



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ECHAHID HAMMA LAKHDAR EL OUED
FACULTÉ DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE ET DE GÉNIE CIVIL



COURS

Mécanique des sols 1

Destiné aux étudiants de deuxième année licence en Génie Civil

Élaboré par :

DJEDID Tarek

Docteur en Génie Civil

Option : Modélisation des Matériaux et Structures

Année universitaire : 2020-2021

Avant-propos

Ce travail est un support de cours du module Mécanique des sols I de deuxième année licence en Génie Civil.

Ce cours permet aux étudiants, d'apprendre des connaissances sur quelques caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques du sol qui sont nécessaires pour la réalisation des projets en Génie Civil, Travaux Publics..... etc.

Ce Support décrit un ensemble des essais d'identification dont l'étudiant à mesure de les maîtriser au niveau de laboratoire du sol ou in-situ.

Il faut bien noter que la maîtrise du contenu de ce cours exige la connaissance préalable des Matières fondamentales des Semestres 1 et 2 telles que la Mathématique, la Physique et la structure de la matière.

Ce document est composé en quatre chapitres :

- **Chapitre 1.** Introduction à la mécanique des sols
- **Chapitre 2.** Identification et classification des sols
- **Chapitre 3.** Compactage des sols
- **Chapitre 4 :** L'eau dans le sol

sommaire

Avant-propos		i
Sommaire		ii
Chapitre 1: Introduction à la mécanique des sols		
1.1	Introduction	1
1.2	Domaines d'application	1
1.3	Histoire de la mécanique des sols	2
1.4	Définitions	3
1.4.1	Roche	3
1.4.1.1	Roches ignées (magmatiques)	3
1.4.1.2	Roches sédimentaires	4
1.4.1.3	Roches métamorphiques	4
1.4.2	Sol	4
1.4.2.1	Sol transporté (graviers, sables, limons et argiles)	4
1.4.2.2	Sol résiduel (terre végétale, latérites)	4
1.4.2.3	Sol organique	5
1.4.3	Sols granulaires et cohésifs	5
1.5	Sols argileux	5
1.5.1	Structure cristalline des feuillets	5
1.5.2	Types d'argiles	6
1.5.2.1	Minéraux argileux dits 1 /1 ou TO	6
1.5.2.2	Minéraux argileux dits 2/1 ou TOT	7
1.6	Origine des sols	10
1.7	Formation des sols	11
1.7.1	Altération mécanique des roches	11
1.7.2	Altération chimique	12
1.8	Taille et forme des particules des sols	12
1.9	Structure de la masse du sol	14
Chapitre 2 : Identification et classification des sols		
2.1	Caractéristiques physiques du sol	16
2.1.1	Relations poids-volume	16
2.1.2	Relations entre le poids volumique, L'indice des vides, la teneur en eau et la densité des grains solides	19
2.1.3	Relations entre le poids volumique, la porosité et la teneur en eau	22
2.2	Analyse granulométrique	24
2.2.1	Introduction	24
2.2.2	Granularité	24
2.2.3	Sédimentométrie	27
2.3	Consistance des sols fins (Limites d'Atterberg)	28
2.3.1	Comportement des sols fins en présence d'eau	28

2.3.1.1	Différents états de l'eau dans le sol	28
2.3.1.2	Grandeurs caractéristiques	29
2.3.1.3	Détermination de limites d'atterberg au laboratoire	31
2.3.1.3.1	Détermination de la limite de plasticité	31
2.3.1.3.2	Détermination de la limite de liquidité	31
2.4	Autres caractéristiques des sols grenus	32
2.4.1	Densité relative	32
2.4.2	Essai d'Equivalent de sable	33
2.5	Classification des sols	34
2.5.1	Introduction	34
2.5.2	Classification LCPC des sols	34

Chapitre 3 : Compactage des sols

3.1	Introduction	37
3.2	Courbe de compactage	37
3.3	Courbe de saturation (zéro vide d'air)	39
3.4	Essai de compactage en laboratoire	39
3.4.1	Procédure d'essai Proctor standard	40
3.4.2	Énergie de compactage	41
3.5	Spécification du compactage sur le terrain	42
3.6	Méthodes de compactage sur le terrain	42
3.6.1	Équipement de compactage	42
3.6.2	Compactage dynamique	44
3.7	Détermination de la densité du terrain	45
3.7.1	Méthode du cône de sable	45
3.7.2	Autres méthodes de densité du terrain	46
3.8	Test de pénétration	47

Chapitre 4 : L'eau dans le sol

4.1	Hypothèses	49
4.2	vitesse de l'eau dans le sol	49
4.3	Charge hydraulique en un point	51
4.3.1	Gradient hydraulique	51
4.3.2	Coefficient de perméabilité du sol	51
4.3.3	Forces de pesanteur et force d'écoulement dans un sol saturé	51
4.3.4	Erosion interne et gradient critique	52
4.4	Conditions de filtre	52
4.5	Mesure de la perméabilité au laboratoire et in-situ	53
4.5.1	Détermination du coefficient de perméabilité au laboratoire	53
4.5.2	Détermination du coefficient de perméabilité in situ (essai de pompage)	54
4.5.2.1	Piézomètre	54
4.5.2.2	Essai de pompage	54
4.5.2.3	Formule de Dupuit (cas d'une nappe libre)	55
4.5.2.4	Formule de Dupuit (cas d'une nappe artésienne)	56
4.6	Perméabilité des terrains stratifiés	56
4.6.1	Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification	56
4.6.2	Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification	56

4.7	Principe de la Contrainte totale, contrainte effective	57
4.7.1	Postulat de Terzaghi	57
4.7.2	Principe de superposition de l'état des contraintes	59
	Références bibliographiques	60

Chapitre 1: Introduction à la mécanique des sols

1.1 Introduction

le sol est défini comme l'agrégat non cimenté de grains minéraux et de matière organique en décomposition (particules solides) avec du liquide et du gaz dans les espaces vides entre les particules solides. Le sol est utilisé comme matériau de construction dans divers projets de génie civil et soutient les fondations structurelles. Ainsi, les ingénieurs en génie civil doivent étudier les propriétés du sol, telles que son origine, sa distribution granulométrique, sa capacité à drainer l'eau, sa compressibilité, sa résistance et sa capacité à supporter les structures et à résister à la déformation.

La mécanique des sols est la branche de la science qui traite l'étude des propriétés physiques du sol et du comportement des masses de sol soumises à divers types de forces. L'ingénierie des sols est l'application des principes de la mécanique des sols à des problèmes pratiques. Le génie géotechnique est la sous-discipline du génie civil qui implique des matériaux naturels trouvés près de la surface de la terre. Il comprend l'application des principes de la mécanique des sols et de la mécanique des roches à la conception des fondations, des structures de soutènement et des structures en terre.

1.2 Domaines d'application

les divers secteurs d'activité de l'ingénierie civiles, transport, bâtiment, hydraulique et hygiène publique, produisent des ouvrages différents. Tous, cependant se fondent sur les propriétés constructives des sols et du roche pour décider si ces derniers servant de matériaux de constructions ou de support a des fondations.

Le rôle des fondations est de distribuer les charges de l'ouvrage dans les sols d'infrastructure.Or, les sols n'ayant pas tous la même capacité de support, on utilise deux catégories de fondations (figure 1.1) : les fondations superficielles et les fondations profondes.

Quand le sol est suffisamment porteur par rapport à l'importance de chargement.on assoit l'ouvrage sur les fondations superficielles constituées d'un radier ou de semelles continues ou isolées.

Lorsque la capacité portante est insuffisante malgré que le poids de l'ouvrage se répartisse sur une grande surface, on cherche a atteindre des couches des sols ou de roche plus résistant en forant, en damant ou en moulant des pieux ou des caissons.

Les fondations agissent comme une interface entre le terrain naturel et la structure des ouvrages, qui peut être lourde ou légère, élancée, massive ou compacte, constituée de matériaux pleins ou ajourés. En dépit de cette grande variété de configuration des ouvrages, les critères de performance des fondations demeurent toujours les même :

- éviter que ne se développent des tassements nuisibles au fonctionnement et à la juste utilisation de l'ouvrage.

- éloigner le risque d'une rupture du sol de support en prévoyant une marge de sécurité raisonnable.

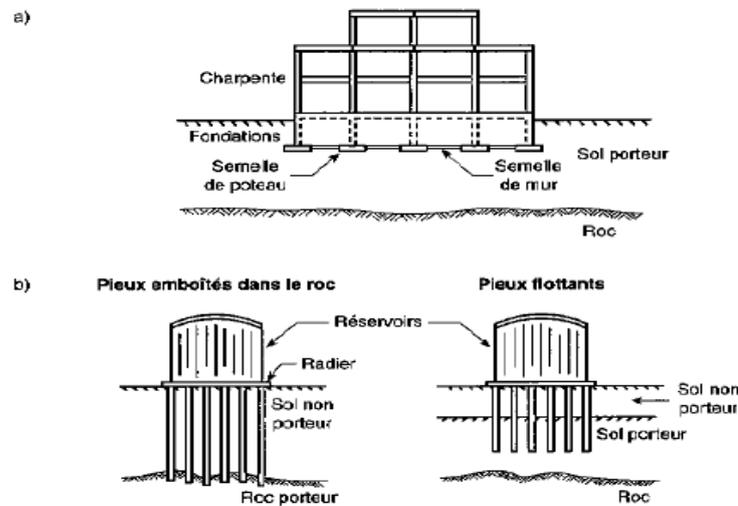


Figure 1.1 : a) Fondations superficielles b) Fondation profondes

Le sol supporte les fondations d'ouvrages comme nous indiquons ci-dessus, sert comme matériaux de construction tel que dans les barrages à noyau de terre et les remblais routiers, contient des ouvrages souterrains tels que les tunnels, être supporté par les ouvrages de soutènement comme les murs de soutènement et les rideaux de palplanches, reçoit des matériaux à stocker tels que les déchets industriels, et enfin sert à extraire des minéraux et d'autres ressources de production de l'énergie et des matériaux.

1.3 Histoire de la mécanique des sols

La mécanique des sols s'est développée au début du 20^{ème} siècle. La nécessité d'analyser le comportement des sols est apparue dans de nombreux pays, souvent à la suite d'accidents spectaculaires, tels que des glissements de terrain et des ruptures de fondations. Aux Pays-Bas, le glissement d'un remblai de chemin de fer près de Weesp, en 1918, a donné lieu à la première enquête systématique dans le domaine de la mécanique des sols, par une commission spéciale mise en place par le gouvernement. Bon nombre des principes de base de la mécanique des sols étaient bien connus à l'époque, mais leur combinaison avec une discipline d'ingénierie n'était pas encore achevée. Les premières contributions importantes à la mécanique des sols sont dues à Coulomb, qui a publié un important traité sur la défailance des sols en 1776, et à Rankine, qui a publié un article sur les états possibles de contraintes dans les sols en 1857. En 1856, Darcy a publié son célèbre travaux sur la perméabilité des sols, pour l'approvisionnement en eau de la ville de Dijon. Les principes de la mécanique de milieu continu, y compris la statique et la résistance des matériaux, étaient également bien connus au XIX^{ème} siècle, grâce aux travaux de Newton, Cauchy, Navier et Boussinesq. L'union de tous ces fondamentaux à une discipline cohérente a dû attendre jusqu'au 20^{ème} siècle.

Des contributions pionnières importantes au développement de la mécanique des sols ont été apportées par Terzaghi (1925), qui, entre autres choses, a décrit comment gérer l'influence des pressions de l'eau interstitielle sur le comportement des sols. C'est un élément essentiel de la théorie de la mécanique des sols. Les erreurs sur cet aspect conduisent souvent à de grandes catastrophes, comme les glissades près de Weesp, Aberfan (Pays de Galles) et la catastrophe du barrage de Teton Valley, dans l'Idaho, aux États-Unis. Aux Pays-Bas, un travail de pionnier important a été effectué par Keverling Buisman, en particulier sur les taux de déformation de l'argile. Un facteur stimulant a été la création du Laboratoire de mécanique des sols de Delft en 1934, maintenant connu sous le nom de Deltares. Dans de nombreux pays du monde, il existe des instituts similaires et des sociétés de conseil spécialisées dans la mécanique des sols. Habituellement, ils traitent également de l'ingénierie des fondations, qui concerne l'application du principe de la mécanique des sols à la conception et à la construction de fondations dans la pratique de l'ingénierie.

La mécanique des sols et l'ingénierie des fondations sont souvent désignées sous le nom de géotechnique.

L'organisation internationale dans le domaine de la géotechnique est la Société internationale pour la mécanique des sols et l'ingénierie géotechnique, l'ISSMGE, qui organise des conférences et stimule le développement de la géotechnique en créant des groupes d'étude internationaux et par la normalisation. Dans la plupart des pays, la Société internationale a une société nationale. Aux Pays-Bas, il s'agit du département de géotechnique de l'Institution royale néerlandaise des ingénieurs (KIVI), qui compte environ 800 membres.

1.4 Définitions :

Les géologues classent tous les éléments de la croûte terrestre comme des roches, qu'il s'agisse de dépôts durs ou mous. Les ingénieurs civils considèrent la roche et le sol séparément.

1.4.1 . Roche

Les roches sont fabriquées à partir de divers types de minéraux. Les minéraux sont des substances de forme cristalline constituées d'une combinaison chimique particulière. Les principaux minéraux trouvés dans les roches sont le quartz, le feldspath, la calcite et le mica. Les géologues classent toutes les roches en trois groupes de base: ignée, sédimentaire et métamorphique.

1.4.1.1 Roches ignées (magmatiques)

Ces roches sont devenues solides à partir d'un état liquide fondu. Les roches ignées extrusives sont celles qui sont arrivées à la surface de la Terre sous forme de lave fondue et refroidies.

Les roches ignées intrusives sont formées à partir de magma (roche en fusion) qui s'est forcée à travers des fissures dans les lits rocheux sous la surface et s'y est solidifiée.

Exemples de roches ignées: granit, basalte, gabbro.

1.4.1.2 Roches sédimentaires

L'altération réduit la masse rocheuse en particules fragmentées, qui peuvent être plus facilement transportées par vent, eau et glace. Lorsqu'ils sont largués par les agents d'altération, ils sont appelés sédiments. Ces sédiments sont généralement déposés en couches ou lits appelés strates et lorsqu'ils sont compactés et cimentés ensemble (lithification), ils forment des roches sédimentaires.

Exemples de roches sédimentaires: schiste, grès, craie.

