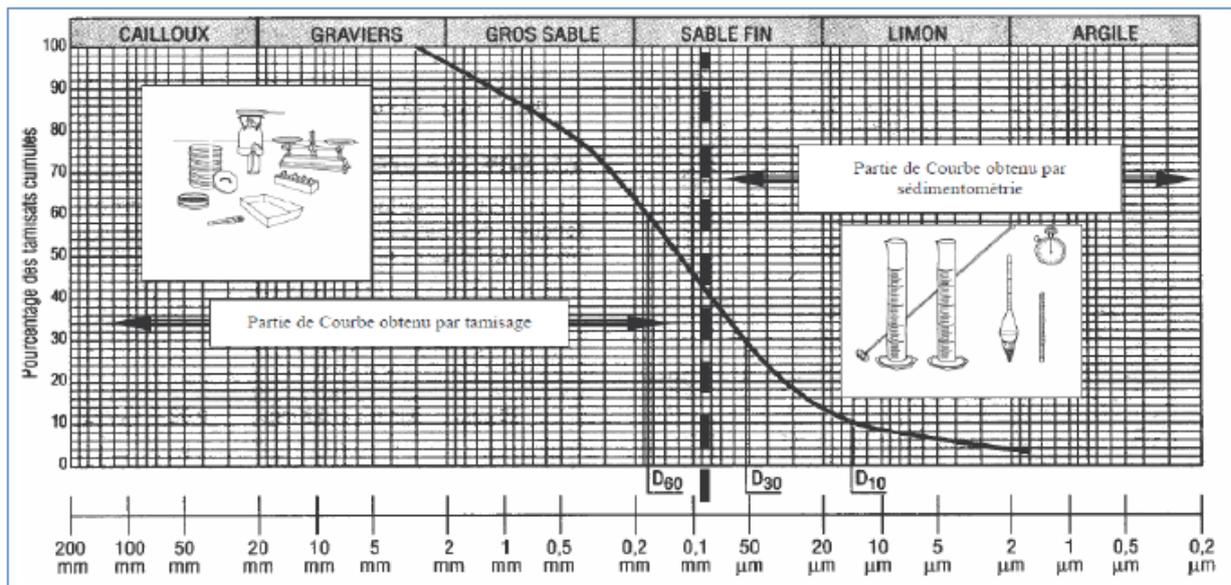
Type de sol	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )		Indice des vides (e)		Porosité(%)		
	$\gamma_{dmax}$	$\gamma_{dmin}$	$\gamma_{max}$	$e_{max}$	$e_{min}$	$n_{max}$	$n_{min}$
Gravier	23	15	24.3	0.77	0.15	44	13
Grave limoneuse	22	17	23.6	0.57	0.20	36	17
Grave argileuse	21.5	17	23.4	0.57	0.24	36	19
sable	22	15	23.7	0.77	0.20	44	17
Sable limoneux	20	14	22.5	0.91	0.34	48	25
Sable argileux	20	14	22.5	0.91	0.34	48	25
Limon inorganique	19.5	13	22.1	1.04	0.34	51	26
Limon organique	17	6.5	20.9	3.00	0.55	75	35
Argile inorganique	19	8	22.9	2.38	0.42	70	30
Argile organique	16	5	20	4.4	0.7	81	41

## 2.3. Caractéristiques granulométriques

### 2.3.1. La granulométrie (répartition granulométrique des particules)

Pour bien décrire un sol, il faut donc connaître sa granulométrie, c'est-à-dire la répartition de ses particules suivant leurs diamètres équivalents. Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols (Fig.2.2.1) :

- l'analyse granulométrique par tamisage ; pour les éléments de diamètre  $\varnothing \geq 80\mu\text{m}$ .
- l'analyse granulométrique par sédimentation.  $\varnothing < 80\mu\text{m}$ .



**Figure.2. 3 :** Analyse granulométrique avec tamisage et sédimentométrie

### 2.3.1.1.L'analyse granulométrique par tamisage

L'essai consiste à faire passer un échantillon représentatif de sol à travers des tamis superposés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas. Les particules les plus grosses restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts (refus ou retenu), tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inférieurs (tamisat ou passant).

Lorsque les masses retenues sur chaque tamis deviennent constantes, le tamisage est terminé et tous les refus sont pesés. La masse de chaque refus est ensuite comparée à la masse totale de l'échantillon, ce qui permet de calculer les pourcentages de refus cumulatif et de passant.

Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique ou ils construisent une courbe granulométrique.

Cette courbe, utilisée pour les classifications des sols, représente les pourcentages de tamisats cumulés en fonction de l'ouverture des tamis.

On appelle:

- **tamisat**, la masse de matériau passant à travers un tamis donné
- **refus** la masse de matériau retenue par ce tamis.
- La somme des tamisats et des refus cumulés donne toujours la masse totale du matériau testé.
- Pour les sols très fins pour lesquels le tamisage n'est pas possible, la granulométrie est déterminée par **sédimentométrie**.

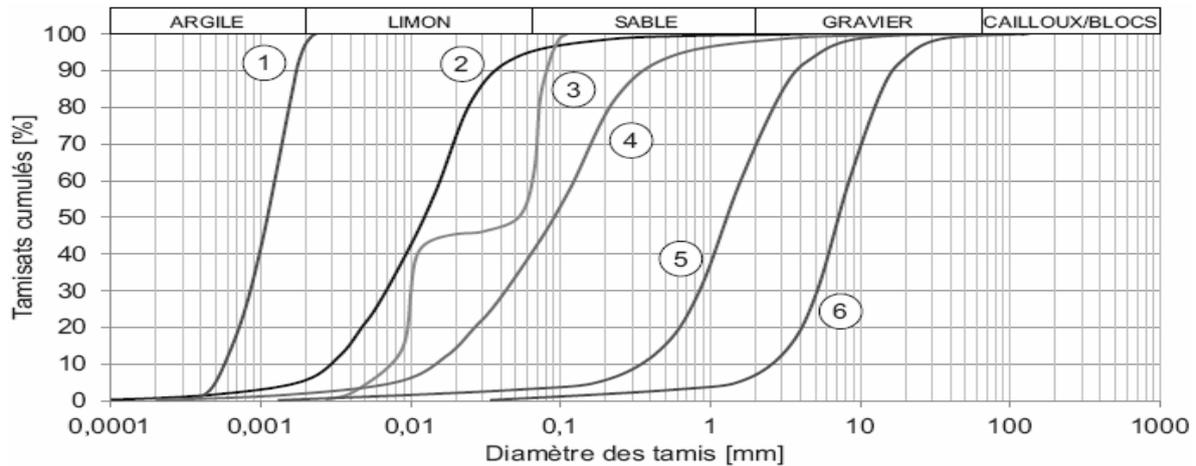


Figure.2. 4 : Courbes granulométriques de six sols différents

### 2.3.1.1.1. L'interprétation des courbes granulométriques

A première vue, une courbe granulométrique permet d'identifier les types de sols qui composent l'échantillon analysé. Si on examine une courbe granulométrique, d'un échantillon constitué de gravier, de sable, de silt et d'argile, on trouve les proportions respectives de chaque type de sol exprimées en pourcentages.

- La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen), et le coefficient de courbure:

**a- coefficient d'uniformité** : permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique :

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

Où:

D60 = diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.

D10 = diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie (Tab.2.2):

**Tableau 2.2** : Classes granulométrique de sols

<b>coefficient d'uniformité</b>	<b>classes de granulométrie</b>
$Cu \leq 2$	granulométrie très serrée.
$2 < Cu \leq 5$	granulométrie serrée.
$5 < Cu \leq 20$	granulométrie semi-étalée.
$20 < Cu \leq 200$	granulométrie étalée.
$200 < Cu$	granulométrie très étalée.

**b- coefficient de courbure** : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Où :

$D_{30}$  = diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

- Lorsque certaines conditions sur  $C_u$  et  $C_c$  sont satisfaites ( $1 \leq C_c \leq 3$ ), le sol est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière.
- Quand sa granulométrie est discontinue ( $1 > C_c > 3$ ), avec prédominance d'une fraction particulière, il est dit mal gradué.
- Les sols bien gradués constituent des dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblais et forment des pentes stables.

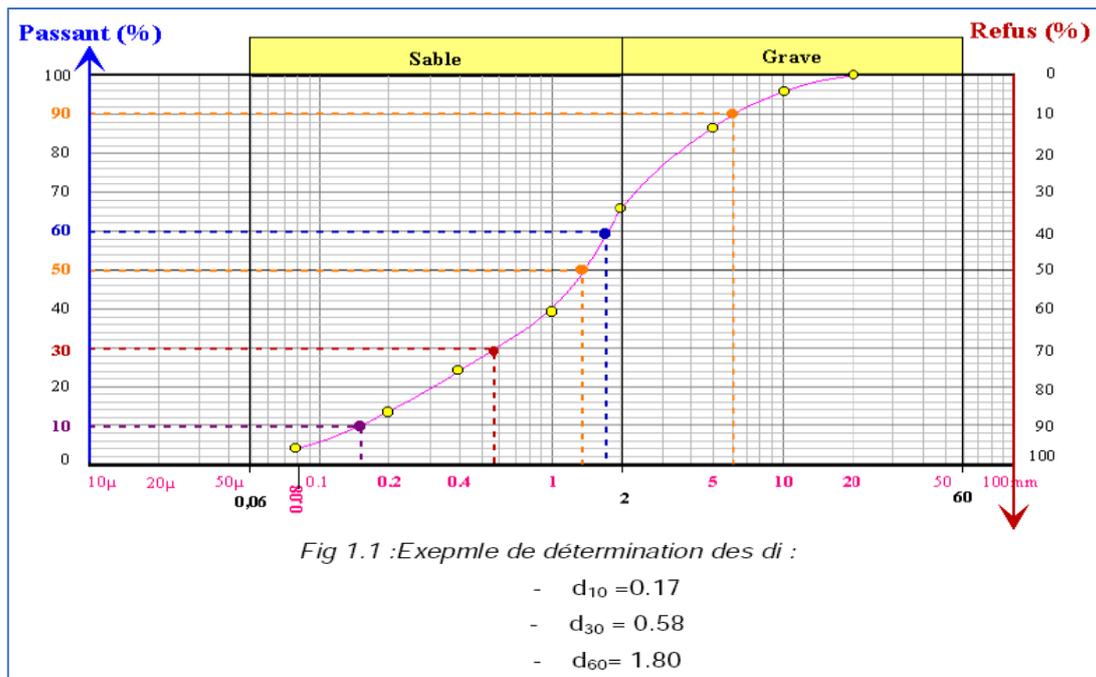


Figure.2. 5 : Exemple de détermination des  $d_i$

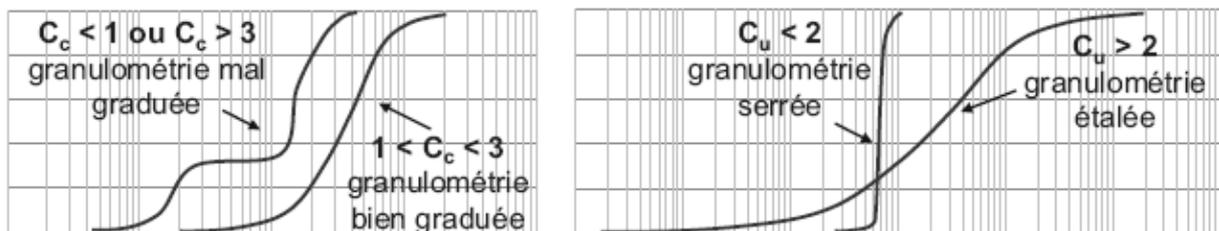


FIGURE 1.3 Interprétation des coefficients  $C_u$  et  $C_c$

Figure.2. 6 : Interprétation des coefficients  $C_U$  et  $C_c$

### 2.3.1.2. L'analyse granulométrique par sédimentation

Afin d'estimer la distribution granulométrique des particules de silt et d'argile, on procède à une analyse granulométrique par sédimentation.