1.4.1.3 Roches métamorphiques

Le métamorphisme par des températures et pressions élevées agissant sur les roches sédimentaires ou ignées produit des roches métamorphiques. La roche d'origine subit des altérations chimiques et physiques.

Exemples de roches métamorphiques: ardoise, quartzite, marbre.

1.4.2 Sol

Les actions du gel, de la température, de la gravité, du vent, de la pluie et de l'altération chimique forment continuellement des particules de roche qui finissent par devenir des sols. Il existe trois types de sols lorsque l'on considère les modes de formation.

1.4.2.1 Sol transporté (graviers, sables, limons et argiles)

La plupart des sols ont été transportés par eau. Lorsqu'un cours d'eau ou une rivière perd de sa vitesse, il a tendance à déposer certaines des particules qu'il transporte, laissant tomber les particules les plus grosses et les plus lourdes en premier. Ainsi, sur les cours supérieurs d'une rivière, on trouve du gravier et du sable tandis que sur les parties inférieures ou plus anciennes, les limons et les argiles prédominent, en particulier là où la rivière entre dans la mer ou dans un lac et perd de sa vitesse. La glace a été un autre agent de transport important, et de grands dépôts d'argile boulder et de moraine sont souvent rencontrés.

Dans les régions arides du monde, le vent forme continuellement des dépôts de sable sous forme de crêtes. Les particules de sable dans ces arêtes ont été plus ou moins enroulées et sont invariablement arrondies et de taille assez uniforme. Les dépôts brun clair, soufflés par le vent, de particules de la taille du limon, appelés loess, sont souvent rencontrés en couches minces, les particules ayant parfois parcouru des distances considérables.

1.4.2.2 Sol résiduel (terre végétale, latérites)

Ces sols sont formés in situ par altération chimique et peuvent être trouvés sur des surfaces rocheuses plates où l'action des éléments a produit un sol avec peu de tendance à se déplacer. Des sols résiduels peuvent également se produire chaque fois que le taux de rupture de la roche dépasse le taux d'enlèvement. Si la roche mère est ignée ou métamorphique, la taille du sol qui en résulte va du limon au gravier.

Les latérites se forment par altération chimique dans des conditions tropicales chaudes et humides lorsque l'eau de pluie s'échappe du matériau rocheux soluble, laissant derrière elles les hydroxydes insolubles de fer et d'aluminium, qui ont donné leur couleur rouge-brun.

1.4.2.3 Sol organique

Ces sols contiennent de grandes quantités de matières animales et végétales décomposées. Ils sont généralement de couleur foncée et dégagent une odeur distinctive. Les dépôts de limon organique et d'argile ont généralement été créés à partir de sédiments fluviaux ou lacustres. La tourbe est une forme spéciale de sol organique et est une matière spongieuse brun foncé qui se compose presque entièrement de matière végétale légèrement à complètement décomposée. Il existe sous l'une des trois formes suivantes:

- Fibreux: Non plastique avec une structure ferme seulement légèrement altérée par la pourriture.
- Pseudo-fibreuse: la tourbe sous cette forme a encore un aspect fibreux mais est beaucoup plus molle et plus plastique que la tourbe fibreuse. Le changement est dû davantage à une immersion prolongée dans l'eau sans air qu'à la décomposition.
- Amorphe: Avec ce type de tourbe, la décomposition a détruit la structure végétale fibreuse d'origine de sorte qu'elle est pratiquement devenue une argile organique.

Les gisements de tourbe sont répandus dans le monde et peuvent être extrêmement gênants lorsqu'ils sont rencontrés dans les travaux de génie civil.

1.4.3 Sols granulaires et cohésifs

Les ingénieurs géotechniciens classent les sols comme granuleux ou cohésifs. Les sols granulaires (parfois appelés sols sans cohésion) sont formés à partir de particules lâches sans forces inter-particules fortes, par ex. sables et graviers. Les sols cohésifs (par exemple les argiles, les limons argileux) sont constitués de particules liées avec des minéraux argileux.

Les particules sont floconneuses et en forme de feuille et retiennent une quantité importante d'eau adsorbée sur leurs surfaces.

La capacité des particules en forme de feuille à glisser les unes par rapport aux autres confère à un sol cohésif la propriété connue sous le nom de plasticité.

1.5 Sols argileux

Les argiles sont des sols particuliers car très sensibles à la présence d'eau. Elles sont à l'origine de nombreux désordres dans les constructions géotechniques. Bien comprendre la nature de ces matériaux et leurs interactions avec l'eau présente dans le sol est essentiel pour dimensionner les ouvrages géotechniques.

1.5.1 Structure cristalline des feuillets

Les argiles sont des sols constitués de minuscules particules minérales ($d < 2 \mu\text{m}$). Elles résultent de la désintégration physique ou mécanique des roches suivie d'une transformation chimique. Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés se présentant sous la forme de feuillets dans lesquels on distingue deux minéraux de base (Fig.1.2)

- la silice tétraédrique $(\text{SiO}_4)^{4-}$;
- l'hydroxyde d'aluminium octaédrique $\text{Al}(\text{OH})_3$ •

Les phyllosilicates possèdent une structure organisée en plans anioniques successifs (Fig. I.2). La charpente de la structure cristalline est réalisée à partir d'anions O^{2-} ou OH^- jointifs dans lesquels sont disposés les cations Ca^{2+} , K^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Fe^+ , Fe^{3+} , Al^{3+} , Si^{4+} ...

Dans le feuillet élémentaire octaédrique où l'élément de base est l'hydroxyde d'aluminium, chaque aluminium est entouré de six atomes d'oxygène (soit O, soit des groupes OH).

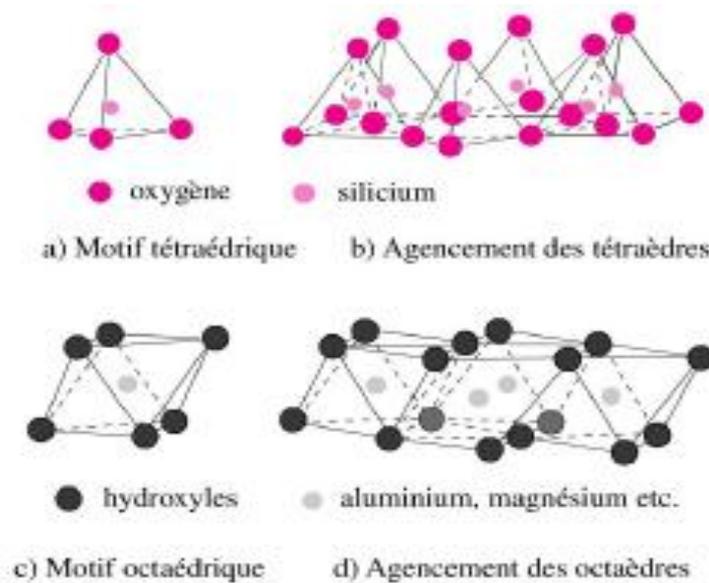


Figure 1.2 Motifs de base et feuillets élémentaires des particules d'argile.

Les feuillets de base sont composés d'un feuillet élémentaire octaédrique et d'un ou deux feuillets élémentaires tétraédriques reliés entre eux par des liaisons covalentes. Pour des raisons de visualisation, ces feuillets sont représentés par un rectangle pour le feuillet octaédrique et un trapèze pour le feuillet tétraédrique (Fig. 1.3).



Figure 1.3 : Symboles des feuillets octaédrique d'Al et tétraédrique de Si.

Ils forment des ensembles cristallins plans. Le fait que les feuillets ne sont pas neutres électriquement explique les fortes interactions avec les solutions salines.

1.5.2 Types d'argiles

Il existe de nombreuses argiles parmi lesquelles la kaolinite, les smectites, l'illite et les vermiculites sont les plus connues. Les trois dernières diffèrent entre elles par les éléments d'insertion disposés entre les feuillets.

1.5.2.1 Minéraux argileux dits 1 / 1 ou TO

Dans ces minéraux, le feuillet de base de 0,7 nm d'épaisseur est composé d'un feuillet tétraédrique et d'un feuillet octaédrique, la liaison entre les deux étant élevée (Fig. 1.4). La particule est formée d'un empilement de ces feuillets de base, les liaisons entre les feuillets étant du type liaison hydrogène, donc des liaisons faibles. Aux extrémités, la particule est

chargée électriquement. Les argiles entrant dans cette famille se distinguent par la nature de la structure du feuillet octaédrique. On peut citer: la kaolinite, la nacrite, l'halloysite, l'antigorite, la cronstedtite . . .

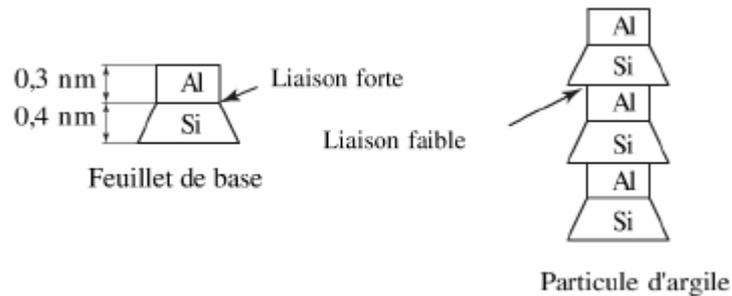


Figure 1.4 : Particule d'argile dites 1 /1 ou TO.

La kaolinite est une de ces argiles la plus connue. Sa formule chimique est $\text{Si}_2 \text{Al}_2 \text{O}_5 (\text{OH})_4$. La surface spécifique ne dépasse pas 20 à 30 m^2g^{-1} .

1.5.2.2 Minéraux argileux dits 2/1 ou TOT

Dans ces minéraux, le feuillet de base de 0,7 nm d'épaisseur est composé de deux feuillets tétraédriques encadrant un feuillet octaédrique, la liaison entre les deux étant élevée (Fig. 1.5). En fonction de l'espèce, l'épaisseur du feuillet de base varie entre 1 et 1,8 nm. Entre dans cette famille les argiles connues comme la pyrophyllite, la montmorillonite, la beidellite, la vermiculite, la muscovite, l'illite ...

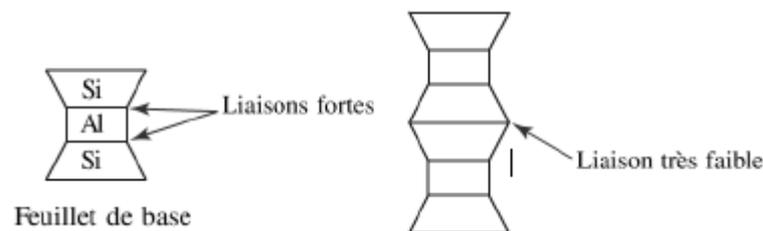


Figure 1.5 : Particule d'argile dites 2/1 ou TOT.

Smectites

La smectite est une sous-famille de cette famille de minéraux. Sa formule chimique est définie par $\text{Si}_4 \text{Al} (2-x) \text{Mg}_x \text{O}_{10} (\text{OH})_2, n\text{H}_2\text{O}$ avec x le nombre de cations échangeables.

La montmorillonite appartient à la famille des smectites. La liaison entre deux feuillets de base est une liaison hydrogène très faible, de sorte que jusqu'à cinq à six couches de molécules d'eau (avec des ions) peuvent s'intercaler facilement entre les feuillets. Ceci explique que ces particules sont sujettes à d'importants gonflements ou retraites en fonction de la teneur en eau. Ces particules sont également chargées électriquement aux extrémités. La surface spécifique peut atteindre 150 $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$

- La montmorillonite est utilisée pour ses propriétés colloïdales.

Vermiculites

La vermiculite est une famille d'argile de même nature que les smectites. Sa formule chimique est $(\text{Mg, Ca})_{0,7} (\text{Mg, Fe, Al})_6 (\text{Al, Si})_8 \text{O}_{22} (\text{OH})_4 8\text{H}_2\text{O}$. C'est une argile à faible capacité d'expansion qui a une structure de micas au sein desquels les ions K^+ situés entre les feuillets de base ont été remplacés par des cations Mg^{2+} et Fe^{2+} qui s'insèrent avec des molécules d'eau.

Illites

L'illite fait également partie d'une famille de minéraux argileux dits 2/1 ou TOT. Sa formule chimique est $\text{Si}_{(4-x)} \text{Al}_x \text{Al}_2 \text{O}_{10} (\text{OH})_2 \cdot x\text{K}$. Sa structure est très proche de celle des micas (muscovite, biotite) et d'autres silicates (feldspath, feldspathoïdes, orthose et autres). Des ions potassium sont intercalés entre les feuillets tétraédriques de deux feuillets de base (Fig. 1.6). De ce fait les liaisons deviennent assez fortes et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler.

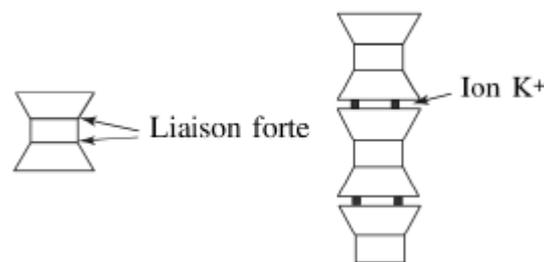


Figure 1.6 : Particule d'illite.

N.B

L'ion Al^{3+} présent dans les feuillets octaédriques peut être remplacé par d'autres ions comme Mg^{2+} principalement dans la montmorillonite et l'illite. Il en résulte un déséquilibre électrique qui est compensé par la fixation sur la surface de cations Ca^{2+} , Li^+ , K^+ , Fe^{2+} . Aux extrémités de la particule, il y a également des déséquilibres électriques et des fixations de cations. Ces cations dits « échangeables » jouent un rôle important dans le comportement des argiles.

Résumé synthétique des caractéristiques des argiles

On peut résumer les différents types d'argile par le tableau issu du livre de Mitchell, 1976 (Tab. 1.1) et par les photographies obtenues au MEB issues du même ouvrage. Dans cette synthèse apparaît l'intérêt d'une classification en fonction de la structure en feuillet de ces matériaux (Fig. 1.7 et 1.8).

Tableau 1.1 : Quelques données.