La méthode consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est-à-dire la vitesse de chute des particules. À partir de la loi de Stokes, on détermine la taille des grains :

$$v = \frac{9.8D^2 (D_{rs} - D_{rl})}{3\eta} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{3v\eta}{9.8 (D_{rs} - D_{rl})}}$$

Où :

D= diamètre de la sphère (mm) ;

v = vitesse de chute de la sphère (cm/min)

Drs = densité relative de la sphère ;

Drl = densité relative du liquide ;

$\eta$  = viscosité dynamique du liquide (Pa.s). |

## 2.4. Consistance des sols fins (limites d'Atterberg)

### 2.4.1. Définition

- La consistance que l'on peut définir comme un état de fermeté, est liée aux forces de cohésion entre les particules et ne concerne donc que les sols cohérents. Elle a une influence sur la résistance aux déformations.

«  $w \nearrow \Rightarrow e \nearrow \Rightarrow$  particules éloignées  $\Rightarrow$  consistance mole  $\Rightarrow$  sol déformera facilement »

- Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance. On distingue quatre états de consistance (Fig.2.3):

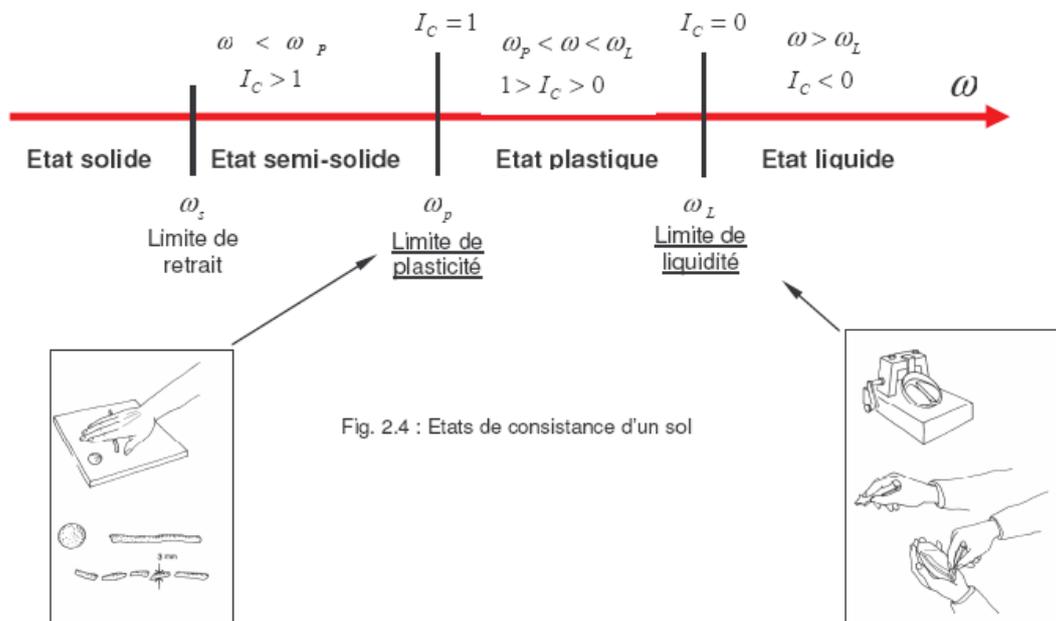


Fig. 2.4 : Etats de consistance d'un sol

Figure.2. 7 : Etats de consistance d'un sol

**a- L'état solide :**

Lorsque le sol est à l'état solide, ses particules sont en contact les unes avec les autres, et les films d'eau adsorbée sont très minces et se touchent : il n'y a pas d'eau libre entre les particules. L'assèchement du sol ne produit aucun retrait. Le sol manifeste une très grande résistance au cisaillement et, sous l'effet d'une charge, les déformations sont faibles avant qu'il ait rupture. En génie civil, on parle de sol ayant un comportement fragile, similaire à celui de la brique.

**b- L'état semi-solide :** Un sol à l'état semi-solide, a une faible teneur en eau, et les liens de cohésion entre ses particules sont très forts. Les films d'eau adsorbée, quoique encore minces, séparent légèrement les particules, de telle sorte qu'un assèchement du sol causerait un retrait. Il s'ensuit que les déformations du sol provoquées par des charges sont toujours accompagnées de fissures.

**c- L'état plastique :** Lorsque le sol est à l'état plastique, sa teneur en eau est plus grande et ses particules sont plus éloignées les unes des autres. Les films d'eau adsorbée sont beaucoup plus épais, mais ils se touchent encore ; la cohésion du sol est plus faible qu'à l'état semi-solide. Sous de petites charges, le sol se déforme sans fissures. Sa consistance varie de celle du beurre mou à celle du massif ferme : c'est un sol qu'on peut façonner à la main.

**d- L'état liquide :** Lorsque le sol est à l'état plastique, sa teneur en eau est si élevée qu'il n'existe pratiquement plus aucune cohésion entre les particules, qui sont entourées de leur film d'eau adsorbée et isolées les unes des autres par l'eau libre. Le sol peut alors se comporter comme un liquide visqueux d'une consistance variant de celle de la soupe aux pois à celle du beurre mou.

**état liquide** (*pas de capacité portante*) **état plastique** (*fortes déformations- déformations plastiques*)  
**état solide (avec retrait)** (*déformations élastiques*) **état solide (sans retrait)** (*pas de changement de volume avec la baisse de w*)

## 2.4.2. Détermination des paramètres des limites d'Atterberg

Les teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance sont appelées limites de consistance ou limites d'Atterberg. Ces limites, qui s'expriment en pourcentages, sont les suivantes :

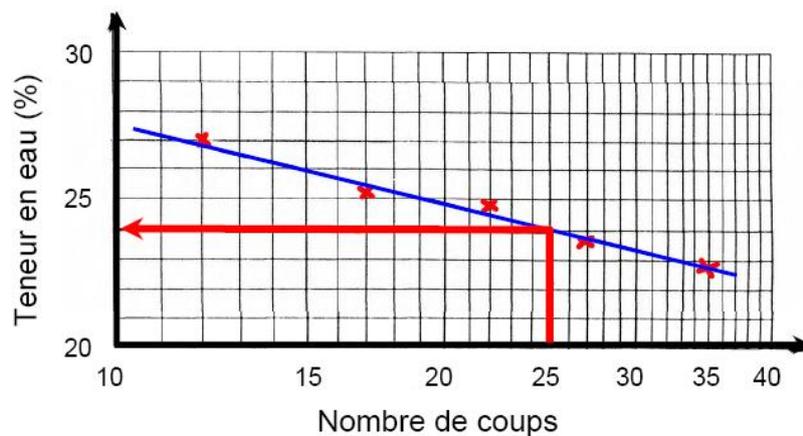
### 2.4.2.1. La limite de liquidité (wl) :

est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle peut atteindre 1000% dans le cas de certaines argiles, mais dans la plupart des cas elle ne dépasse pas 100%. Les limites de plasticité et de liquidité servent à identifier et à classer les sols à grains fins. Quant à la limite de retrait, elle sert à l'étude de certains sols dont le volume varie fortement à cause des changements de la teneur en eau. C'est surtout dans les régions arides, où se trouvent des dépôts de la montmorillonite (problème de retrait-gonflement).

L'essai est réalisé par la méthode de Casagrande

La valeur de la limite de liquidité représente la teneur en eau pour laquelle une entaille est refermée sur 10mm après 25 chocs

$$w_L = w \left( \frac{N}{25} \right)^{0,121}$$



**Figure.2.8 :** Courbe représentative de la relation entre la teneur en eau et le nombre coups.

#### 2.4.2.2. Limite de plasticité $w_p$

Teneur en eau correspondant à une limite arbitraire entre les états plastique et semi-solide de la consistance d'un sol.

➤ cylindre de 3mm de diamètre se brisant en tronçons de 10 à 20mm

La limite de plasticité ( $w_p$ ) : on la définit comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie de 0% à 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%.

#### 2.4.2.3. La limite de retrait ( $w_s$ ) :

est la teneur en eau maximale que le sol peut avoir sans changer de volume. Cette limite sépare l'état solide de l'état semi-solide.

#### 2.4.2.4. Indice de plasticité $I_p$

L'indice de plasticité ( $I_p$ ), qui s'exprime en pourcentage, correspond à la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :  $I_p = w_l - w_p$ . Il permet de déterminer une zone dans laquelle on considérera que ce sol est à l'état plastique.

$I_p = w_L - w_p$  étendue du domaine de plasticité

$w_p < \text{teneur en eau des sols en place} < w_L$

**Tableau 2.3 :** Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité  $I_p$ 

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

**Tableau 2.4 :** Valeurs de  $W_L$ ,  $W_p$  et  $I_p$  pour différents type de sols

Nature	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argiles plastiques	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite	710	54	656

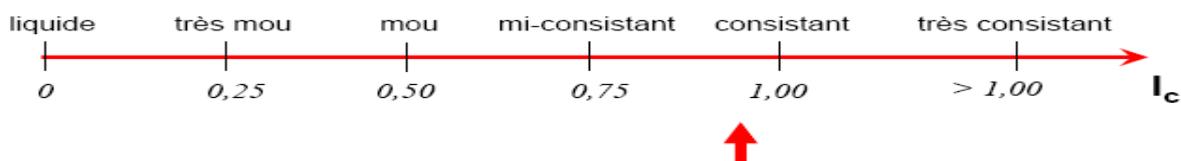
#### 2.4.2.5. L'indice de liquidité (IL)

Permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on compare la teneur en eau naturelle (in situ) ( $w$ ) d'un sol à ses limites de plasticité et de liquidité :  $IL =$

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p}$$

#### 2.4.2.6. Indice de consistance $I_c$

$$I_c = \frac{w_L - w_{nat}}{I_p}$$



### 2.4.2.7. Activité (L'activité des argiles)

L'activité d'une argile (A) est égale au rapport entre son indice de plasticité et la fraction d'argile présente dans un sol donné :

$$A_c = \frac{I_p}{\text{teneur en argile}}$$

$$\text{teneur en argile} = \frac{\text{poids } < 2 \mu\text{m}}{\text{poids total sec } (< 0,4 \text{ mm})}$$

Les observations démontrent que l'activité d'une argile est constante et que chaque type d'argile a une activité qui lui est propre.

## H) classification selon Le diagramme de plasticité

En 1932, Casagrande proposa un diagramme de plasticité permettant d'identifier les sols à grains fins à partir des limites d'Atterberg. Le diagramme est divisé en deux zones par la ligne A, chaque zone étant elle-même subdivisée en trois régions, selon la plasticité des sols.