Type	Surf. spéc ($\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$)	Diamètre (μm)	Ép. feuillet (nm)
Kaolinite	10 - 20	0,3 - 3	0,7
illite	80 - 100	0,1 - 2	1
Smectite	800	0,1 - 2	1

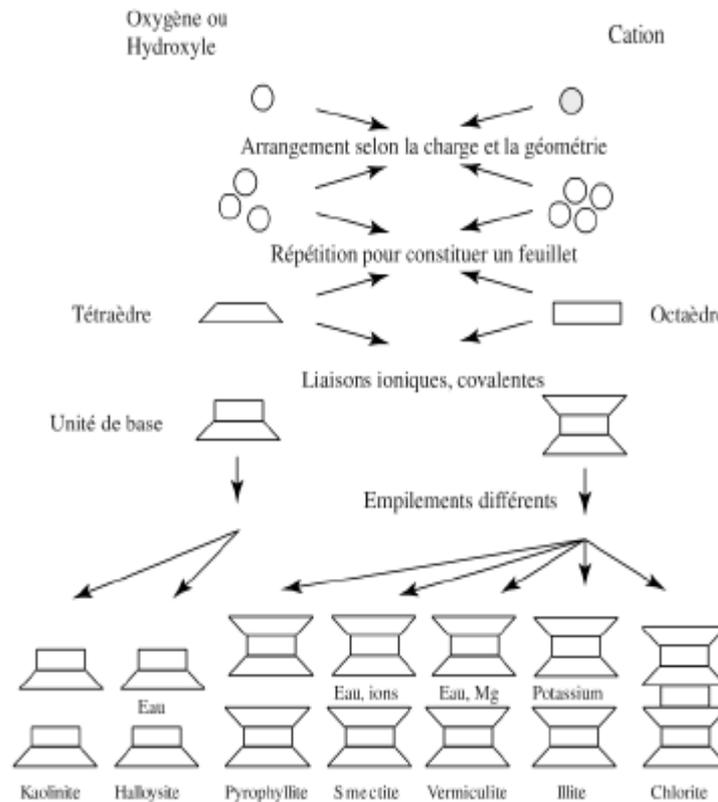


Figure 1.7 : Types d'argiles (d'après Mitchell [6]).

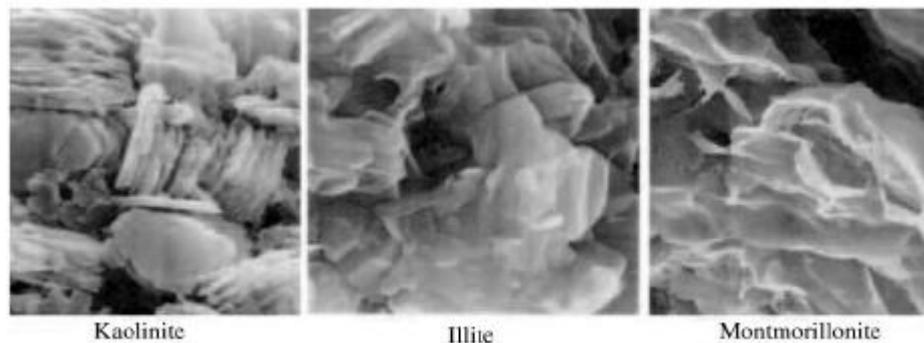


Figure 1.8 : Photos au MEB d'argiles (extrait de Mitchell [6]).

Les particules d'argiles sont très plates et leur surface spécifique est très grande. Des anions (OH^- et O^{2-}) sont répartis sur la périphérie des particules, les bords sont donc fortement chargés négativement et attirent des charges positives. Comme les molécules d'eau sont polaires, il peut y avoir attraction et adsorption de molécules d'eau à la surface des particules. Plusieurs couches de molécules d'eau peuvent ainsi être adsorbées.

En raison de leur orientation particulière, ces molécules ont des propriétés physiques différentes de celles de l'eau normale (viscosité élevée, élimination plus difficile par traitement thermique ($200\text{ °C} < T < 300\text{ °C}$)).

1.6 Origine des sols

Le sol peut être défini comme un assemblage de particules solides non métalliques (grains minéraux) et se compose de trois phases: solide, liquide (eau) et gazeuse (air). Les termes couramment utilisés tels que gravier, sable, limon et argile sont les noms des sols en fonction de la granulométrie de leurs particules. Les noms quartz, mica, feldspath, etc. sont basés sur leurs noms de cristaux.

Le cycle de la roche de la figure 1.9 illustre les origines de divers sols sur terre. La plupart des roches originales commencent à se former à partir de magma fondu (liquide) dans la terre profonde (à une profondeur de 2885 km à partir de la base de la croûte). Le magma se refroidit et se solidifie à l'approche de la croûte terrestre (environ 4 à 6 km d'épaisseur sous les océans profonds et 25 à 60 km d'épaisseur sur le continent) en raison des activités tectoniques et volcaniques. Ainsi, des roches ignées, telles que le basalte, le granit, la pierre ponce et l'olivine, se forment. Le processus suivant est le vieillissement. Les roches ignées solides à la surface de la terre sont soumises à toutes sortes d'attaques dans l'environnement, telles que l'érosion par l'eau et l'air, la dilatation et la contraction thermiques, l'intrusion des racines des plantes dans les fissures, le givrage des fissures et les attaques chimiques à la surface. . La surface des roches ignées est altérée et décomposée en plus petites tailles. Le prochain processus du cycle est le transport. Les fragments de roche brisés sont déplacés au moyen de la course d'eau, du glacier et parfois du vent, et ils finissent par s'installer à une certaine distance de l'emplacement d'origine (dépôt). Pendant le processus de transport, les particules subissent en outre des attaques physiques et chimiques, et elles deviennent plus petites et plus rondes. Les matériaux déposés (sédiments) sont un type de sol. Ainsi, ce type de sol provient de roches ignées, et les particules ont des cristaux similaires à ceux des roches ignées.

Les sols déposés à de nombreuses reprises sont soumis à de nombreuses années géologiques de cimentation et de compression qui les transforment en roches sédimentaires telles que le grès, le schiste, le calcaire et la dolomite, ainsi que bien d'autres. Les roches pourraient subir une transformation supplémentaire en raison de la chaleur et de la pression élevées dans la terre plus profonde, mais sans fondre. Ce processus s'appelle le métamorphisme et des roches métamorphiques se forment. La transformation du marbre à partir du calcaire par métamorphisme en est un bon exemple. Les roches métamorphiques pourraient être fondues en magma pour compléter un cycle rocheux lorsqu'elles pénètrent plus profondément dans la terre.

Les roches sédimentaires et les roches métamorphiques sont également soumises à des processus d'altération, de transport et de dépôt pour former des sédiments (sols), comme le montre la figure I.9. Ainsi, ces roches peuvent devenir à l'origine de particules de sol en plus de celles issues de roches ignées. Tous les processus précédents, y compris l'origine des sols, les intempéries, le transport et le dépôt, produisent différents types de sol en termes de tailles de particules, de formes, de compositions minérales, etc. Notez que la taille des particules devient de plus en plus petite, et donc plus grande surface pour le même poids de sols. Les particules plus petites avec une plus grande surface seront plus vulnérables aux attaques chimiques, et leurs structures cristallines d'origine peuvent être modifiées pour former différents minéraux argileux.

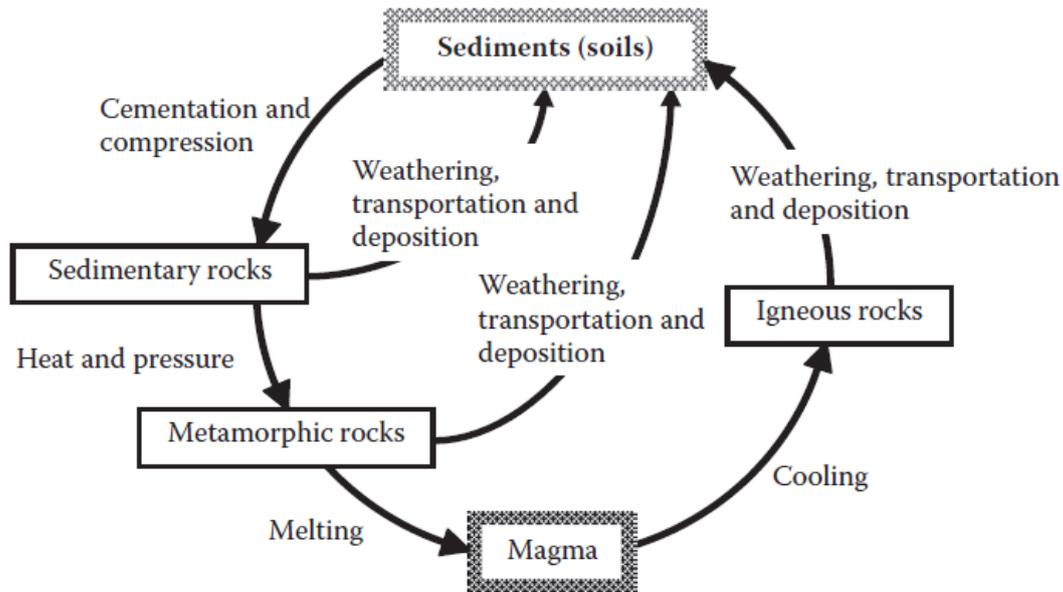


Figure 1.9 Cycle de la roche.

1.7 Formation des sols

Le sol est défini comme un agrégat naturel de grains minéraux, avec ou sans constituants organiques, qui peut être séparé par des moyens mécaniques doux tels que l'agitation dans l'eau. En revanche, la roche peut être séparée par des moyens mécaniques doux tels que l'agitation dans l'eau. En revanche, la roche est considérée comme un agrégat naturel de grains minéraux reliés par des forces de cohésion fortes et permanentes. Le processus d'altération de la roche diminue les forces de cohésion liant les grains minéraux et conduit à la désintégration de masses plus grandes en particules de plus en plus petites. Les sols sont formés par le processus d'altération de la roche mère. L'altération des roches peut être due à une désintégration mécanique et / ou à une décomposition chimique.

1.7.1 Altération mécanique des roches

L'altération mécanique des roches en particules plus petites est due à l'action d'agents tels que les forces d'expansion de l'eau gelée dans les fissures, en raison de changements soudains de température ou en raison de l'abrasion de la roche par le mouvement de l'eau ou des glaciers. Des changements de température d'amplitude et de fréquence suffisantes entraînent des changements dans le volume des roches dans les couches superficielles de la croûte terrestre en termes d'expansion et de contraction. Un tel changement de volume crée des contraintes de traction et de cisaillement dans la roche, conduisant finalement à la fracture de roches même de grande taille. Ce type d'altération des roches a lieu de manière très significative dans les climats arides où le rayonnement atmosphérique libre et extrême entraîne des variations considérables de température au lever et au coucher du soleil. L'érosion par le vent et la pluie est un facteur très important et un événement continu. Les forces de fissuration causées par la croissance des plantes et des racines dans les vides et les crevasses de la roche peuvent forcer les fragments à se séparer.

1.7.2 Altération chimique

L'altération chimique (décomposition) peut transformer les minéraux des roches dures en matière molle et facilement érodable. Les principaux types de décomposition sont l'hydratation, l'oxydation, la carbonatation, la désilication et le lessivage. L'oxygène et le dioxyde de carbone qui sont toujours présents dans l'air se combinent facilement avec les éléments de la roche en présence d'eau.

1.8 Taille et forme des particules des sols

La taille des particules, comme expliqué précédemment, peut aller du gravier à la taille la plus fine possible. Leurs caractéristiques varient avec la taille. Les particules de sol plus grossières que 0,075 mm sont visibles à l'œil nu ou peuvent être examinées à l'aide d'une loupe. Ils constituent les fractions les plus grossières des sols.

Les grains plus fins que 0,075 mm constituent les fractions les plus fines des sols. Il est possible de distinguer les grains compris entre 0,075 mm et 2 mm au microscope. Les grains ayant une taille comprise entre 2 μ et 0,1 μ peuvent être observés au microscope mais leurs formes ne peuvent pas être distinguées. La forme des grains inférieurs à 1 μ peut être déterminée au moyen d'un microscope électronique. La structure moléculaire des particules peut être étudiée au moyen d'une analyse aux rayons X.

Les fractions les plus grossières des sols sont constituées de gravier et de sable. Les particules individuelles de gravier, qui ne sont que des fragments de roche, sont composées d'un ou plusieurs minéraux, tandis que les grains de sable ne sont que des fragments de roche, sont composés d'un ou plusieurs minéraux, tandis que les grains de sable contiennent principalement un minéral qui est du quartz. Les grains individuels de gravier et de sable peuvent être angulaires, subangulaires, sous-arrondis, arrondis ou bien arrondis comme le montre la figure 1.10. Le gravier peut contenir des grains qui peuvent être plats. Certains sables contiennent un pourcentage assez élevé de flocons de mica qui leur confèrent la propriété d'élasticité.

Le limon et l'argile constituent les fractions les plus fines du sol. Tout grain de cette fraction est généralement constitué d'un seul minéral. Les particules peuvent être anguleuses, en forme de flocon ou parfois en forme d'aiguille. Le tableau 1.2 donne les systèmes de classification granulométrique adoptés par certaines organisations aux États-Unis. Le système unifié de classification des sols est maintenant presque universellement accepté et a été adopté par l'American Society for Testing and Materials (ASTM).

- Surface spécifique

Le sol est essentiellement un système paniqué, c'est-à-dire un système dans lequel les particules sont dans un état fin de subdivision ou de dispersion. Dans les sols, la phase dispersée ou solide prédomine et le milieu de dispersion, l'eau du sol, ne contribue qu'à combler les pores entre les particules solides. L'importance du concept de dispersion devient plus évidente lorsque l'on considère la relation entre la surface et la taille des particules. Dans le cas du limon, du sable et des particules de plus grande taille, le rapport de la surface des particules au volume de l'échantillon est relativement petit. Ce rapport devient de plus en plus important à mesure que la taille diminue de 2 μ qui est la limite supérieure pour les particules de la taille de l'argile. Un indice utile de l'importance relative des effets de surface est la

surface spécifique du grain. La surface spécifique est définie comme la surface totale de la surface des grains exprimée en centimètres carrés par gramme ou par centimètre cube de la phase dispersée.