## 2.5. Classification géotechnique des sols

### 2.5.1 Principe des classifications des sols

Les systèmes de classification des sols sont nés du besoin des ingénieurs civils de disposer de renseignements suffisamment fiables sur le comportement des sols pour pouvoir prendre des décisions rapides et efficaces, surtout dans les domaines de construction routière et des infrastructures des pistes d'atterrissage ou des barrages

Cependant, un système de classification ne peut remplacer ni la reconnaissance géotechnique sur le site ni les essais de mesure des propriétés mécaniques du sol, sur place ou en laboratoire

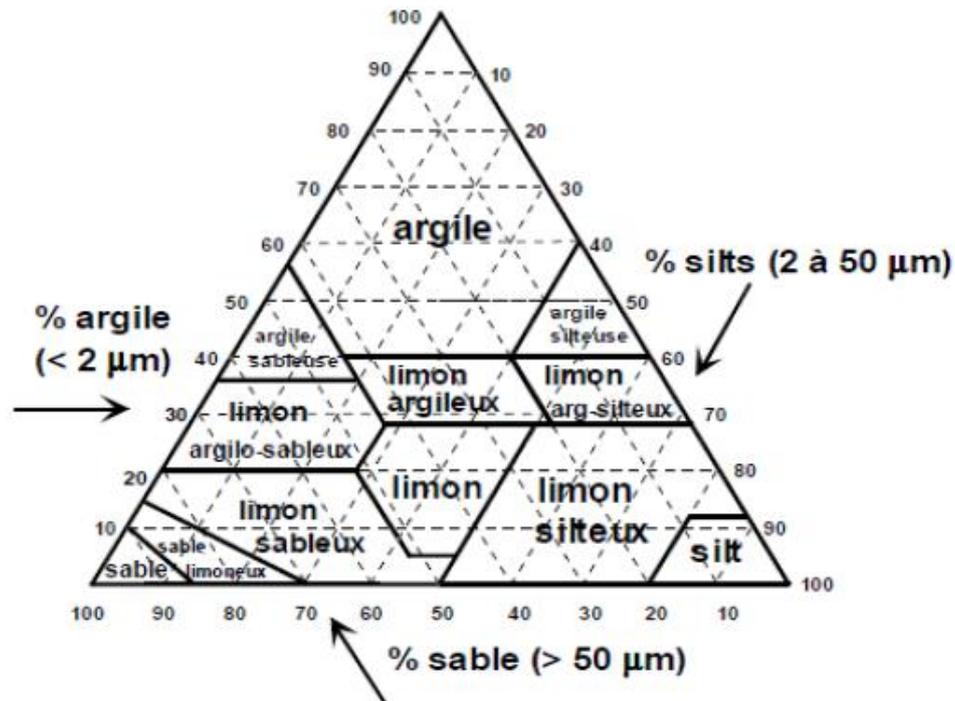
Il existe de par le monde de nombreuses classifications. On décrira ici l'une de ces classifications, dite « classification des laboratoires des ponts et chaussées » ou « classification LPC », qui n'est autre que la classification USCS (Unified Soil Classification System), adaptée aux seuils granulométriques utilisés en France (1965), puis la classification LPC modifiée pour mieux décrire les sols contenant des matières organiques (1974/1980). La classification des sols pour les terrassements routiers, qui est utilisée en France pour les études de terrassements et est souvent utilisée dans les rapports d'études géotechniques de tracés, sera ensuite présentée

Nous présentons ci-après trois types de classifications très couramment utilisées :

### 2.5.1.1. Classification triangulaire

L'abaque triangulaire de Taylor, qui utilise seulement la granulométrie, et qui permet de baptiser un sol (argile, limon, sable, limon argilosableux...)

Les systèmes de classification triangulaire prennent la forme de triangles dont les côtés portent des échelles représentant les proportions de sable, de silt et d'argile mesurées sur un échantillon de sol. La classification triangulaire reconnaît ainsi l'importance de la matrice argileuse dans le comportement des sols



**Figure.2.9 :** Classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm)

### 2.5.1.2. Classification (LPC/USCS) des sols

La classification LPC (1965) utilise les résultats d'essais classiques d'identification des sols

- a- Les groupes de sols :* Le système de classification LPC débouche sur 15 sols types, affectés chacun d'un symbole à deux lettres, prises dans les trois ensembles suivants :

Tableau 2.5 : Les groupes de sols

Tab.1 : Les groupes de sols.

Éléments du sol	Granularité du sol	Plasticité du sol
<p><b>G</b> : Gravel. Le gravier est la fraction principale</p> <p><b>S</b> : Sable. Le sable est la fraction principale</p> <p><b>L</b> : Limon ou limoneux</p> <p><b>A</b> : Argile ou argileux</p> <p><b>T</b> : Tourbe</p> <p><b>O</b> : Organique. Le sol contient des matières organiques</p>	<p><b>b</b> : Bien gradué</p> <p><b>m</b> : Mal gradué</p>	<p><b>t</b> : Très plastique</p> <p><b>p</b> : Peu plastique</p>

b- **La procédure de classification** : La figure 2 donne la classification des sols fins et le tableau 2 la classification des sols grenus.

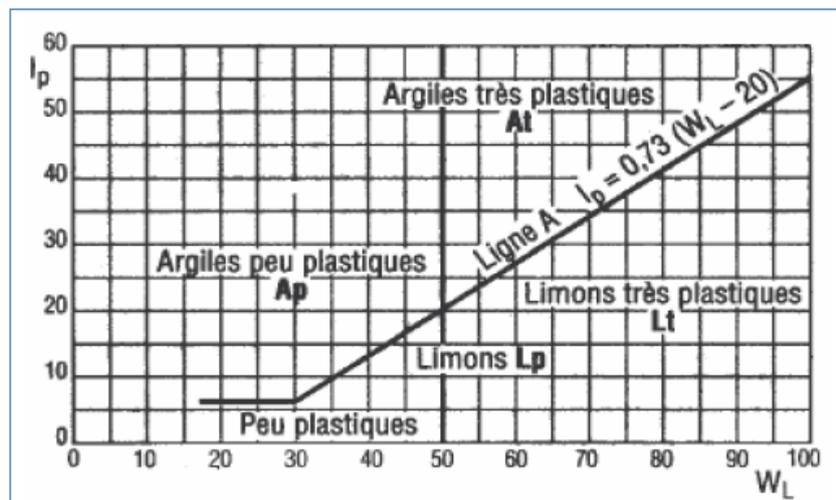


Figure.2.10 : Diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948).

**Tableau 2.6 :** Classification des sols grenus (plus de 50% des éléments > 80µm)

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

Système de classification Unified Soil Classification System (USCS) Le système de classification unifié a été élaboré par Casagrandeen 1952. Il est la base de la majorité des autres systèmes de classification postérieurs, tel que LPC. Ce système est applicable aux projets de barrages, aux fondations et aux pistes d'atterrissage, etc. Le principe de base de ce système consiste à classer les sols à gros grains d'après leurs granulométries et, les sols à grains fins d'après leur plasticité.

### 2.5.1.3. La classification GTR

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR.

Cette classification, définit des classes de sols corrélées avec l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantiers et leur comportement mécanique ultérieur. Elle tient compte des mêmes caractéristiques de base que la classification LPC/USCS, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses, qui ont une grande influence sur la conduite des terrassements, et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps.

Les principes généraux de cette classification sont présentés sur la figure 2.8. La classification détaillée est décrite dans un guide technique du LCPC et du SETRA et dans la norme NF P 11-300.

On distingue 3 familles :

- ✓ les **SOLS** de classe : **A, B, C et D**
- ✓ les **MATÉRIAUX ROCHEUX** de classe : **R**
- ✓ les **SOLS ORGANIQUES** et **SOUS PRODUITS INDUSTRIELS** de classe : **F**

Les 4 classes de sols (famille 1) :

- ✓ **Classe A** : sols fins
- ✓ **Classe B** : sols sableux et graveleux avec fines
- ✓ **Classe C** : sols comportant des fines et des gros éléments
- ✓ **Classe D** : sols insensibles à l'eau

#### b. Identification des sols (famille 1)

Les paramètres retenus pour l'identification des sols sont :

- ✓ *les paramètres de nature, dont les caractéristiques sont :*

granularité  
argilosité

- ✓ *les paramètres de comportement mécanique, dont les caractéristiques sont :*

résistance à la fragmentation

résistance à l'usure

friabilité

✓ les paramètres d'état hydrique :

état hydrique

Chaque caractéristique sera déterminée à l'aide des essais de laboratoire...

Les principes généraux de cette classification sont présentés sur la figure 3.

La classification détaillée est décrite dans un guide technique du LCPC et du SETRA et dans la norme NF P 11-300.

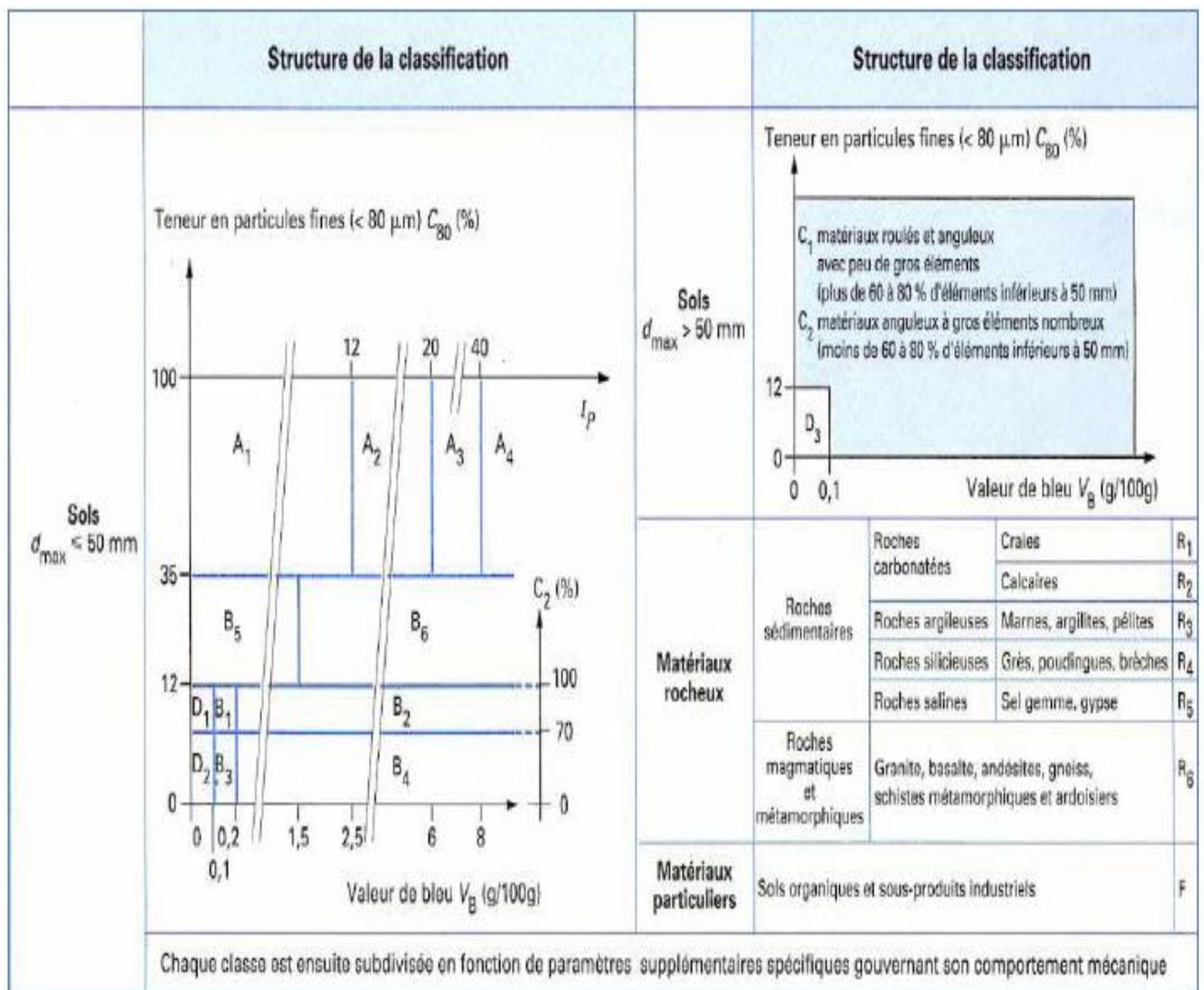


Figure.2.11 : Structure générale de la classification GTR pour les terrassements routiers

**2.6. Conclusion**

Nous avons présenté, dans cette partie de cours, les caractéristiques d'états et de natures qui permettent l'identification des sols, les méthodes de classification des sols fins et grenus. Dans la partie qui suit, on étudiera le compactage des sols, à laboratoire et in-situ, qui permis d'améliorer les caractéristiques mécaniques de sol

***Chapitre 03 :***  
***Compactage des sols***

### 3.1. Introduction :

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

Ceci peut se faire par plusieurs méthodes :

- a- **Procédé chimique** : Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment Portland, Chaux, Asphalte, Chlorure de Calcium ou de Sodium, résidus de pâtes et papiers.
- b- **Traitement thermique** : Par chauffage du sol.
- c- **Procédé électrique** : En appliquant un courant électrique au sol.
- d- **Procédé mécanique** : Se résolu principalement au compactage et densification.
- e- **Autres procédés** : Par rabattement de nappe pour réduire les pressions interstitielles, ou pré charge et chargement temporaire pour réduire les tassements.