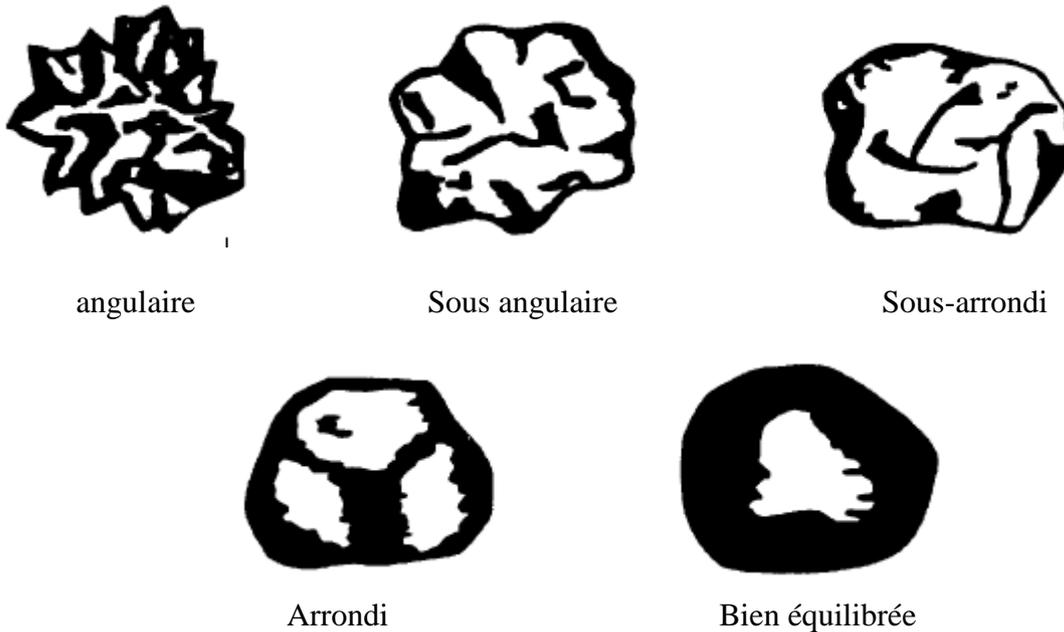


Figure 1.10 : Formes de fractions plus grossières de sols

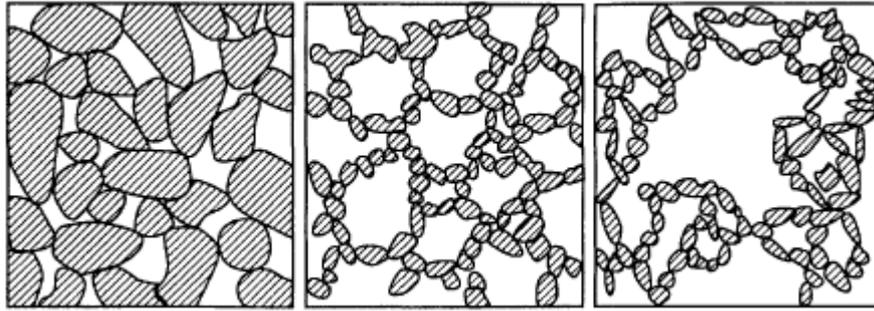
La forme des particules d'argile est une propriété importante d'un point de vue physique. La quantité de surface par unité de masse ou de volume varie avec la forme des particules. De plus, la quantité de surface de contact par surface unitaire change avec la forme. C'est un fait qu'une sphère a la plus petite surface par unité de volume alors qu'une plaque en présente le maximum. Ostwald (1919) a souligné l'importance de la forme dans la détermination de la surface spécifique des systèmes colloïdaux. Etant donné que les particules en forme de disque peuvent être amenées davantage en contact intime les unes avec les autres, cette forme a un effet prononcé sur les propriétés mécaniques du système. Les forces interparticulaires entre les surfaces des particules ont un effet significatif sur les propriétés de la masse du sol si les particules du support appartiennent à la fraction argileuse. L'activité de surface dépend non seulement de la surface spécifique mais également de la composition chimique et minéralogique des particules solides. Puisque les particules d'argile sont les parties actives d'un sol en raison de leur surface spécifique élevée et de leur constitution chimique, une discussion sur la composition chimique et la structure des minéraux est essentielle.

Tableau 1.2 : Classification granulométrique par divers systèmes

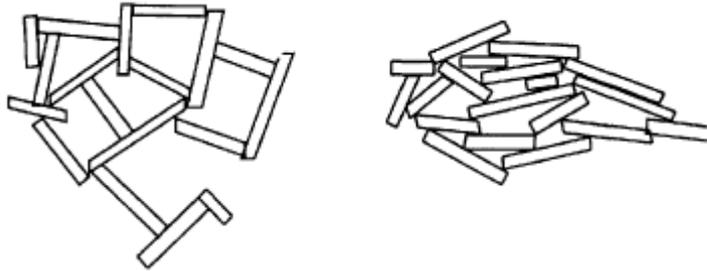
Nom de l'organisation	La taille des particules(mm)			
	Gravier	Sable	Limon	Argile
- Massachusetts Institute of Technology (MIT)	> 2	0.06 - 2	0.002-0.06	< 0.002
- US Department of Agriculture (USDA)	> 2	0.05 - 2	0.002-0.05	< 0.002
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	2 - 76.2	0.075 - 2	0.002-0.075	< 0.002
- Unified Soil Classification System, US Bureau of Reclamation, US Army Corps of Engineers and American Society for Testing and Materials	4.75 - 76.2	0.075- 4.75	fines (limons et argiles) < 0.075	

1.9 Structure de la masse du sol

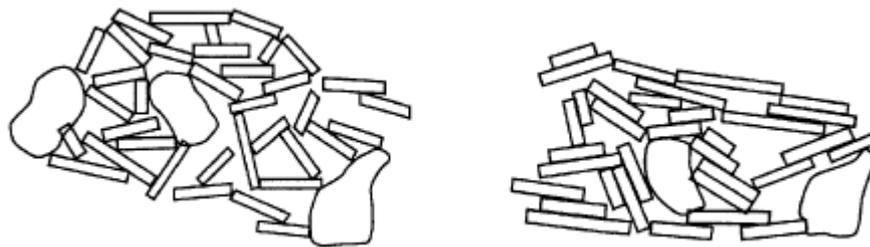
L'orientation des particules dans une masse dépend de la taille et de la forme des grains ainsi que des minéraux dont les grains sont formés. La structure des sols formée par dépôt naturel peut être modifiée par des forces extérieures. La figure 1.11 donne les différents types de structures du sol. La figure 1.11 (a) est une structure à grain unique qui est formée par le tassement de sols à gros grains en suspension dans l'eau. La figure 1.11 (b) est une structure floconneuse formée par le dépôt de la fraction de sol fin dans l'eau. La figure 1.11 (c) est une structure en nid d'abeille qui est formée par la désintégration d'une structure floconneuse sous une charge superposée. Les particules orientées dans une structure floconneuse auront un contact bord à face comme le montre la figure 1.11 (d) tandis que dans une structure en nid d'abeille, les particules auront un contact face à face comme le montre la figure 1.11 (e). Les sédiments d'argile naturelle auront des orientations de particules plus ou moins floculées. Les argiles marines ont généralement une structure plus ouverte que les argiles d'eau douce. les figures. 1.11 (f) et (g) montrent les vues schématiques des dépôts d'eau salée et d'eau douce.



(a) Structure à grain unique (b) Structure floconneuse (c) Structure en nid d'abeille



(d) Structure de type flocculé (contact bord à face) (e) Structure dispersée (contact face à face)



(f) Gisement d'eau salée non perturbé

(g) Dépôt d'eau douce non perturbé

Figure 1.11 : Diagrammes schématiques de divers types de structures (Lambe, 1 958a)

Chapitre 2 : Identification et classification des sols

Le chapitre précédent présentait les processus géologiques par lesquels les sols se forment, la description des limites granulométriques du sol et l'analyse mécanique des sols. Dans l'occurrence naturelle, les sols sont des systèmes triphasés composés de grains solides du sol, d'eau et d'air. Ce chapitre traite des relations poids-volume des agrégats de sol, de leurs structures et de leur plasticité, ainsi que de leur classification technique.

2.1. Caractéristiques physiques du sol

2.1.1 Relations poids-volume

L'espace vide peut être rempli d'air et / ou d'eau; par conséquent, le sol est un système triphasé. S'il n'y a pas d'eau dans l'espace vide, c'est un sol sec. Si tout l'espace vide est rempli d'eau, on parle de sol saturé. Cependant, si le vide est partiellement rempli d'eau, c'est un sol humide. Il est donc important, dans tous les travaux de génie géotechnique, d'établir des relations entre le poids et le volume dans une masse de sol donnée. Dans cette partie, nous aborderons les points suivants:

Définissez et développez des relations de volume non dimensionnelles telles que l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation.

Définissez et développez des relations de poids telles que la teneur en eau et le poids volumique (sec, saturé et humide) en combinaison avec les relations de volume.

La figure 2.1a montre un élément de sol de volume V et de poids W tel qu'il existerait à l'état naturel. Pour développer les relations poids-volume, nous devons séparer les trois phases (c'est-à-dire solide, eau et air) comme le montre la figure 2.1b.

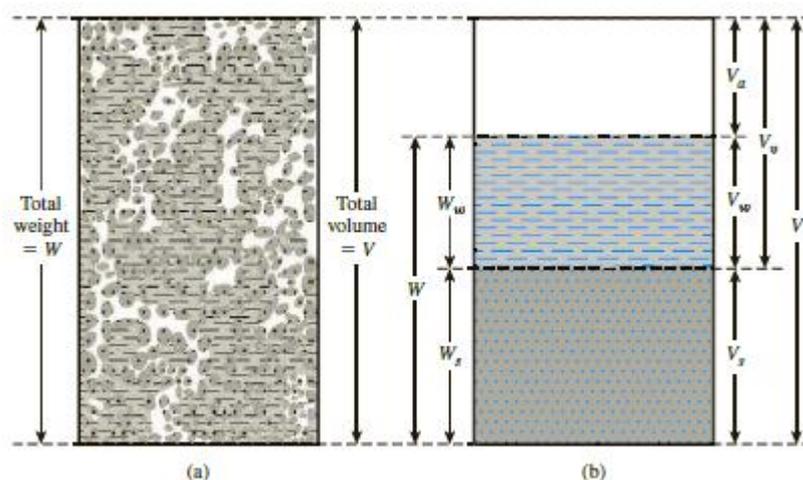


Figure 2.1 (a) Élément du sol à l'état naturel; (b) trois phases de l'élément sol

Ainsi, le volume total d'un échantillon de sol donné peut être exprimé comme

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (2.1)$$

où

V_s = volume de solides du sol

V_v = volume des vides

V_w = volume d'eau dans les vides

V_a = volume d'air dans les vides

En supposant que le poids de l'air est négligeable, nous pouvons exprimer le poids total de l'échantillon comme

$$W = W_s + W_w \quad (2.2)$$

où

W_s = poids des grains solides du sol

W_w = poids de l'eau

Les relations de volume couramment utilisées pour les trois phases dans un élément du sol sont l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation. L'indice des vides (e) est défini comme le rapport du volume des vides au volume des solides. Donc,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3)$$

La porosité (n) est définie comme le rapport du volume des vides au volume total, ou

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.4)$$

Le degré de saturation (S_r) est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des vides, ou

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.5)$$

Il est généralement exprimé en pourcentage.

La relation entre l'indice de vide et la porosité peut être dérivée des équations. (2.1), (2.3) et (2.4) comme suit:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_t - V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_t}}{1 - \frac{V_v}{V_t}} = \frac{n}{1-n} \quad (2.6)$$

Aussi, de Eq. (2.6),

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.7)$$

Les termes couramment utilisés pour les relations de poids sont la teneur en eau et le poids volumique. La teneur en humidité (ω) est également appelée teneur en eau et est définie comme le rapport du poids de l'eau au poids des solides dans un volume donné de sol:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.8)$$

Le poids volumique apparent (γ_h) est le poids du sol par unité de volume. Donc,

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t} \quad (2.9)$$

Le poids volumique apparent peut également être exprimé en termes de poids de grains solides du sol, de teneur en eau et de volume total. De Eqs. (2.2), (2.8) et (2.9),

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_s + W_w}{V_t} = \frac{W_s [1 + (\frac{W_w}{W_s})]}{V_t} = \frac{W_s(1 + \omega)}{V_t} \quad (2.10)$$

Les ingénieurs des sols se réfèrent parfois au poids volumique apparent défini par Eq. (2.9) comme poids volumique humide.

Souvent, pour résoudre les problèmes de terrassement, il faut connaître le poids par unité de volume de sol, eau non comprise. Ce poids est appelé poids volumique sec, γ_d . Donc,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (2.11)$$

De Eqs. (2.10) et (2.11), la relation entre le poids volumique humide, le poids volumique sec et la teneur en eau peut être donnée comme

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \omega} \quad (2.12)$$

Le poids volumique est exprimé en SI (Système International), l'unité utilisée est le kiloNewton par mètre cube (kN / m^3). Comme le Newton est une unité dérivée, travailler avec des densités de masse (ρ) du sol peut parfois être pratique. L'unité SI de masse volumique est le kilogramme par mètre cube (kg / m^3). Nous pouvons écrire les équations de densité [similaires aux équations. (2.9) et (2.11)] comme

$$\rho_h = \frac{M_t}{V_t} \quad (2.13)$$

et

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad (2.14)$$

où ρ_h = densité humide du sol (kg / m^3)

ρ_d = densité sèche du sol (kg / m^3)

M_t = masse totale de l'échantillon de sol (kg)

M_s = masse de grains solides du sol dans l'échantillon (kg)

L'unité de volume total, V_t , est le m^3 .

Le poids volumique en kN / m^3 peut être obtenu à partir des densités en kg / m^3 comme

$$\gamma_h = g \frac{\rho_h \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}{1000}$$

et

$$\gamma_d = g \frac{\rho_d \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}{1000}$$

où g = accélération due à la gravité = $9,81 \text{ m} / \text{sec}^2$.

Notez que le poids volumique de l'eau (γ_w) est égal à $9,81 \text{ kN} / \text{m}^3$ ou $1000 \text{ kg} / \text{m}^3$.

Certaines valeurs typiques de l'indice de vide, de la teneur en eau et du poids volumique sec à l'état naturel sont données dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 L'indice de vide, teneur en eau et poids unitaire sec pour certains sols typiques à l'état naturel

Type du sol	e	ω naturelle à l'état saturé (%)	γ_d (kN/m^3)
Sable uniforme en vrac	0.8	30	14.5
Sable dense uniforme	0.45	16	18
Sable limoneux à grains anguleux en vrac	0.65	25	16
Sable limoneux dense à grains angulaires	0.4	15	19
Argile rigide	0.6	21	17
Argile molle	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
Lœss	0.9	25	13.5
Argile organique molle	2.5-3.2	90-120	6-8

2.1.2 Relations entre le poids volumique, L'indice des vides, la teneur en eau et la densité des grains solides

Pour obtenir une relation entre le poids volumique (ou la densité), L'indice des vides et la teneur en eau, considérons un volume de sol dans lequel le volume des solides du sol est un, comme le montre la figure 2.2. Si le volume des grains solides du sol est de 1, alors le volume des vides est numériquement égal au rapport des vides (L'indice des vides), e [de l'équation. (2.3)]. Les poids des grains solides du sol et de l'eau peuvent être donnés comme

$$W_s = G_s \cdot \gamma_w$$

$$W_w = \omega W_s = \omega \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

où G_s = la densité des grains solides du sol ;

ω = teneur en eau ;

γ_w = le poids volumique de l'eau.