### 3.2. Théorie de compactage

#### 3.2.1. Définition

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aéroports. La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

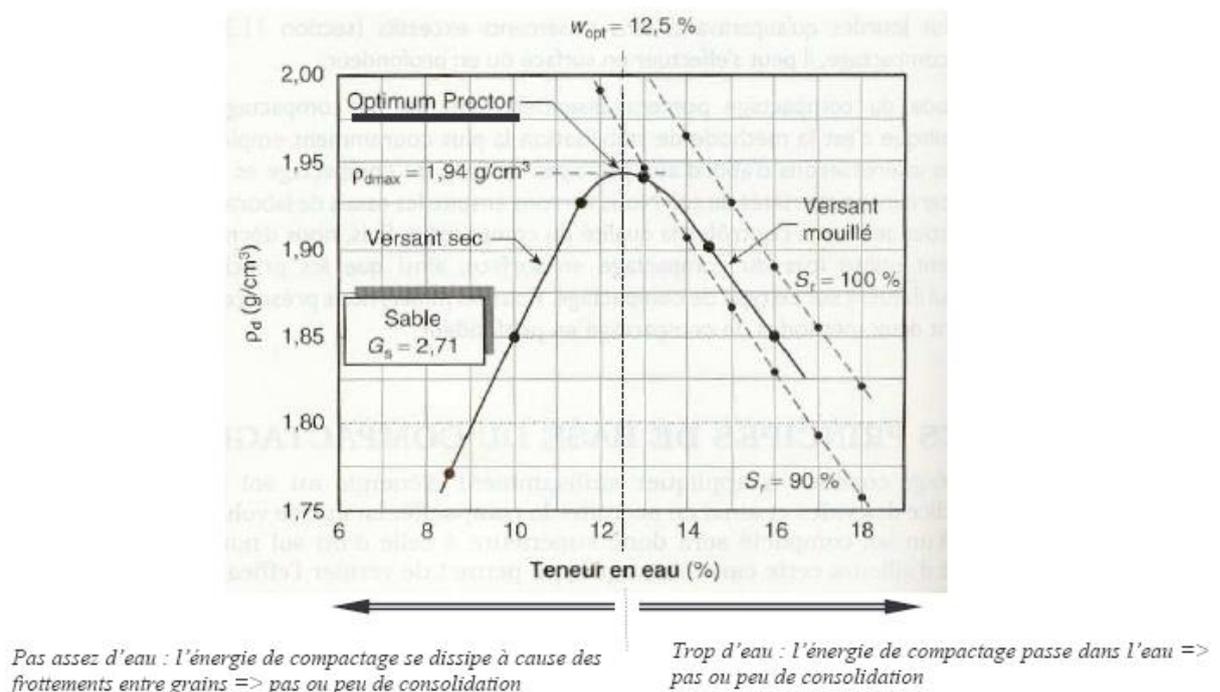
#### 3.2.2. Théorie du compactage (théorie de Proctor)

C'est en 1933 que l'Ingénieur américain PROCTOR mit en évidence l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol grâce à l'essai qui porte son nom : **Essai proctor**

Proctor a montré que le compactage est fonction de quatre paramètres : la masse volumique du sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage et le type de sol (granulométrie,

minéralogie,...). En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau  $w$  d'un échantillon de sol et l'on représente graphiquement la variation du poids spécifique sec en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui représente un optimum appelé OPTIMUM PROCTOR.

Ce phénomène s'explique aisément ; Lorsque la teneur en eau est élevée (partie droite de la courbe), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Par contre pour des teneurs en eau raisonnable, l'eau joue un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau (partie gauche de la courbe).

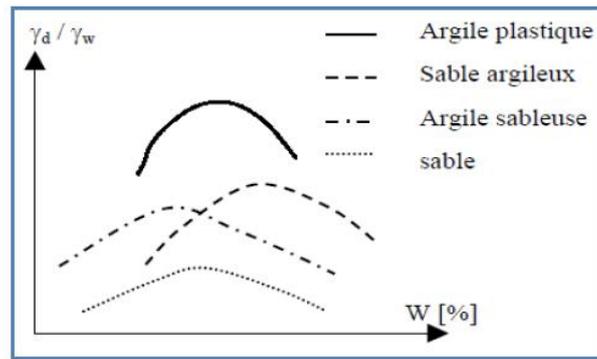


**Figure.3.1** : Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.

### 3.2.2.1. Influence de la nature du sol

De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques.

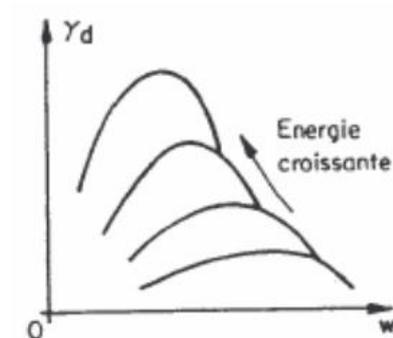
Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Ces matériaux (courbe Proctor aplatie) constituent donc à priori les meilleurs remblais d'un point de vue tolérance à l'exécution, car peu sensibles à la teneur en eau réellement ou non apportée par des camions citernes ou les pluies. Mais, par contre, il est plus difficile d'améliorer les caractéristiques de ces sols (Énergie de compactage à fournir plus importante).



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

### 3.2.2.2. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage

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

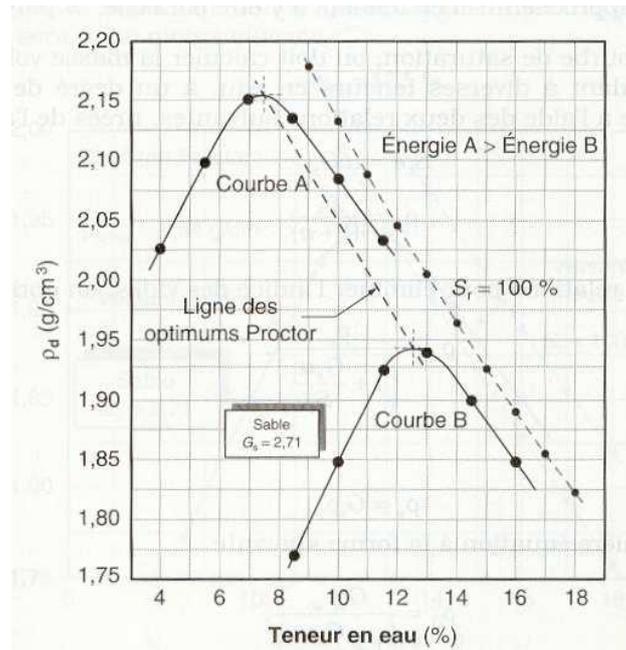


**Figure.3.3 :** Influence de l'énergie de compactage

### 3.2.2.3. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation

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

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_s \cdot \omega + \gamma_w}$$



**Figure. 3.4 :** Courbe de saturation

### 3.3. Essais de compactage au laboratoire (Essais Proctor et CBR)

#### 3.3.1 Essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ) pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ( $\gamma_d > \gamma_w ; w$ ) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ ) (Fig.3.5).

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



**Figure 3.5:** Essai PROCTOR

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer (énergie normalisée de compactage choisie) respectueusement l'essai Proctor normal (pour Tx de compactage en bâtiment et/ou de barrage) et l'essai Proctor modifié (pour Tx de compactage

Le tableau ci-dessous précise les conditions de chaque essai.

**Tab.3.1 :** Conditions des essais Proctor normal et Modifié

Essai Proctor	Masse de la dame(Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage $K_j/dm^3$
Normal	2,49	30,50	25 (moule Proctor)	3	0.59
			55(moule CBR)	3	0.53
Modifié	4.540	45.70	25 (moule Proctor)	5	2.71
			55(moule CBR)	5	2.41

### 3.3.2 Essai CBR : l'indice de portant californien CBR

Le but de l'essai est de déterminer un indice permettant de calculer grâce à des abaques l'épaisseur des couches de fondation d'une route nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction du sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu prévus et des conditions hydriques futures que subira cette route. il est déterminé pour des sols à vocation routière de manière purement empirique.

L'indice portant Californien est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau à étudier d'une part (avec ou sans immersion au préalable) et dans un matériau type d'autre part. il caractérise implicitement la tenue au poinçonnement d'un sol.

Le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau.

Il est ensuite poinçonné par un piston de  $19.3 \text{ cm}^2$  de section, enfoncé à la vitesse constante de  $1.27 \text{ mm/min}$ .

L'indice de portance ou CBR exprime en % le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part. Par définition c'est indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

Pression à 2.5 mm d'enfoncement / 0.7

Pression à 5 mm d'enfoncement / 0.7

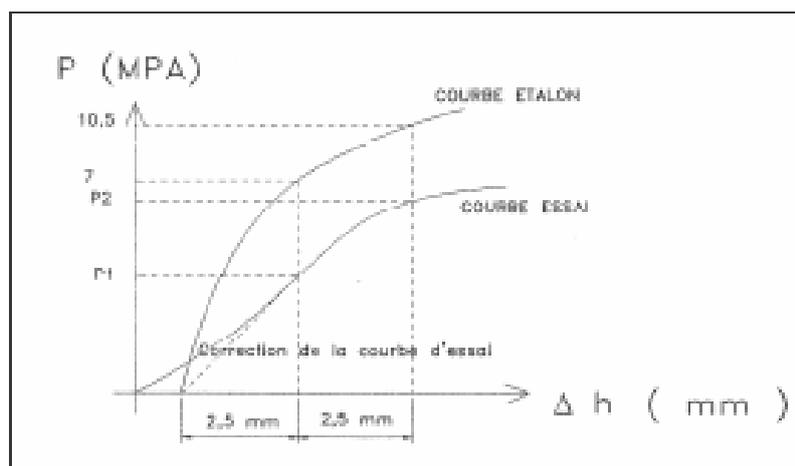


Figure 3.6: Essai CBR

Le pouvoir portant d'un sol routier est d'autant meilleur que le CBR est grand.

A noter :

On distingue 2 types d'essais CBR en fonction des buts fixés :

- **L'essai C.B.R. immédiat** : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle. il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier. Dans les régions peu humides, le C.B.R. immédiat sert directement de référence (pas de variation hydrique)
- **L'essai C.B.R. après immersion** : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé durant plusieurs jours (4 en générale). il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneur en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

### 3.4. Matériel et procédés spéciaux de compactage in-situ

#### 3.4.1. Procédés spéciaux de compactage

Dans le cas de couches à grandes épaisseurs, on utilise des procédés de compactage dynamique tels que :

##### 3.4.1.1. Compactage par explosifs

- **Explosifs ponctuels** : pour les sols pulvérulents le compactage se fait par création d'une onde de choc de compression.
- **Explosifs linéaires** : pour les sols cohérents le compactage se fait par mise en place de pieux sableux.

##### 3.4.1.2. Compactage par vibroflottation

Le procédé consiste à la génération de contraintes et déformations alternées d'où réarrangement des grains.

- **Tubes en vibration** : se pratique pour les matériaux très perméables.
- **Colonnes ballastées** : les colonnes sont formées de matériaux pulvérulents compactés. Elles sont pratiquées dans les sols cohérents.

##### 3.4.1.3. Consolidation dynamique

Elle est valable pour tout type de sol. Il s'agit de transmettre des chocs de forte énergie à la surface du sol à traiter (chute libre d'une masse de 10 à 30 tonnes exceptionnellement 140 tonnes d'une hauteur de 15 à 30 m). La profondeur d'influence est définie par Léonard et coll. (1980) grâce à l'expression :

$$D = \frac{1}{2} w.h \text{ [m]}$$

Où  $w$  est la masse tombante exprimée en tonne,  $h$  est la hauteur de chute en mètre.

#### 3.4.2 Procédés courants de compactage

Dans les procédés courants de compactage, on utilise :

**a- Vibration** : Pour les sols pulvérulents et granulaires, le compactage efficace se fait par vibration en utilisant : plaque vibrante manuelle, rouleau vibrant autopropulsé, rouleau à pneus et grosse masse en chute libre.

**b- Pilon à air comprimé** : Pour le compactage des couches de faibles épaisseurs :

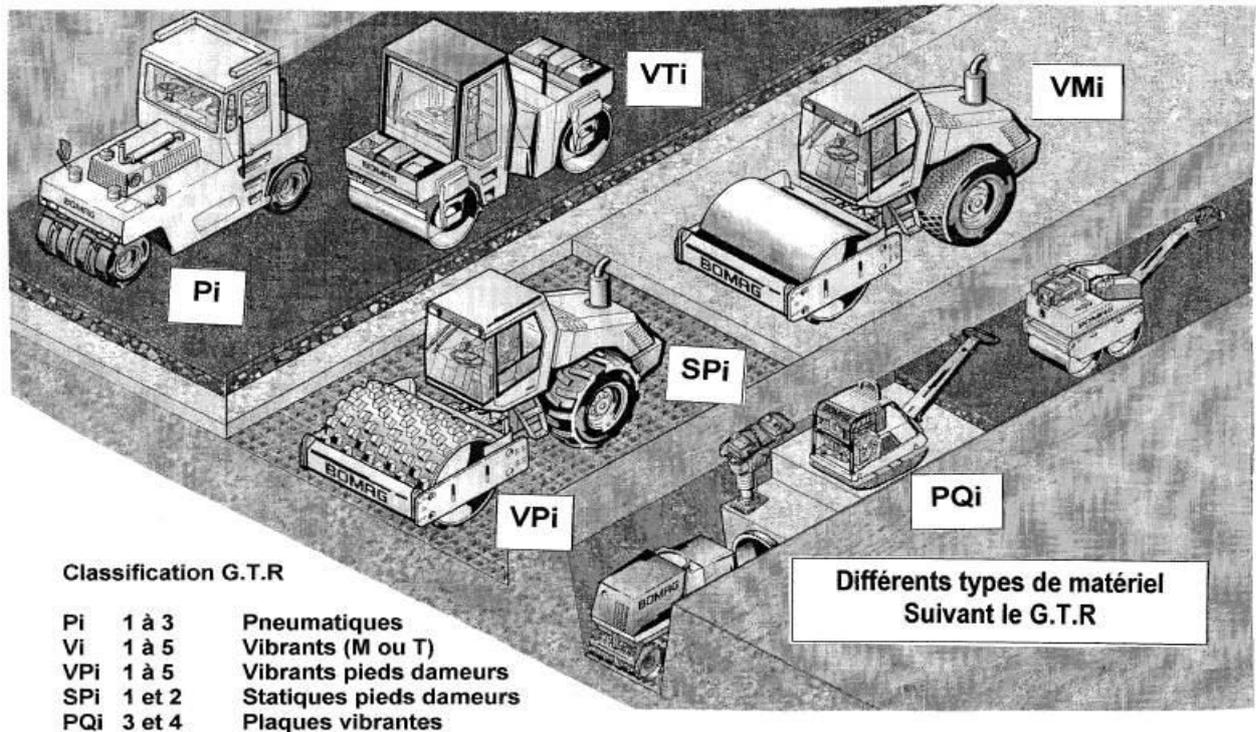
- Dames à explosion (grenouille) pour les terrains cohérents ou non de faible surface.
- Pilon de 2 à 3 tonnes montés sur grue roulante, est utilisé pour tous les terrains mais ne sont intéressants que pour les faibles surfaces.

**c- Rouleaux lisses :** sont utilisés pour les terrains cohérents non argileux.

**d- Rouleaux à pneus :** pour le compactage des terrains non cohérents.

**e- Rouleaux à pieds de mouton :** pour les terrains cohérents. En particulier il est indispensable pour les terrains argileux.

**f- Engins vibrant (rouleaux, sabots,...) :** pour les sols à gros grains (sables et graviers).



**Figure 3.7:** Différents types de matériel suivant le G.T.R

### 3.4.2.1 Compactage statique

Pour les sols pulvérulents et granulaires, le compactage efficace se fait par vibration en Utilisant : plaque vibrante manuelle, rouleau vibrant autopropulsé, rouleau à pneus et grosse masse en chute libre.