La densité spécifique du sol (G_s) : Il peut être exprimé comme

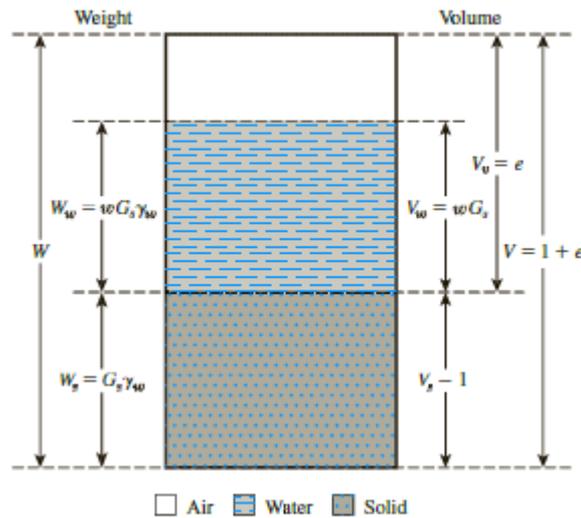


Figure 2.2 Trois phases distinctes d'un élément du sol avec un volume de solides du sol égal à 1

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} \quad (2.15)$$

Maintenant, en utilisant les définitions du poids volumique apparent (humide) et du poids volumique sec [Eqs. (2.9) et (2.11)], on peut écrire

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_s + W_w}{V_t} = \frac{G_s \cdot \gamma_w + \omega \cdot G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + \omega) \cdot G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (2.16)$$

et

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (2.17)$$

$$\text{où } e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (2.18)$$

Comme le poids de l'eau pour l'élément de sol considéré est $\omega \cdot G_s \cdot \gamma_w$, le volume occupé par l'eau est :

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{\omega \cdot G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_w} = \omega \cdot G_s$$

Par conséquent, à partir de la définition du degré de saturation [Eq. (2.5)],

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega \cdot G_s}{e}$$

ou

$$S_r \cdot e = \omega \cdot G_s \quad (2.19)$$

Cette équation est utile pour résoudre des problèmes impliquant des relations en trois phases.

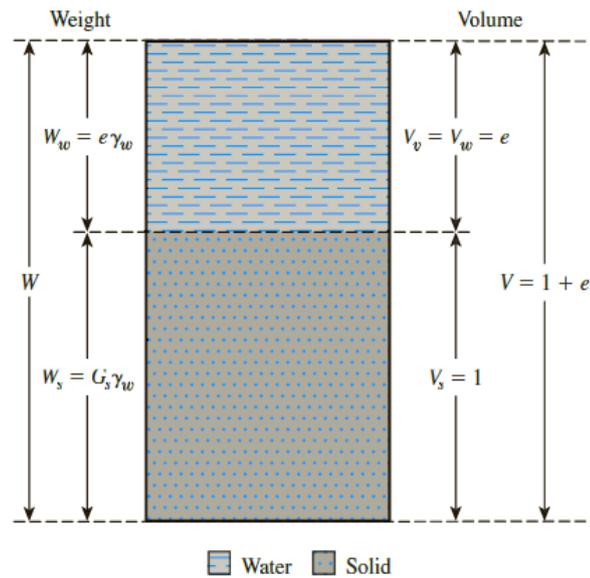


Figure 2.3 Élément de sol saturé avec un volume de solides du sol égal à un

Si l'échantillon de sol est saturé, c'est-à-dire que les espaces vides sont complètement remplis d'eau (Figure 2.3), la relation pour le poids volumique saturé (γ_{sat}) peut être calculée de la même manière:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{Wt}{Vt} = \frac{W_s + W_w}{Vt} = \frac{G_s \cdot \gamma_w + e \cdot \gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e) \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (2.20)$$

Aussi, de Eq. (2.18) avec $S_r = 1$,

$$e = \omega \cdot G_s \quad (2.21)$$

Comme mentionné précédemment, en raison de la commodité de travailler avec des densités dans le système SI, les équations suivantes, similaires aux relations de poids volumiques données dans les équations. (2.16), (2.17) et (2.20) seront utiles:

$$\text{Densité} = \rho_h = \frac{(1 + \omega) \cdot G_s \cdot \rho_w}{1 + e} \quad (2.22)$$

$$\text{Densité sèche } \rho_d = \frac{G_s \cdot \rho_w}{1 + e} \quad (2.23)$$

$$\text{Densité saturé } \rho_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \cdot \rho_w}{1 + e} \quad (2.24)$$

où γ_w densité de l'eau = 1000 kg / m³.

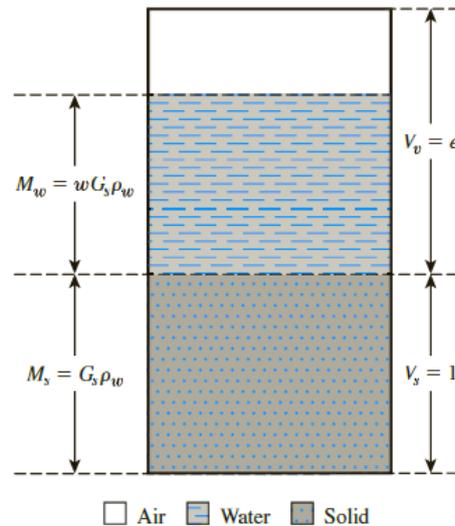


Figure 2.4 Trois phases distinctes d'un élément du sol montrant la relation masse-volume

L'équation (2.22) peut être dérivée en se référant à l'élément de sol représenté sur la figure 2.4, dans lequel le volume de grains solides du sol est égal à 1 et le volume de vides est égal à e . Par conséquent, la masse de solides du sol, M_s , est égale à $G_s \cdot \gamma_w$. La teneur en eau a été définie dans l'Eq. (2.8) comme

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\text{masse de l'eau.g}}{\text{masse de grains solides.g}} = \frac{M_w}{M_s}$$

où M_w = masse de d'eau.

Puisque la masse de sol dans l'élément est égale à $G_s \cdot \rho_w$, la masse d'eau

$$M_w = \omega \cdot M_s = \omega \cdot G_s \cdot \rho_w$$

À partir de l'Eq. (2.13), la densité

$$\rho_h = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot \rho_w + \omega \cdot G_s \cdot \rho_w}{1 + e} = \frac{(1 + \omega) \cdot G_s \cdot \rho_w}{1 + e}$$

Les équations (2.23) et (2.24) peuvent être dérivées de la même manière.

2.1.3 Relations entre le poids volumique, la porosité et la teneur en eau

La relation entre le poids volumique, la porosité et la teneur en eau peut être développée d'une manière similaire à celle présentée dans la section précédente. Prenons un sol dont le volume total est égal à un, comme le montre la figure 2.5. À partir de l'Eq. (2.4),

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

Si V_t est égal à 1, alors V_v est égal à n , donc $V_s = 1 - n$. Le poids des solides du sol (W_s) et le poids de l'eau (W_w) peuvent alors être exprimés comme suit:

$$W_s = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1-n) \quad (2.25)$$

$$W_w = \omega \cdot W_s = \omega \cdot G_s \cdot \gamma_w \cdot (1-n) \quad (2.26)$$

Ainsi, le poids volumique sec est égal à

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1-n)}{1} = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 - n) \quad (2.27)$$

Le poids volumique humide est égal à

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_w}{V_t} = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 - n)(1 + \omega) \quad (2.28)$$

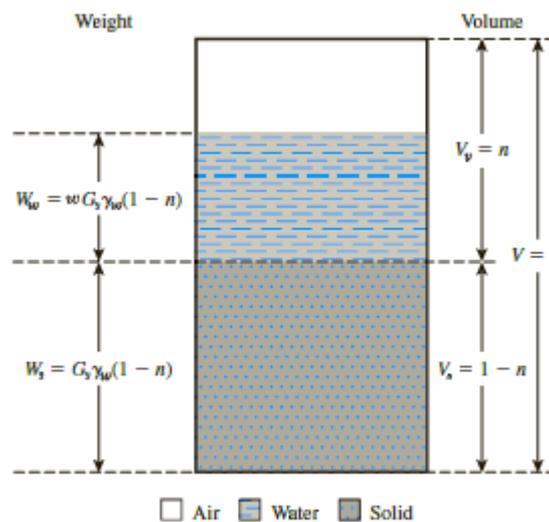


Figure 2.5 Élément de sol avec un volume total égal à un

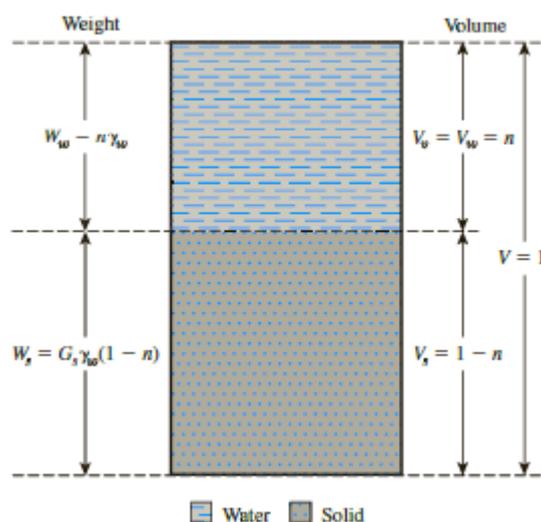


Figure 2.6 Élément de sol saturé avec un volume total égal à 1

La figure 2.6 montre un échantillon de sol qui est saturé et a $V_t = 1$. Selon cette figure,

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + W_w}{V_t} = \frac{(1-n).G_s.\gamma_w + n.\gamma_w}{1} = [(1-n).G_s + n].\gamma_w \quad (2.29)$$

La teneur en eau d'un échantillon du sol saturé peut être exprimée en

$$\omega_{\text{sat}} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n.\gamma_w}{(1-n).G_s.\gamma_w} = \frac{n}{(1-n).G_s} \quad (2.30)$$

2.2 Analyse granulométrique

2.2.1 Introduction

Dans les sols, on rencontre des grains de taille très variable couvrant une échelle étendue allant de quelques dixièmes de micromètre à quelques centimètres, voire décimètres. Plusieurs classifications sont proposées dans la littérature pour caractériser certaines plages de dimensions de grains, notamment celle d'Atterberg et celle du MIT (Tab. 2.2).

Tableau 2.2 Classifications des sols en fonction de la distribution de taille des grains.

Enrochements	> 200 mm	Enrochements	> 63 mm
Cailloux	200 - 20	Pierres	63 - 20
Graviers	20 - 2	Gravier gros	20 - 6
Sable gros	2 - 0,2	Gravier moyen	6-2
Sable fin	0,2 - 0,02	Gravier fin	2 - 0,6
Limon	20 μm - 2 μm	Sable gros	0,6 - 0,2
Argile	2 - 0,2	Sable moyen	0,2 - 0,06
Ultrargile	< 0,2	Sable fin	60 μm - 20 μm
		Limon grossier	20 - 6
		Limon moyen	6-2
	Atterberg		MIT

La classification de l'agronome suédois Atterberg suit une progression géométrique de raison 1/10. La classification proposée par le MIT (Massachusetts Institute of Technology) permet d'affiner la classification pour les grains de petits diamètres et suit une progression géométrique de $10\sqrt{10}$ (série de Renard).

2.2.2 Granularité

La granularité est la distribution dimensionnelle des particules solides d'un sol. Elle a une grande influence sur les propriétés du sol. Elle conditionne notamment la compacité du sol, la perméabilité . . . De plus, d'un point de vue mécanique, les particules ne jouent pas toutes le même rôle.

Les grains de taille typiquement supérieure à 50-100 μm sont en interaction mécanique de type contact de Hertz. En revanche, les forces de surface sont prépondérantes dans les grains

de très petites tailles par rapport au contact de Hertz, et de ce fait, le comportement macroscopique en est fortement influencé.

Pour se fixer les idées, on a reporté dans le tableau 2.3 quelques valeurs de grandeurs caractéristiques de grains supposés sphériques et notamment leur surface spécifique qui est le rapport de la surface totale des grains par unité de masse de grains .

Tableau 2.3 Dimension de grains, masse et surface spécifique (hyp. : grains sphériques).

Type de sol	ϕ grain (mm)	Masse (g)	Nb.grains/g	Sp.(mm ² /g)
Cailloux Sable	75	590	1.7	30
Sable courant	1	0.0014	720	2300
Sable fin	0.1	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$7,2 \cdot 10^5$	23000
Limon moyen	0.01	$1,4 \cdot 10^{-9}$	$7,2 \cdot 10^8$	$23 \cdot 10^5$
Argile (Dmin)	0.001	$1,4 \cdot 10^{-12}$	$7,2 \cdot 10^{11}$	$2,3 \cdot 10^6$

Dans la pratique, comme les grains fins ont une forme plutôt allongée ou aplatie (cas notamment des argiles), leur surface spécifique Sp est plus élevée que celle indiquée dans le tableau 2.3.

La répartition granululaire est caractérisée par une analyse granulométrique (ou granulométrie), soit par tamisage pour les grains de diamètre supérieur à 80 μm (figure 2.7), soit par sédimentométrie pour des particules de diamètre inférieur à 80 μm .

Pour tamiser le sol, on utilise des tamis. On procède au tamisage à sec ou sous l'eau. Le tamisage à sec n'est précis que pour des matériaux dénués de cohésion comme les sables et les graviers. Le tamisage sous l'eau est utilisé pour les limons et les argiles. Les refus sont séchés avant la pesée.



Figure 2.7 : Un jeu de tamis pour un test en laboratoire

La figure 2.8 montre une courbe granulométrique d'une grave argileuse.

Elle donne pour chaque diamètre D la masse des particules de cette taille ou de taille inférieure. Cette masse est indiquée en pourcentage du poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. L'ordonnée y représente donc des tamisats cumulés. La courbe est dressée en coordonnées semi-logarithmiques afin de permettre une représentation précise sur toute l'étendue .

Pour caractériser la courbe granulométrique, on introduit généralement deux coefficients :

Le facteur d'uniformité granulométrique C_u appelé aussi le coefficient de Hazen qui traduit le fait que la courbe est plus ou moins étalée

:

$$C_u = D_{60} / D_{10} \quad (2.31)$$

Le facteur de courbure granulométrique C_c :

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} \cdot D_{10}) \quad (2.32)$$

Pour obtenir un sol à moindre porosité, on cherche à optimiser la courbe granulométrique. De nombreux auteurs ont travaillé sur ce sujet. Talbot propose de caractériser la courbe optimale par l'équation suivante $y = (D / D_{100})^n$.

(2.33)

avec n compris entre 0,1 et 0,5.

- Pour $C_u > 2$, la granulométrie est dite étalée ;
- Pour $C_u < 2$, la granulométrie est dite uniforme ou serrée.
- Plus la granulométrie est serrée, plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée.

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

Si C_c entre [1-3] on dit sol bien gradué, constitué plusieurs types des particules des différentes dimensions a des proportions plus au moins égales.

. si $C_u > 4$ c'est un gravier bien gradué

. si $C_u > 6$ il s'agit d'un sable bien gradué

. si $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ il s'agit d'un sol mal gradué composé des éléments de plusieurs tailles.

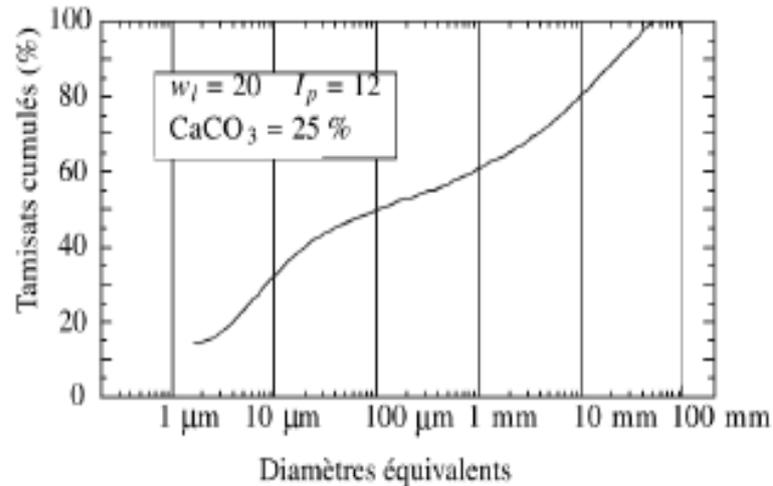
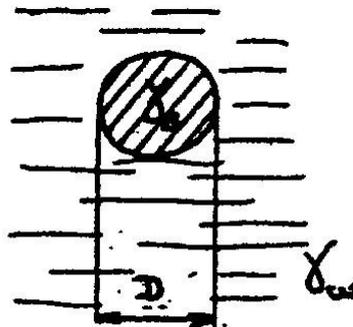


Figure 2.8 Courbe granulométrique d'une grave argileuse.

2.2.3 Sédimentométrie

Lorsque la dimension des particules est inférieure à 80 μm , le tamisage n'est plus possible. On a alors recours à la sédimentométrie. Cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de chute d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule (figure 2.9).



Loi de Stokes

Figure 2.9 : principe de la sédimentométrie

$$\text{Cette relation s'écrit : } V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} \cdot D^2 \quad (2.34)$$

avec : v : vitesse de décantation

D : diamètre de la particule

γ_w : poids volumique du liquide utilisé

γ_s : poids volumique des particules

η : viscosité dynamique du liquide

Dans la pratique, on opère sur une suspension de faible concentration (environ 20 g/l) et sur des grains de diamètres compris entre 1 et 100 μm . On mesure, à l'aide d'un densimètre, à différents instants et côtes la densité d'une suspension de sol initialement homogène.

2.3 Consistance des sols fins (Limites d'Atterberg)

2.3.1 Comportement des sols fins en présence d'eau

2.3.1.1 Différents états de l'eau dans le sol

L'eau est présentée dans les sols sous différentes formes (Fig. 2.10) :

- **Eau de constitution.** Cette eau fait partie du réseau cristallin ; elle est difficilement déplaçable .
- **Eau liée (adsorbée).** Cette eau possède des propriétés différentes de celles de l'eau libre et interagit avec les grains fins. Elle est maintenue à la surface de ces grains par des forces d'attraction moléculaires et peut contenir de nombreux ions. Les molécules d'eau sont orientées perpendiculairement à la surface des grains. L'épaisseur de cette couche d'eau adsorbée - épaisseur moyenne de l'ordre de 5 nm - varie avec la nature du minéral, la surface spécifique et la courbure des grains. L'eau liée peut être décomposée en eau hygroscopique (couches de molécules d'eau les plus proches de la particule solide (extrait par dessiccation ou par vide poussé) et en eau pelliculaire (eau pouvant être déplacée par le jeu des forces moléculaires et extraite par centrifugation). On peut retenir que la viscosité et la température d'évaporation de cette eau sont plus élevées que celles de l'eau libre .
- **Eau capillaire.** Cette eau est retenue dans les pores du sol par les forces de capillarité dues à la tension superficielle qui se développent à l'interface eau-air.
- **Eau libre.** Cette eau remplit l'espace libre des pores et des interstices. Elle s'écoule dans le sol et obéit aux lois classiques de l'hydraulique.

L'eau joue un rôle fondamental sur les propriétés du sol et plus particulièrement sur celles des sols fins. Selon la teneur en eau, les particules peuvent être liées par des forces de surface plus ou moins importantes qui modifient profondément la rhéologie du matériau comme nous le verrons plus loin.

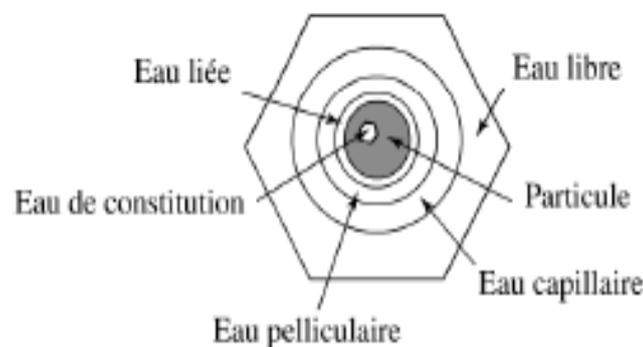


Figure 2.10 Différents types d'eau dans les sols fins.

Le comportement des sols fins dépend également de manière très sensible du degré de saturation en eau. Sur la figure 2.11, on a schématisé la microstructure d'un sol non saturé. L'eau adsorbée à la surface des grains forme des ménisques qui maintiennent les grains ensemble par des forces de surface. La présence d'air rend le matériau compressible, même

sous un chargement instantané, car la phase gazeuse est très compressible. En revanche, lorsque le sol est saturé, la compressibilité du sol dépend de la facilité qu'a l'eau à s' évacuer à travers le solide .

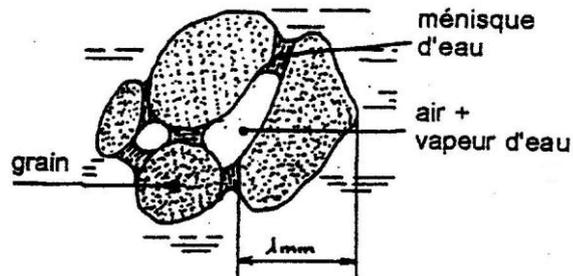


Figure 2.11 Présence de ménisques d'eau dans la microstructure d'un sol fin non saturé.

2.3.1.2 Grandeurs caractéristiques

Les essais permettant de définir les limites d' Atterberg constituent un bon moyen de caractériser l'influence de l'eau dans le sol sur son comportement mécanique. On définit en général :

La limite de liquidité ω_L : Elle correspond à la teneur en eau permettant un éloignement des particules suffisant pour annuler pratiquement les forces inter-particulaires. Elle caractérise donc la transition entre l'état plastique et l'état liquide. D'un point de vue pratique, on l'obtient en suivant la fermeture d'une saignée dans le sol contenu dans une coupelle qui est soumise à des chocs répétés. La limite est atteinte lorsque les lèvres de la saignée se rejoignent sur plus de 1 cm après 25 coups .

La limite de plasticité ω_p : Elle correspond à la teneur en eau maximale pour permettre une certaine liberté de déplacement relatif des particules, mais trop faible pour les éloigner au point de réduire fortement les forces de liaison. Elle caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique. Pratiquement, c'est la limite en dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner des boudins de 3 mm de diamètre .

La limite de retrait ω_s : Elle correspond à la teneur en eau atteinte lors du séchage d'un échantillon quand l'épaisseur de la pellicule d'eau est telle que les grains solides et l'eau liée sont arrivés en contact, ce qui interdit toute contraction ultérieure.

A titre indicatif, on donne dans le tableau 2.4 quelques valeurs de limites pour des sols fins.

Tableau 2.4 : Exemples de Limites d'Atterberg et de retrait pour des sols.

Nature du sol	ω_L	ω_p	ω_s
Limon sableux	21	16	14
Limon argileux peu plastique	40	25	18
Argile plastique	83	36	13
Bentonite	710	54	-

L'indice de plasticité I_p : Cet indice mesure l'intervalle des teneurs en eau à l'intérieur duquel le matériau est apte à se modeler (Tab. 2.5).

$$I_p = \omega_L - \omega_p \quad (2.35)$$

Tableau 2.5 : Indice de plasticité des argiles et des limons.

Degré de plasticité	Indice de plasticité
Non plastique	0-5
Peu plastique	5 - 15
Plastique	15 - 40
Très plastique	> 40

Les sables argileux ont en général un faible I_p ($I_p < 15$). Les valeurs moyennes courantes correspondent aux milieux argileux ($20 \leq I_p \leq 60$). Les fortes valeurs de I_p caractérisent les argiles gonflantes du type montmorillonite ($I_p > 75$).

- Les indices de consistance I_c et de liquidité I_L permettent de situer le sol de teneur en eau naturelle à l'intérieur de son domaine de plasticité:

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega}{I_p} \quad (2.36)$$

$$\text{et } I_L = 1 - I_c = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} \quad (2.37)$$

Les limites d' Atterberg sont réalisées sur la fraction granulométrique du sol de diamètre $< 0,4$ mm. Skempton a montré que l'indice de plasticité d'un sol dépendait de la fraction d'argile (pourcentage de particules de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$ noté f_a) et que le rapport I_p était pratiquement proportionnel à f_a quelque soit la fraction d'argile présente dans le sol, pour un type de sol donné. Ceci a conduit à définir la notion d'activité colloïdale du sol A_c qui est donnée par l'expression :

$$A_c = \frac{I_p}{f_a} \quad (2.38)$$

On peut alors proposer une classification des sols en quatre groupes donnés dans le tableau 2.6 :

Tableau 2.6 Caractérisation de l'activité d'une argile dans un sol.

Catégorie	Activité colloïdale A_c
Argile inactive	$< 0,75$
Argile normale	$0,75 - 1,25$
Argile active	$1,25 - 2$
Argile très active	> 2

À titre d'exemple, on donne ci-dessous quelques valeurs caractéristiques de sol (Tab. 2.7).

Tableau 2.7 : Quelques valeurs caractéristiques pour des sols.

Minéral	ω_L	I_p	A_c
Kaolinite	40-60	10 - 25	0,4
Illite	80 - 120	50-70	0,9
Sodium montmorillonite	700	650	7
Autres montmorillonites	300 - 650	200 - 550	1,5
Sol granulaire	< 20	0	0

2.3.1.3 Détermination de limites d'atterberg au laboratoire

2.3.1.3.1 Détermination de la limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité ω_p , on roule l'échantillon en forme de boudin que l'on amincit progressivement. La limite de plasticité ω_p est la teneur en eau ω (exprimée en %) du boudin qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des petits boudins de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire des boudins plus fins (figure 2.12).

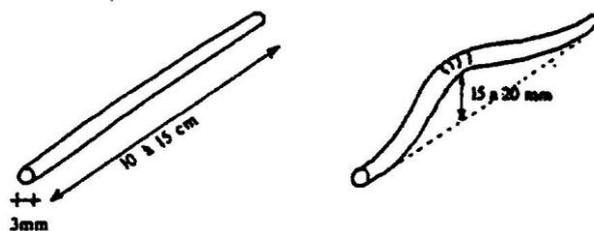


Figure 2.12 : Représentation schématisée du boudin

2.3.1.3.2 Détermination de la limite de liquidité

Pour déterminer la limite de liquidité ω_L , on met l'échantillon dans une coupelle. On trace une rainure au moyen de l'outil à rainurer. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs pour fermer la rainure sur 1 cm et on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition, la limite de liquidité ω_L est la teneur en eau ω (exprimée en %) qui correspond à une fermeture en 25 chocs. Pour la déterminer, on fait différentes mesures qui correspondent à des teneurs en eau différentes (figure 2.13).

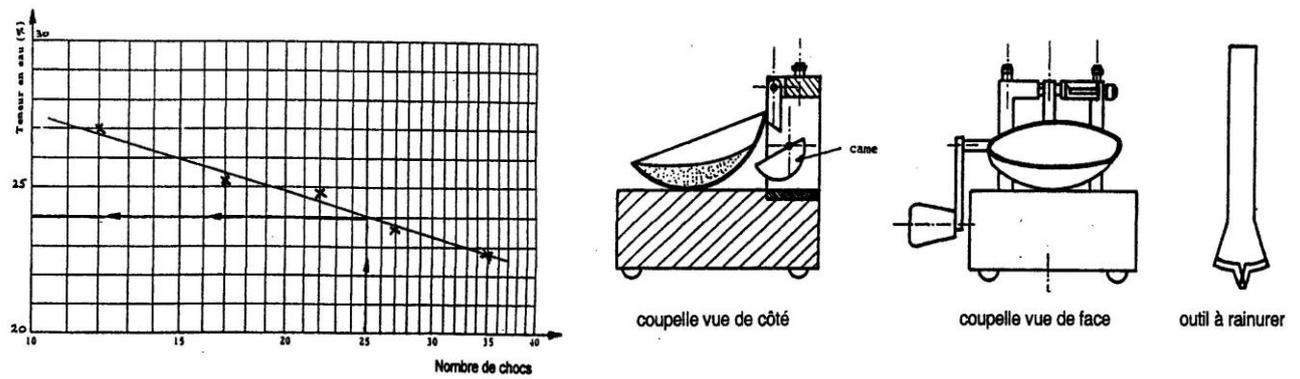


Figure 2.13 : équipements et méthodologie de la détermination de limite de liquidité.