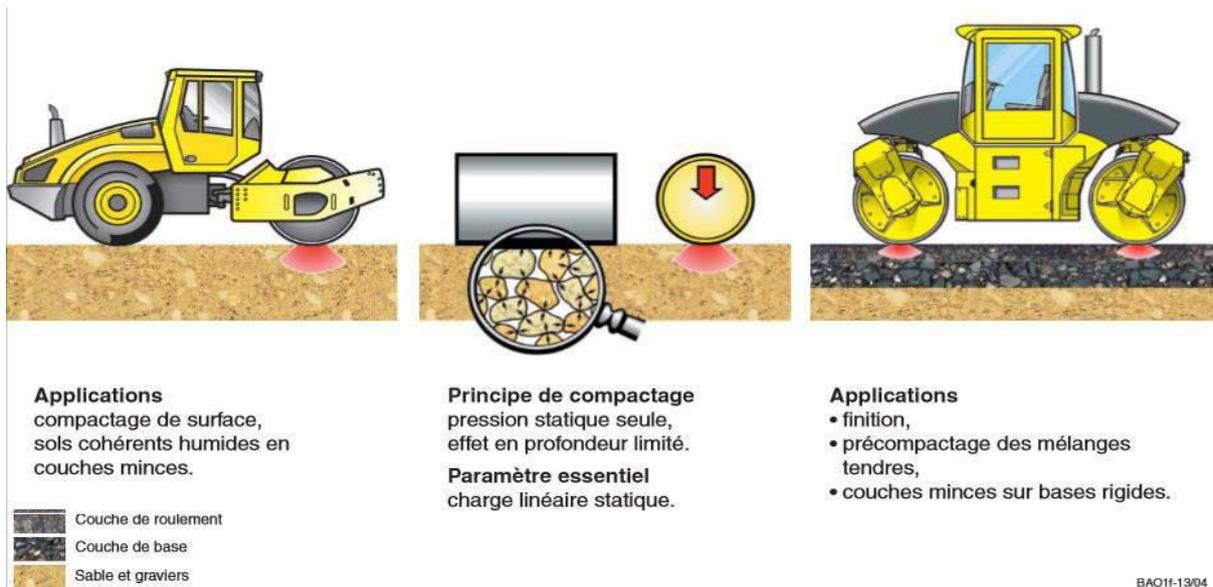


Figure 3.8: Principe de compactage statique

### 3.4.2.2. Compactage dynamique par plaque vibrante

#### Plaques vibrantes

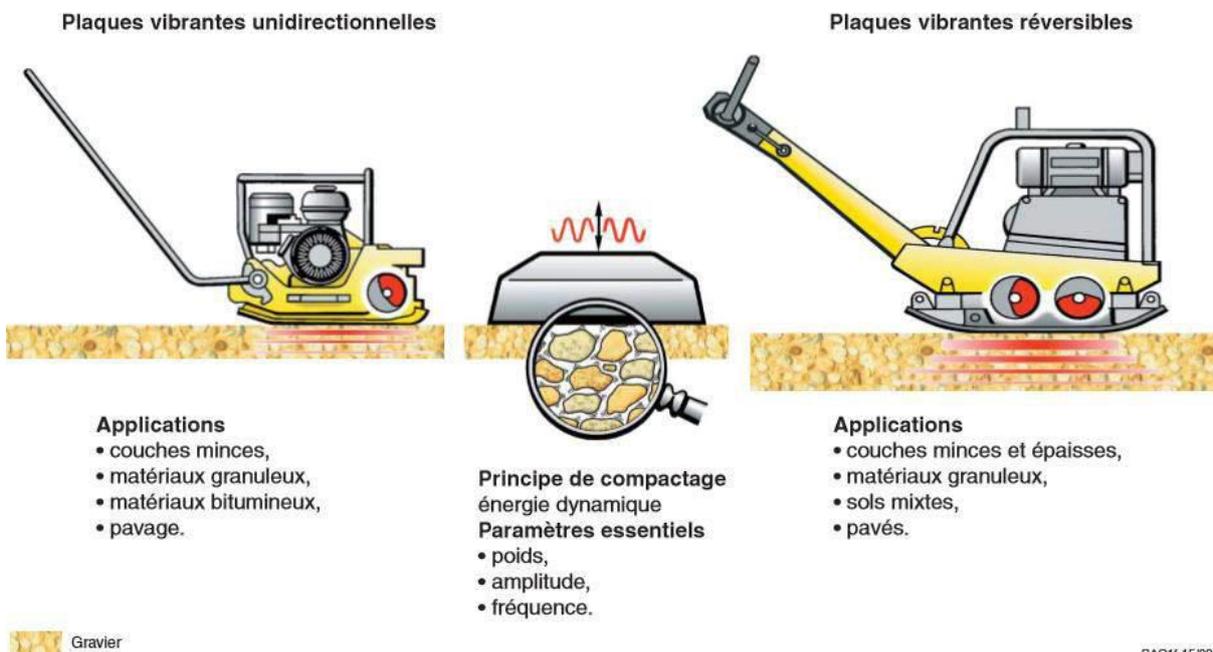


Figure 3.9: Principe de compactage par plaque vibrante

### 3.4.2.3. Compactage par vibration

#### a) Rouleaux tandem avec système d'excitation circulaire

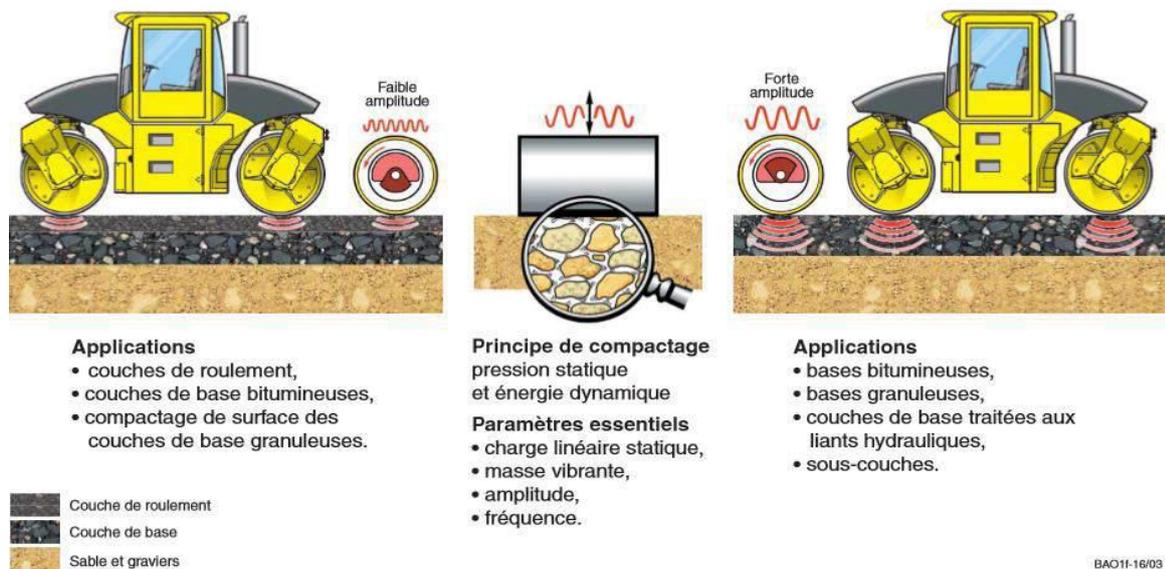


Figure 3.10: Principe de compactage par rouleaux tandem

**b) Rouleaux monocylindres avec système d'excitation circulaire**

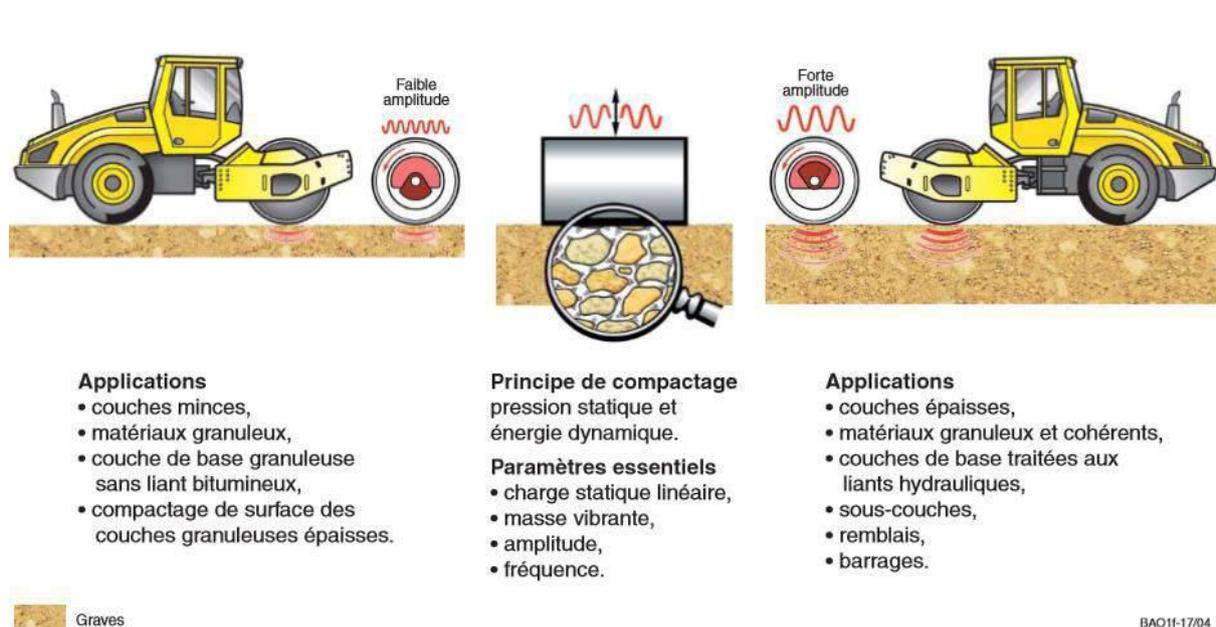


Figure 3.11: Principe de compactage par Rouleaux monocylindres

**3.5. Prescriptions et contrôle du compactage**

Malgré l'extrême diversité des engins de compactage, il est possible de dégager un certain nombre de facteurs intervenant principalement sur l'efficacité d'un engin sur un sol donné.

- facteurs propres au terrain compacté (nature, teneur en eau)

- facteurs caractérisant l'engin et la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...)

Quels que soient les engins utilisés le compactage sur chantier devra s'effectuer par couche de faible épaisseur 20 à 30cm (TX de route) ou encore 10 à 15 cm (TX de bâtiment).

### 3.5.1. Notion de planche d'essai

Une grande partie des difficultés des projets de terrassement vient du fait que la mise en place d'un sol (remblai par exemple) dépend souvent des conditions atmosphériques au moment des travaux.

La planche d'essai permet avant l'ouverture d'un chantier de terrassement, de fixer les paramètres de compactage lié à l'engin utilisé, au sol considéré au moment des travaux (teneur en eau, vitesse des engins, nombre de passe, ...), et ce, en vue d'obtenir la compacité à atteindre (compacité prescrite).

### 3.5.2. Influence de la vitesse de l'engin.

Pour un engin donné et des exigences de qualité fixées, il existe une vitesse optimale, fonction de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité ne sont sévères, plus la vitesse de translation optimale a une valeur réduite.

Il est recommandé de limiter la vitesse de la plus part des compacteurs à 8km/h. Dans le cas des compacteurs vibrants, la vitesse optimale se situe autour de 5km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche.

### 3.5.3. Influence du nombre de passes

De façon générale il faut 3 à 8 passes pour compacter une couche de sol de 30 cm d'épaisseur, mais ce nombre peut facilement atteindre 12 en fonction du type de sol, de la teneur en eau et de la masse du compacteur. Si la compacité voulue n'est pas atteinte après 12 passes dans les conditions optimales d'humidité, on conclut que les opérations de compactage n'ont pas atteint leur but et que le compacteur utilisé n'est probablement pas adéquat.

En pratique la teneur en eau fixée à la valeur optimale de l'essai Proctor est obtenue par étalonnage de la citerne à eau. Pour chaque vitesse de l'engin considéré on détermine le nombre de passes permettant d'obtenir les spécifications prescrites. On peut ainsi représenter la courbe (Vitesse de l'engin, Nombre de passes) et déterminer son optimum qui donne les paramètres liés à l'engin.

### 3.5.4. Degré de compacité (efficacité d'un compactage par rapport à ce qui est prescrit)

En comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier ( $\gamma_{d \text{ chantier}}$ ) avec le poids volumique sec maximal (optimum proctor  $\gamma_{d \text{ opt.}}$ ) on établit le degré de compacité  $D_C$  ou pourcentage de compactage à l'aide de l'équation :

$$D_C = \frac{\gamma_{d \text{ chantier}}}{\gamma_{d \text{ opt. proctor}}}$$

Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage, tend vers 100% lorsque la valeur de  $\gamma_{d \text{ chantier}}$  tend vers celle de  $\gamma_{d \text{ opt. proctor}}$ . En général le cahier des charges impose  $D_C \geq 95\%$  (voir 98%).

Plus  $D_C$  est élevé, plus la compacité du sol est grande et plus le compactage a été efficace.

### 3.5.5. Moyens de contrôle de compactage sur chantier

#### 3.5.5.1. Densitomètre à membrane

Le densitomètre permet la mesure de la masse volumique des sols in situ, la comparaison avec celle de l'essai Proctor (densité optimale), nous donne la compacité, exprimé en pourcentage (exemple 95%).

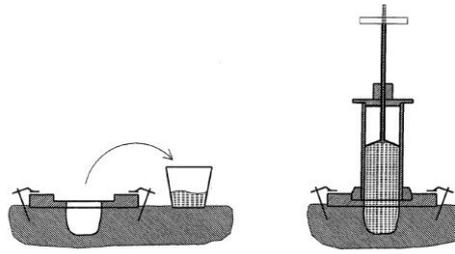
#### Densitomètre.

- Remonter le densimètre sur sa base carrée et pousser de nouveau sur les poignets.
- Noter le volume  $V_1$ .
- Tirer de nouveau sur les poignets vers le haut pour faire remonter la membrane.
- Détacher l'appareil du sol,
- le nettoyer et le ranger.
- Enlèvement de la plaque de protection.

La masse volumique du sol est donnée par :

$$\rho = \frac{m}{V_1 - V_0}$$

**But** : Mesurer les masses ou poids volumiques apparents des sols (humide  $g$ , ou sec  $g_d$ ) en place avant foisonnement, ou encore après tassement ou compactage.



**Figure 3.12:** Densimètre à membrane

L'essai consiste à creuser une cavité, à recueillir et peser la totalité du matériau extrait, puis à mesurer le volume de la cavité à l'aide d'un densitomètre à membrane. L'appareil est doté d'un piston qui, sous l'action de l'opérateur, refoule un volume d'eau dans une membrane souple étanche qui épouse la forme de la cavité. Une tige graduée permet de lire directement le volume

### 3.5.5.2. Gammadensimètre -TROXLER-

C'est un appareil radioactif, il mesure la compacité sur place, contrairement au densitomètre à membrane.

Le TROXLER 3450 permet les mesures ponctuelles de la teneur en eau et de la masse volumique moyenne apparente sur les sols naturels, les assises traitées (au bitume, ciment ...) ou non traitées (sable, matériaux concassés ...), les couches de forme, les matériaux de terrassement et les couches de roulement de faible épaisseur.



**Figure 3.13:** Gammadensimètre -TROXLER-

Les résultats affichés automatiquement permettent une lecture rapide des différents paramètres de la mesure tels que : - Profondeur de mesure (mm) - Epaisseur de la couche de roulement (mm) - Durée de comptage - Densité Humide (kg/m<sup>3</sup>) - Teneur en eau (%) - Indice des vides (%) - Compacité (%) - Référence de compacité

### 3.5.5.3. Essai de plaque

L'essai consiste à mesurer le déplacement vertical d'un point de la surface du sol situé à l'aplomb du centre de gravité d'une plaque rigide chargée cet essai est destiné au contrôle de compactage.



**Figure 3.14:** Essai de plaque

#### **Principe de l'essai :**

Le principe de l'essai En un point choisi du sol à contrôler, on procède à l'enfoncement d'une plaque suivant deux cycles de chargements.

#### **Appareillage :**

- Une plaque rigide circulaire de 0,30 m, 0,45m, 0,60 de diamètre.
- Un engin de 12 tonne (camion en général) permettant de réaliser la réaction nécessaire.
- Un vérin hydraulique qui doit être d'une puissance suffisante pour pouvoir développer la force nécessaire, équipé d'un manomètre.
- Des compacteurs d'une pression de 1/100
- Une poutre triangulaire sur trois appuis légers mais rigides et indéformables.

#### **Mode opératoire**

- Aplanir l'emplacement sur lequel la plaque doit venir s'appuyer et débarrasser les parties meubles.
- Parfaire le triangle les appuis de triangle doit être suffisamment éloignés de la plaque et des appuis de la charge de réaction de réaction pour échapper aux mouvements du sol qui se produisent pendant l'essai.
- Enfoncer la plaque suivant deux cycles de chargement.
- Mesure l'enfoncement correspondant à chaque ou décharge.
- Calculer les modules de déformation EV1, EV2 et le coefficient de compactable.