Pour le même intervalle des valeurs de N , la formule approchée donne la valeur de ω_L :

$$\omega_L = \omega \cdot \left\{ \frac{N}{25} \right\}^{0.121} \quad (2.39)$$

2.4 Autres caractéristiques des sols grenus

2.4.1 Densité relative

Le sol granulaire (pulvérulent), le sable en particulier, est souvent décrit comme meuble ou dense. La densité relative, également appelée «indice de densité» (densité relative), compare l'indice des vides du sable, dans son état naturel, avec ceux dans ses états les plus lâches et les plus denses (tableau 2.8). Il est formulé comme:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 0 < I_D < 1 \quad (2.40)$$

e_{\max} : indice des vides du sol à l'état le plus lâche (fragile)

e_{\min} : indice des vides du sol à l'état le plus dense

e : indice des vides du sol à l'état naturel en place.

La densité relative peut être exprimée également en termes poids volumique sec

$$I_d = \frac{\gamma_d - \gamma_d^{\min}}{\gamma_d^{\max} - \gamma_d^{\min}} \frac{\gamma_d^{\max}}{\gamma_d} \quad (2.41)$$

γ_d^{\max} : le poids volumique sec à l'état la plus dense \longrightarrow correspond à e_{\min}

γ_d^{\min} : le poids volumique sec à l'état la plus lâche \longrightarrow correspond à e_{\max}

L'état le plus lâche d'un sable sera caractérisé par : $I_D \rightarrow 0$;

L'état le plus compact, donc le plus résistant par $I_D \rightarrow 1$.

Un sable lâche aura tendance à se "tasser" et à se cisailer plus facilement que le même matériau dans un état plus compact.

Tableau 2.8 : Différents états de densités du sol

Degré de compactage	Densité relative D_r (I_D) %
Sol très lâche	0 - 15
Sol lâche	15 - 35
Sol moyen	35 - 65
Sol dense	65 - 85
Sol très dense	85 - 100

2.4.2. Essai d'Equivalent de sable

Cet essai est important dans le cas des sols grenus, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols.

L'essai d'équivalent de sable est un essai très simple permettant d'évaluer la proportion relative d'éléments fins et d'éléments grenus (figure 2.14). Il se pratique sur les éléments de taille inférieure à 5 mm. Un échantillon de 120 g de matériau sec (< 5 mm) est placé dans une éprouvette contenant de l'eau et un défloculant. L'ensemble est mélangé, puis laissé au repos (temps et quantité à préciser). On observe à la base de l'éprouvette un dépôt solide, un flocculat de sol fin, puis un surnageant relativement clair.

L'équivalent de sable E.S. s'exprime en pourcentage :

$$E.S. = \frac{h_1}{h_1 + h_2} * 100 \quad (2.42)$$

L'essai est interprété de la manière suivante :

- E.S. = 0 argile pure
- E.S. = 20 sol plastique
- E.S. = 40 sol non plastique
- E.S. = 100 sable pur et propre

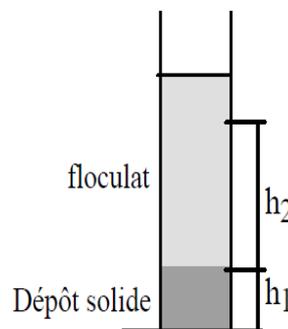


Figure 2.14 : Essai d'équivalent de sable

2.5 Classification des sols

2.5.1 Introduction

Les sols sont tous différents, selon leurs origines, leurs compositions, leurs emplacements, leurs histoires géologiques et de nombreux autres facteurs. Deux sols peuvent être très différents, même s'ils ont été obtenus à partir de trous de forage à proximité sur le même chantier de construction. Ainsi, les tests in situ et en laboratoire sur des échantillons de sol sont d'une importance cruciale pour obtenir leurs caractéristiques techniques. Cependant, il est plus pratique pour les ingénieurs lorsque les sols sont classés en plusieurs groupes avec des comportements d'ingénierie similaires.

Les ingénieurs peuvent comprendre les caractéristiques techniques approximatives de ces sols groupés sans essais réels en laboratoire ou sur le terrain. Ce processus s'appelle la classification des sols et aide les ingénieurs dans la phase de conception préliminaire des problèmes d'ingénierie géotechnique.

La plupart des normes de classification des sols utilisent des indices de sol tels que les limites d'Atterberg (limite de liquide, limite de plastique), des informations sur la granulométrie du sol (D10, D30, D60, Cu, Cc), etc. Dans la pratique actuelle du génie géotechnique, plusieurs normes sont largement utilisées autour du monde: par exemple le système unifié de classification des sols (USCS) et de l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

2.5.2 Classification LCPC des sols

Cette classification dérive de la classification américaine (USCS) et a été adaptée aux normes françaises. Elle prend en compte les données de la granulométrie et celles de la plasticité. Une séparation est faite entre les sols grenus et les sols fins. On présente de manière synthétique ces classifications dans les figures 2.15, 2.16 et 2.17.

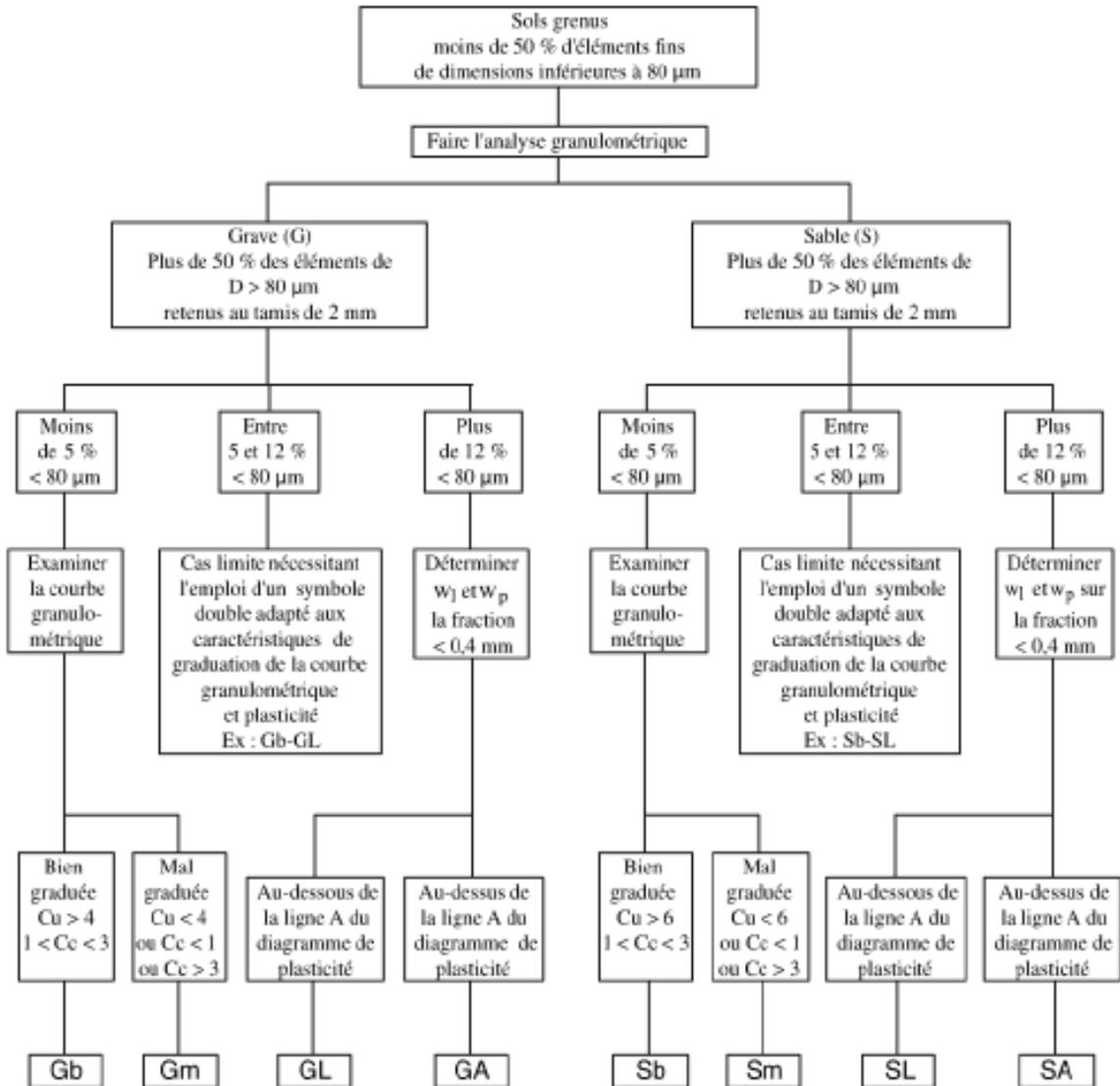


Figure 2.15 : Classification des sols grenus.

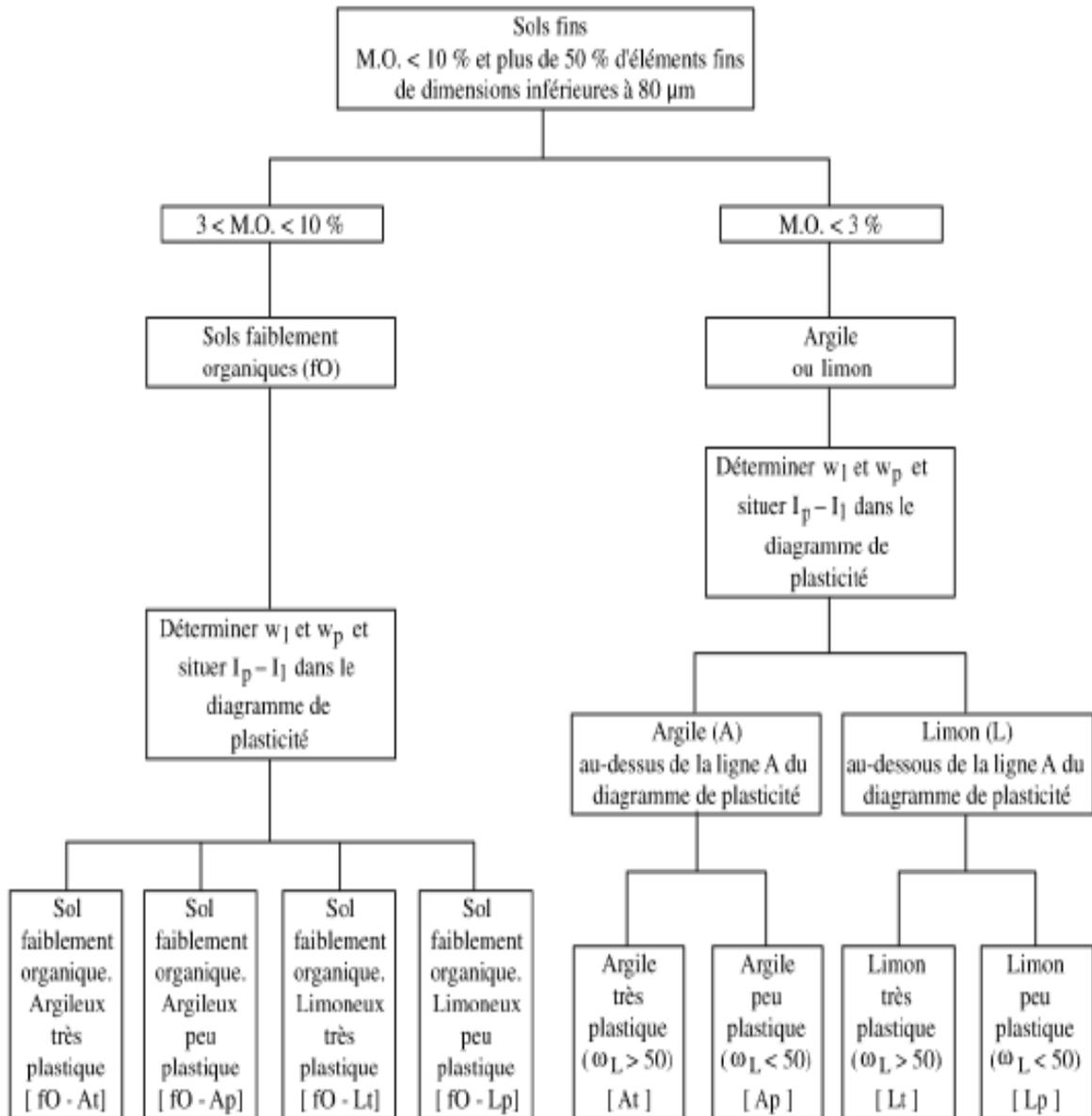


Figure 2.16 : Classification des sols fins.

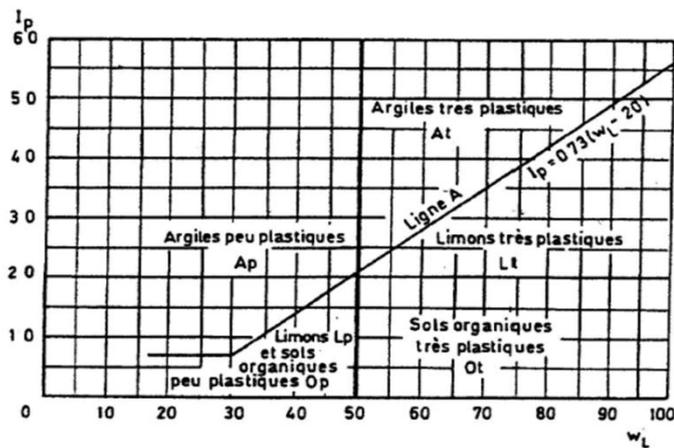


Figure 2.17 : Abaque de plasticité de Casagrande

Chapitre 3 : Compactage des sols

3.1 Introduction

La capacité de support du sol (capacité portante), le tassement, la résistance au cisaillement, etc. dépendent tous de la qualité du compactage du sol. Le compactage augmente la résistance du sol et diminue la compressibilité et la perméabilité. Il peut également contrôler les caractéristiques de gonflement et le retrait et la sensibilité au gel.