***Chapitre 04***  
***L'eau dans le sol***

#### 4.1. Introduction :

Le rôle joué par l'eau est fondamental dans la tenue des ouvrages de Géotechnique. La plupart des accidents surviennent parce qu'il a mal été pris en compte dans les calculs, la réalisation ou l'évolution des ouvrages au cours du temps.

Le drainage et le rabattement provisoire ou définitif de la nappe phréatique, sont souvent indispensables pour la réalisation des ouvrages, et pour leur stabilité.

On distingue 03 types de nappes :

- Nappes libres dont le toit supérieur est à la  $P_{atm}$
- Nappes captives (artésiennes) dont le toit est maintenu sous pression
- Nappes phréatiques dont le toit est plus près de la surface libre

#### 4.2. Écoulement d'eau dans les sols : vitesse, gradient, débit, loi de Darcy, perméabilité,

##### 4.2.1. vitesse et débit :

Une molécule suit un trajet appelé « ligne de courant », son vecteur vitesse est tangent à cette ligne. Les lignes de courant s'appuyant sur le contour fermé d'une surface « S » forment un tube de courant. Le débit « Q » en  $m^3/s$ , pour une vitesse « V » constante est :

$$Q = V \times S$$

Pour effectuer des calculs, on est ramené à définir des lignes de courants fictives et des vitesses apparentes « v »

##### 4.2.2. Charge et pression hydraulique

Par sa position, la pression qu'elle subit et la vitesse à laquelle elle s'écoule, l'eau en un point donné du sol porte une quantité d'énergie « h » en mètres d'eau (charge hydraulique), donnée par l'équation de Bernoulli :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z$$

v : Vitesse de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

u : Pression de l'eau

z : Cote du point considéré par rapport à une surface de référence, peut être négatif ou positif

Pour les sols, « v » est très faible, on aura alors :

$$h = \frac{u}{\gamma \omega} + z$$

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

#### 4.2.3. Perte de Charge

Entre deux points A et B,  $\Delta h$  représente la variation de la charge hydraulique subie par l'eau lors de son mouvement de A vers B. C'est une perte d'énergie (perte de charge).

$$\Delta h = h_A - h_B$$

#### 4.2.4. Gradient hydraulique

C'est la perte de charge par unité de longueur en un point donné.

$$i = \frac{\Delta h}{dl}$$

Le gradient hydraulique critique ( $i_c$ ), est celui qui va provoquer un état de boullance appelé phénomène de renard.

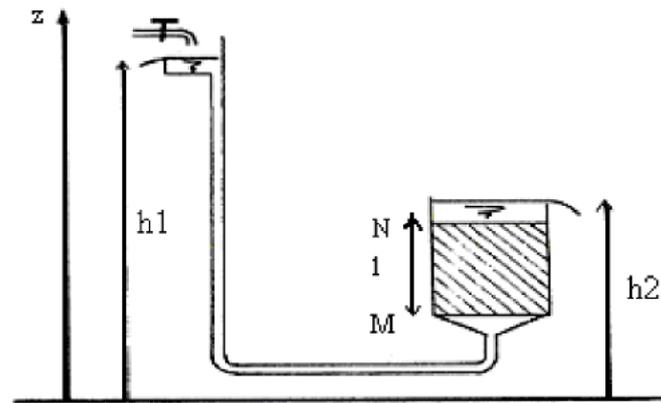
$$i_c = \frac{\Delta h_c}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{\gamma'}{\gamma \omega}$$

#### 4.2.5. Loi de DARCY

DARCY (1856) a proposé, pour décrire les écoulements unidirectionnels, la relation suivante :

$$\frac{Q}{S} = k \frac{H_1 - H_2}{l}$$

Où  $H_1$  et  $H_2$  sont les hauteurs piézométriques mesurées aux deux extrémités de l'échantillon (Figure 4.1).



**Figure 4.1** : L'expérience de DARCY

Il constate que le débit par unité d'aire  $Q$  est proportionnel à  $(H_1 - H_2)$  et inversement proportionnel à la longueur  $l$  de l'écoulement, tant que  $(H_1 - H_2)/l$  n'est pas trop fort. C'est cette relation qui a permis d'exprimer la loi de DARCY :

$$v = -ki$$

Avec  $v$  : Vitesse de décharge (c'est le débit traversant une section unité) ;

$i$  : Gradient hydraulique ou perte de charge par unité de longueur dans le sens de l'écoulement

$k$  : Coefficient de perméabilité du sol qui a la dimension d'une vitesse. Il caractérise à la fois le sol et le liquide filtrant.

Considérons un cylindre de sol de section  $S$  (figure I-1) et supposons qu'il se produise un écoulement de  $M$  vers  $N$ .

Soit  $Q$  le débit à travers la section  $S$ . Par définition, la vitesse de l'eau est

$$V = Q/S$$

Il s'agit d'une vitesse apparente car, d'une part, l'eau ne circule que dans les pores et la section réelle disponible n'est que  $S.n$  ( $n$  : la porosité) ; d'autre part, les pores ne sont pas rectilignes et l'eau fait de nombreux détours, c'est ce qu'on appelle la tortuosité du milieu.

#### 4.2.6. Coefficient de perméabilité

La loi de DARCY pose donc la proportionnalité de la vitesse de décharge et du gradient hydraulique. Le coefficient de proportionnalité  $k$  a la dimension d'une vitesse, c'est le coefficient de perméabilité, il dépend à la fois du milieu poreux et du fluide. On l'exprime en général en m/s ou en cm/s. on trouvera ci-dessous (tableau I-1), une échelle approximative des valeurs de ce coefficient de perméabilité  $k$  suivant la nature des terrains.

**Tableau 4.1** : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après COSTET et al. 1983)

(en cm/s)

Gravier .....	$10^{-1}$	<	$k$	<	$10^2$
Sable .....	$10^{-3}$	<	$k$	<	$10^{-1}$
Limon et sable argileux.....	$10^{-7}$	<	$k$	<	$10^{-3}$
Argile .....	$10^{-11}$	<	$k$	<	$10^{-7}$
Roches apparemment non fissurées.....	$10^{-10}$	<	$k$	<	$10^{-8}$

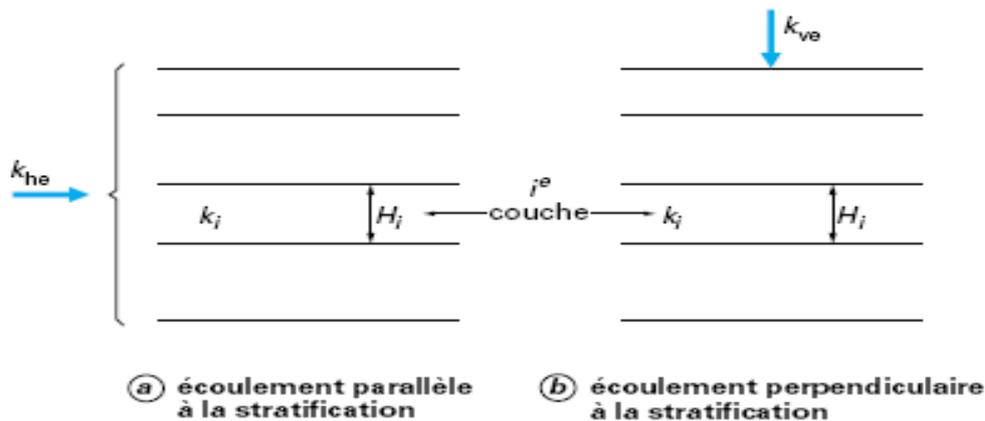
N. B. : pour permettre de se rendre compte plus facilement de l'ordre de grandeur de ces coefficients, on indiquera que  $10^{-6}$  cm/s représente une vitesse de 30 cm par an environ.

On peut mettre ce coefficient sous la forme (COSTET et al. 1983)

$$\kappa = \frac{\gamma}{\eta} \cdot K$$

Dans cette formule  $\gamma$  et  $\eta$  sont respectivement le poids volumique et la viscosité du liquide et  $K$  est un coefficient qui dépend uniquement du milieu filtrant, sa dimension est celle d'une surface, dans la plupart des travaux de génie civil qui relèvent peu à peu de l'hydraulique souterraine, l'ingénieur est en présence d'un liquide bien connu, l'eau, le terme  $\eta/\gamma$  ne dépend pratiquement que de la température seule. On conçoit donc sans peine que, pour des raisons de commodité, les ingénieurs aient adopté le coefficient de perméabilité  $\kappa$  malgré son caractère hybride. Par contre, lorsque la nature et les propriétés du fluide sont susceptibles de varier notablement, comme c'est le cas par exemple pour les roches pétrolifères, il est tout naturel de se servir du coefficient  $K$ .

#### 4.2.6.1. Perméabilité des milieux stratifiés



$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n (H_i / k_i)}$$

### 4.3. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire et in-situ Principe de la contrainte effective

#### 4.3.1. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire

Le coefficient de perméabilité d'un sol est une caractéristique intrinsèque au sol et qui dépend :

- de la granulométrie du sol et de sa nature ;
- de sa structure.
- Plus un sol est fin, plus les pores sont petits, et plus les frottements et donc les pertes de charges sont importants, donc plus le coefficient de perméabilité sera petit. On dit parfois par simplification que les argiles sont imperméables, en fait elles ont une perméabilité très faible.
- Plus un sol est dans un état de compacité élevé, plus la porosité est faible et l'espace dans lequel l'eau peut circuler réduit, donc moins le sol sera perméable.

Deux méthodes qui sont des applications directes de la loi de DARCY sont utilisées en laboratoire :

- 1- *Mesure sous charge constante pour les sols très perméables.*
- 2- *Mesure sous charge variable pour les sols peu perméables.*

#### 4.3.1.1. Perméamètre à charge constante

Un perméamètre est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placé un échantillon de sol de section ( $S$ ) et de largeur  $l$ . les deux extrémités de l'échantillon sont reliées à deux tubes par l'intermédiaire de pierres poreuses.

Dans le perméamètre à charge constante (figure I.2), on maintient à l'aide de trop-pleins la différence de charge ( $h$ ) entre les deux faces de l'échantillon constante et l'on mesure la quantité d'eau ( $Q$ ) qui est passée pendant un temps donné ( $t$ ).

$V = Q \cdot \Delta t$  Sachant que  $Q = v \cdot s$

D'après la loi de DARCY, on a

$$v = ki = k \frac{h}{l}$$

$$V = k \frac{h}{l} \cdot s \cdot \Delta t$$

$$k = \frac{V \cdot l}{s \cdot h \cdot \Delta t}$$

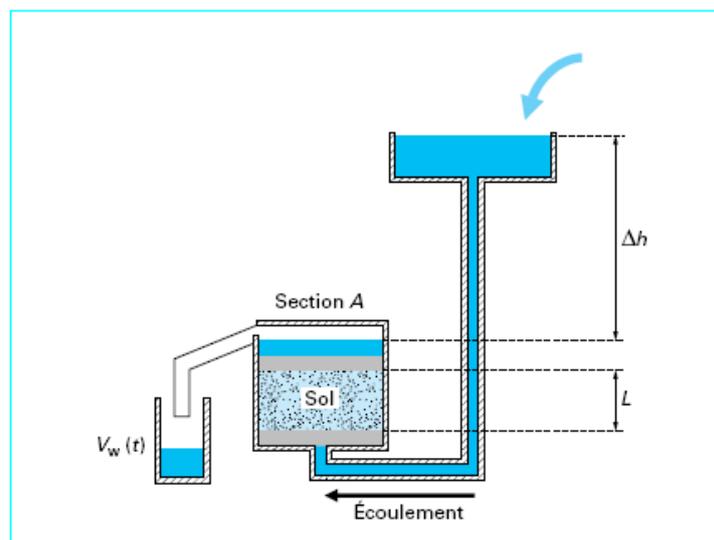


Figure 8 – Essai de perméabilité à charge constante (schéma de principe)

Figure 4.2 : Essai de perméabilité à charge constante (schéma de principe)

#### 4.3.1.2. Perméamétrie à charge variable

Dans le perméamètre à charge variable, le tube (1) (figure I.3) est rempli d'eau et l'on suit la baisse de son niveau en fonction du temps

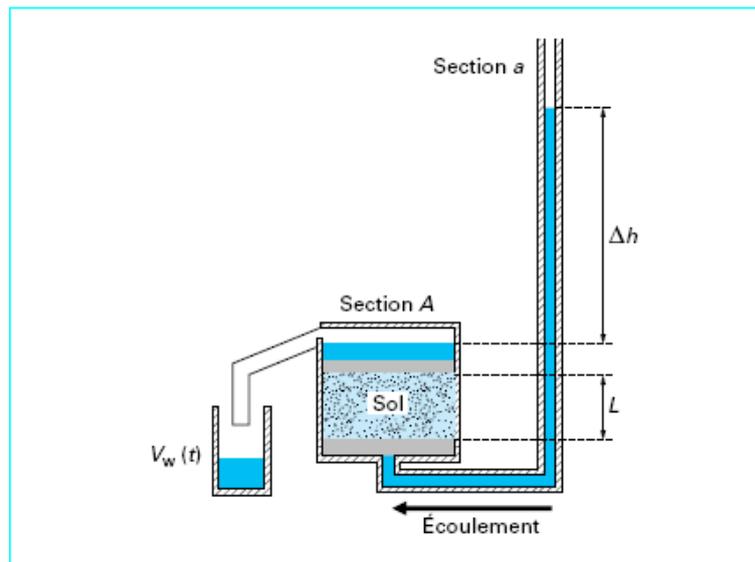


Figure 9 - Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

Figure 4.3 : Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

Soit  $s$  la section de ce tube ;

Pendant un temps  $dt$  :

La quantité d'eau qui s'écoule est  $Q = -sdh$

Mais aussi  $Q = v.S.dt = k_i.i.S.dt.$

$Q = k_i h.S.dt/l$

Soit, en égalant, les deux expressions de  $Q$

D'où

$k_i dt = -sl/S.dh/h$  ; en intégrant entre deux instants on trouve

$$k_i = -s.l(\ln h_1 - \ln h_0)/S(t_1 - t_0)$$

$$k_i = 2.3 \frac{s.l}{S} \cdot \frac{\log \frac{h_0}{h_1}}{t_1 - t_0}$$

$h_0$  : la différence de charge au temps  $t_0$

$h_1$  : la différence de charge au temps  $t_1$

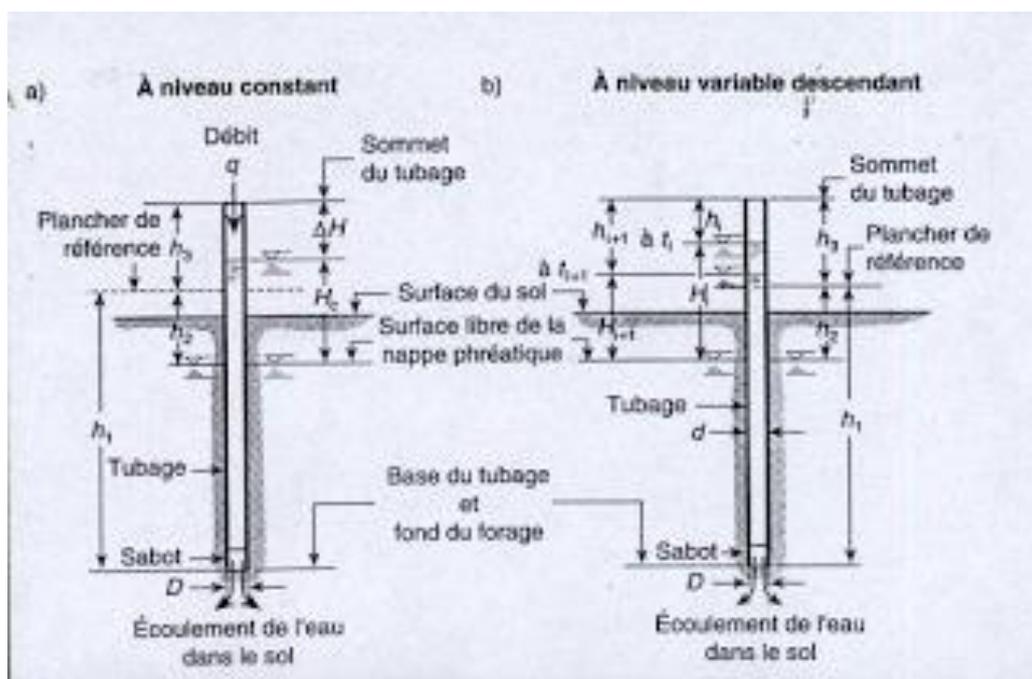
### 4.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité in-situ

Comme nous venons de le voir, les essais de mesure de la perméabilité sont le plus souvent réalisés en laboratoire, sur des échantillons de sol remanié. L'utilisation des perméamètres, conduit parfois à des résultats plus au moins fiables. On peut remédier à cette situation en effectuant des essais in situ sur le sol intact. Ces essais requièrent toutefois de nombreuses pièces d'équipement et prennent beaucoup de temps. On note l'essai suivant :

#### 4.3.2.1. Essai de perméabilité par pompage

Cet essai de la figure 8 permet de déterminer la perméabilité globale d'un dépôt de sol. Il consiste à abaisser la surface libre de la nappe d'eau dans un puit de pompage.

En pratique, il consiste à forer jusqu'à la couche imperméable de sol ou au roc. On effectue un pompage continu et régulier, de façon à créer un écoulement permanent et ainsi maintenir le niveau d'eau stationnaire dans les puits de pompage et d'observation. Puis, on mesure le rabattement de la nappe d'eau dans les puits d'observations.



**Figure 4.4** : Essai de perméabilité par pompage

La distance à laquelle le pompage n'a plus d'effet sur la nappe d'eau s'appelle le rayon d'influence ( $R$ ). L'abaissement maximal  $h_0$  de la surface libre se fait dans le puit de pompage.

On mesure le coefficient de perméabilité à l'aide de l'équation (Dupuit 1863) :

$$k = \frac{2,3 \cdot q}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)} \lg 10 \frac{r_2}{r_1}$$

Hypothèses de cette équation :

- Dépôt de sol homogène et isotrope
- Loi de Darcy applicable à l'écoulement
- Vitesse horizontale constante en tout point situé sur une verticale
- Vitesse verticale négligeable par rapport à la vitesse horizontale

#### 4.3.3. Principe de la contrainte effective dans les sols

- La contrainte effective pour un écoulement descendant:

$$\sigma' = (\gamma' + i \gamma^w) h_s$$

- pour un écoulement ascendant:  $\sigma' = (\gamma' - i \gamma^w) h_s$

Lorsqu'il y a écoulement ascendant, il y a diminution graduelle des forces gravitationnelles. A l'état critique de ce phénomène, le sol entre dans un état de boulangerie dans lequel la contrainte effective est égale à zéro. Le gradient hydraulique associé à l'apparition de ce phénomène est dit gradient hydraulique critique

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

### 4.4. Etude des réseaux d'écoulement

#### 4.4.1. Ecoulement plan

Pour résoudre un problème d'écoulement plan dans un sol saturé, il faut connaître en tout point du sol la charge hydraulique. En se basant sur le principe de continuité du débit et en supposant le sol homogène et isotrope vis-à-vis de la perméabilité  $K$ , on obtient l'équation de conservation du débit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Qui peut s'écrire sous la forme  $\Delta h = 0$  : Equation de Laplace

Cette équation admet une solution lorsque les conditions limites et initiales sont définies pour l'écoulement. L'intégration de cette équation nous donne deux familles de courbes orthogonales. Par construction de ces courbes, on obtient un réseau

d'écoulement orthogonal constitué de lignes équipotentielles  $j$  (même charge hydraulique sur une même ligne) et des lignes de courant  $\psi$  (tangentes au gradient hydraulique). La connaissance de ce réseau nous fournit en tout point la vitesse de l'eau «  $v$  », la charge hydraulique «  $h$  », la pression interstitielle «  $u$  », et le débit «  $q$  ». La résolution de l'équation (2.8) peut se faire soit par la méthode graphique, soit par la méthode analytique par traitement numérique ou bien par la méthode par analogie électrique.

**Résolution graphique :** on se propose d'étudier l'exemple suivant

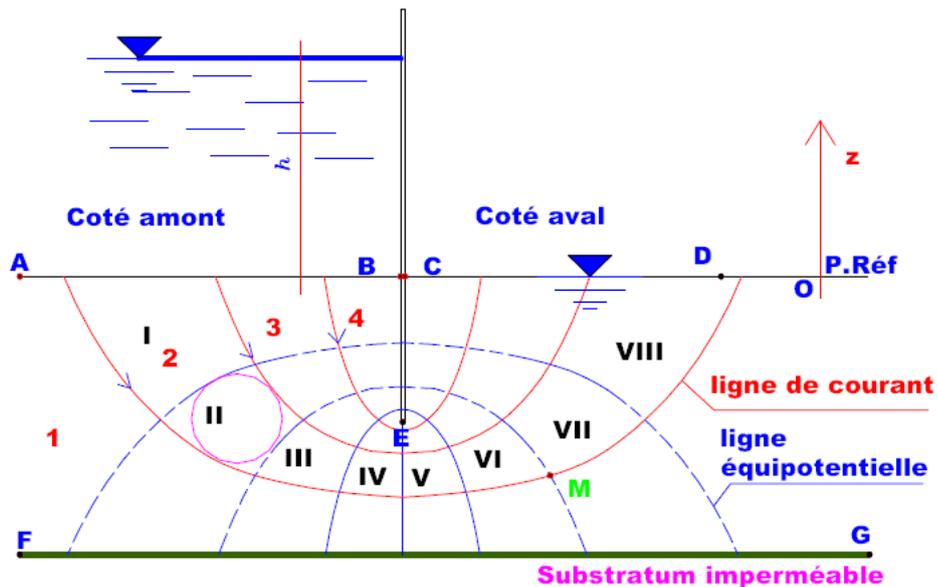


Figure 4.5 : Réseau d'écoulement horizontal

**Référence bibliographiques :**

1. COSTET J. et SANGLERAT G, "Cours pratique de mécanique des sols", Tome 1, Dunod, 1981.
2. AMAR S. et MAGNAN J.P. "Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place,", publié par LCPC, 1980.
3. SCHLOSSER F. "Éléments de mécanique des sols, 2e Ed., Presses de l'E.N.P.C.", 1997.
4. HARICHANE K, "Cours mécanique des sols 1", Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef , Faculté de Génie Civil et d'Architecture, Département de Génie Civil, 2014 .
5. BOULAHLIB M.S., "Géométrie des tracés, conception et entretien des chaussées", Cours MITL, Université Mentouri Constantine1, Faculté des Sciences de la technologie, Département Génie des Transports, Partie 2/3, Constantine 2012
6. CALLAUD M, "cours de mécanique des sols", Tome 1, Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement, Groupe EIER-ETSHER, 2004.
7. MEFTAH K, "Cours Mécanique des sol", 2008
8. Guide technique, "Réalisation des remblais et des couches de forme", Fascicule I Principes généraux, Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2ème Edition, Juillet 2000
9. SERTIER N, " Cours Amélioration des sols", Licence IUP , université de la réunion, 2005.