Le compactage est un processus physique visant à réduire les vides du sol par chargement statique ou dynamique. Par exemple, les sols granulaires sont facilement compactés par vibration, tandis que les sols cohésifs saturés ne peuvent pas être bien compactés par des charges dynamiques en raison de la résistance visqueuse de la pression interstitielle de l'eau aux charges transitoires.

Les caractéristiques de compactage sont d'abord discutées sur la base du test de compactage en laboratoire. Ensuite, les spécifications, les techniques de compactage, et les méthodes d'inspection sur le terrain sont abordées ultérieurement.

3.2 Courbe de compactage

Après l'exécution de l'essai, un ensemble de poids volumique humide (γ_h) et la teneur en eau (w) sont mesurés. L'efficacité du compactage, cependant, est comparée en termes d'augmentation du poids volumique sec (γ_d) de l'échantillon, au lieu du poids volumique humide (γ_h). L'équation (2.12) du chapitre 2 (réapparaissant comme l'équation 3.1 dans ce chapitre) est utilisée pour expliquer ceci:

$$\gamma_h = (1+\omega)\frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = (1 + \omega) \cdot \gamma_d \quad \text{et} \quad \gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = \frac{\gamma_h}{1+\omega} \quad (3.1)$$

Comme on le voit dans le premier terme de l'expression γ_h , l'augmentation de ω augmente γ_h pour une même valeur de pourcentage des vides e , qui est un facteur mesurant l'efficacité du compactage. Ainsi, γ_h ne peut pas être utilisé pour évaluer l'efficacité du compactage. L'expression γ_d dans l'équation (3.1) montre une relation directe entre « e » et « γ_d ». Par conséquent, $\gamma_d = \gamma_h / (1 + \omega)$ dans l'équation (3.1) est utilisé dans l'analyse de compactage. Notez que le γ_d obtenu est pour un échantillon mathématiquement desséché (le poids de l'eau a été éliminé dans son diagramme triphasé en gardant le même volume pour le vide) sans aucun retrait, qui se produit dans le processus de séchage physique.

En conséquence, les relations γ_d et ω sont tracées. Tableau (3.1) montre un exemple de calcul de données de test, et les résultats sont représentés sur la figure 3.1.

Tableau 3.1 : Exemple de calcul de compactage

A	B	C
Teneur en eau (%)	Poids volumique humide (kN/m ³)	Poids volumique sec (kN/m ³)
2.3	15.80	15.45
4.5	17.27	16.53
6.7	19.13	17.93
8.5	20.41	18.81
10.8	21.41	19.32
13.1	21.73	19.22
15	21.48	18.68
$C_i = B(i) / (1 + A(i)/100)$		

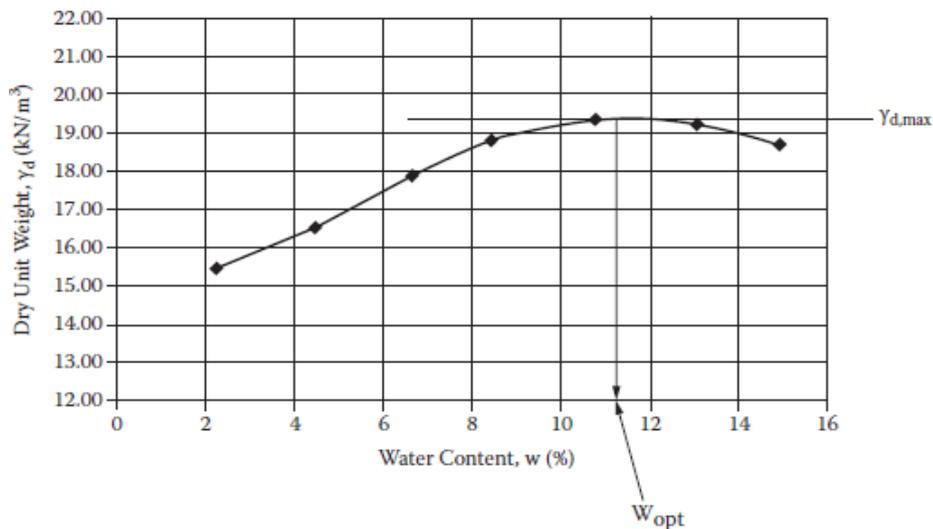


Figure 3.1 : Exemple d'une courbe de compactage.

Sur la figure 3.1, γ_d augmente avec l'augmentation de ω au début, atteint la valeur de crête ($\gamma_{d, \max} = 19,3 \text{ kN} / \text{m}^3$) à $\omega \approx 11,3\%$, puis diminue par la suite. Le pic γ_d est défini comme le poids volumique sec maximum, $\gamma_{d, \max}$, et la teneur en eau correspondante est appelée teneur en eau optimale, ω_{opt} . Au début, l'ajout d'eau fonctionne comme un lubrifiant entre les particules pour réduire les vides puis pour augmenter le poids volumique sec. Cependant, lorsque les vides sont fortement saturés en eau, l'eau commence à agir contre l'énergie de compactage et ne fonctionne plus pour augmenter le poids volumique sec du sol, mais plutôt de le diminuer avec une teneur en eau accrue due à une énergie de compactage réelle réduite au squelette du sol. Ainsi, il existe une quantité optimale d'eau pour transmettre le plus d'énergie de compactage aux structures de grains du sol.

Au cours des expériences de compactage, la teneur en eau optimale peut être ressentie en poussant la surface du sol compacté avec un pouce. Tant que la teneur en eau optimale n'est pas atteinte, la surface est difficile à pousser. Une fois que le niveau optimal est passé, la surface devient molle et spongieuse.

3.3 Courbe de saturation (zéro vide d'air)

À partir de l'équation (3.1) et en utilisant la relation $S_r \cdot e = G_s \cdot \omega$, γ_d peut être réécrit comme

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \frac{G_s \cdot \omega}{S_r}} \quad (3.2)$$

L'équation (3.2) montre une relation unique entre γ_d et ω pour une valeur de S_r (degré de saturation) fixe et pour une valeur de G_s donnée. La figure 3.2 représente un groupe de courbes de l'équation (3.2) pour différentes valeurs de S_r (40%, 60%, 80% et 100%) avec $G_s = 2,7$.

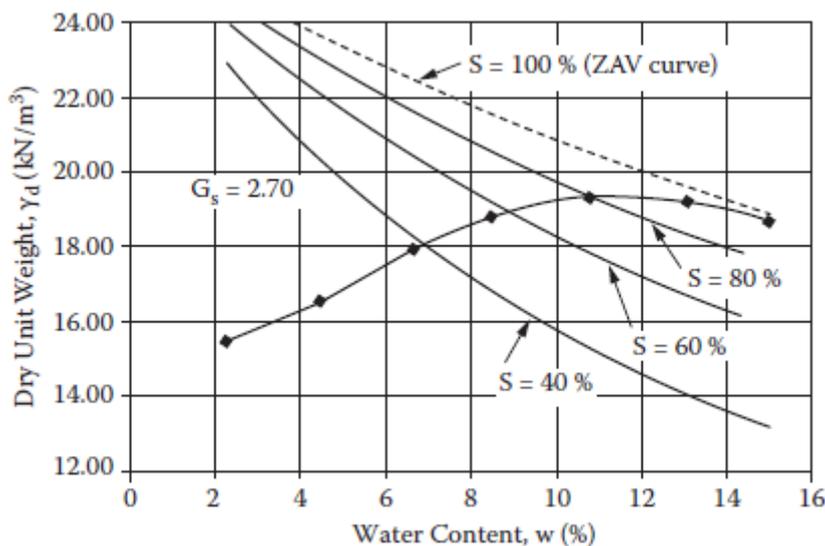


Figure 3.2 Courbe de compactage avec différentes valeurs de S_r (degré de saturation).

On voit que lorsque ω augmente, S_r augmente. À $\gamma_{d, \max}$, S_r atteint plus de 90%, et S_r s'approche de près de 100% (saturation complète) lorsque la teneur en eau dépasse w_{opt} . La courbe $S_r = 100\%$ est appelée courbe de vide d'air nul (ZAV) et les courbes de compactage se rapprochent de la courbe ZAV à haute teneur en eau, comme on le voit. Par conséquent, cette courbe est souvent utilisée comme ligne directrice pour construire une courbe de compactage appropriée pour une zone à haute teneur en eau.

3.4 Essai de compactage en laboratoire

Au laboratoire, des échantillons avec des teneurs en eau différentes sont compactés avec le même niveau d'énergie de compactage. Les teneurs en eau par rapport aux densités sèches du sol compacté sont ensuite tracées pour déterminer l'effort de compactage optimal. Au début des années 1930, Proctor (1933) a développé une procédure de compactage standard lors des projets de construction de barrages en terre. Cette méthode s'appelle la méthode Proctor, et sa version originale et certaines versions modifiées sont actuellement utilisées dans ASTM (D 698 et D 1557) et AASHTO (T 99 et T 180).

3.4.1 Procédure d'essai Proctor standard

La méthode Proctor standard suit les étapes suivantes:

1. Mélangez soigneusement le sol sec avec de l'eau pour préparer un échantillon uniforme avec la teneur en eau prévue.
2. Versez l'échantillon en vrac à un peu plus d'un tiers de profondeur dans un moule de taille standard de 101,6 mm de diamètre et 116,43 mm de hauteur sans collier d'extension, avec 944 cm³ comme le montre la figure 3.3 (a).
3. Compacter l'échantillon par 25 coups d'une pilonneuse chutés librement ($W = 24,5 \text{ N}$ (2,5 kilogrammes force [kgf]) à partir de 304,8 mm de hauteur, comme illustré à la figure 3.3 (b). Le moule doit être placé sur un sol dur pour éviter une éventuelle perte d'énergie de compactage.
4. Répétez les étapes 1 à 3 pour les deuxième et troisième couches afin de remplir le moule avec du sol légèrement au-dessus du niveau supérieur du moule. Pour le compactage de la troisième couche, un collier d'extension (la hausse) est fixé.
5. Retirez la hausse et coupez la surface de l'échantillon par un bord droit pour obtenir exactement 944 cm³ de volume de l'échantillon.
6. Pesez le moule entier contenant de la terre pour obtenir le poids humide de l'échantillon.
7. Extrudez l'échantillon du moule et obtenez un échantillon de sol représentatif dans un récipient pour la détermination de la teneur en eau.
8. Répétez les étapes 1 à 7 pour plusieurs teneurs en eau différentes. En général, les sols de l'expérience précédente pourraient être réutilisés pour le test suivant en les décomposant en particules et en les remélangeant avec de l'eau supplémentaire.

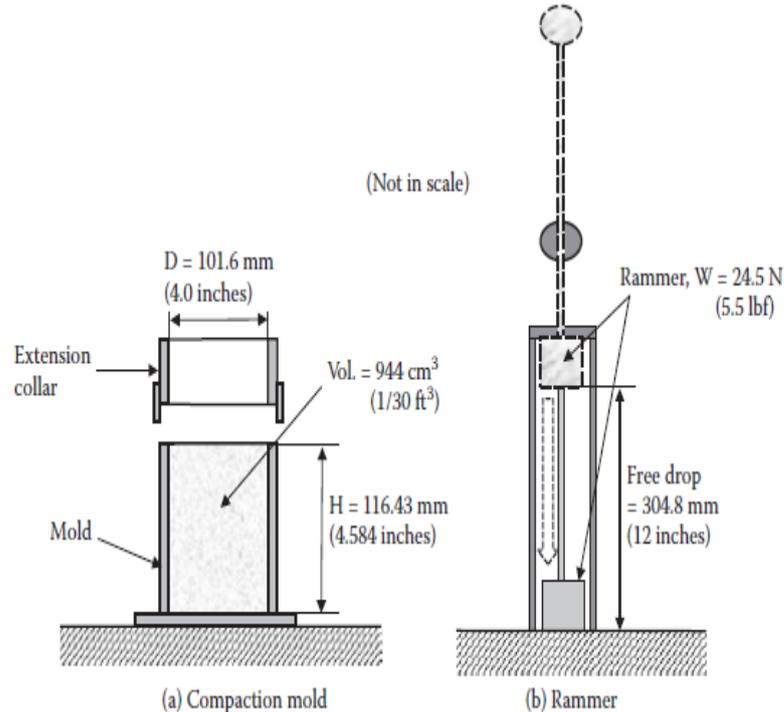


Figure 3.3 Dispositif de compactage Proctor standard.

3.4.2 Énergie de compactage

Le test Proctor est un test standard avec une énergie de compactage de

$$\begin{aligned}
 E &= \Sigma [W (\text{poids de la dame}) \times h (\text{hauteur de chute}) / \text{volume de l'échantillon}] \quad (3.3) \\
 &= 24,5 \text{ N} \times 0,3048 \text{ m} \times 3 (\text{couches}) \times 25 (\text{coups}) / 944 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \\
 &= 594 \text{ kN.m/m}^3 \rightarrow 600 \text{ kN.m/m}^3
 \end{aligned}$$

Plusieurs autres versions modifiées de l'énergie de compactage sont obtenues en modifiant la taille du moule, le poids de la dame, la hauteur de chute, le nombre de coups et le nombre de couches. Le tableau 3.2 résume certaines de ces versions modifiées.

Lorsque l'énergie de compactage est augmentée, $\gamma_{d, \max}$ augmente. Puisque la courbe de saturation (ZAV) confine la limite supérieure de la courbe de compactage, le ω_{opt} correspondant diminue légèrement comme le montre un exemple de la figure 3.4. Cette observation suggère que, lorsqu'un poids volumique sec plus élevé est requis sur le terrain, l'énergie de compactage du terrain doit être augmentée et, en même temps, la teneur en eau doit être ajustée pour avoir une valeur légèrement inférieure afin d'obtenir l'effet maximal de l'énergie de compactage accrue.

Tableau 3.2 : Diverses énergies de compactage dans les tests de laboratoire

Essais	Taille du moule (D × H) (mm)	Volume du moule (cm ³)	Poids de la dame (N)	Hauteur de chute (m)	Nombre de coups par couche	Nombre de couche	Energie de compactage (KN.m/m ³)
- Proctor standard	101.6 × 116.4	944	24.5	0.3048	25	3	593 ≈ 600
-ASTM.D698. Méthode C	152.4 × 116.4	2124	24.5	0.3048	56	3	593 ≈ 600
- ASTM.D1557. AASHTO.T180 Méthode A	101.6 × 116.4	944	44.5	0.4572	25	5	2694 ≈ 2700
- ASTM, D1557, Method C, et AASHTO, T180, Method D	152.4 × 116.4	2124	44.5	0.4572	56	5	2682 ≈ 2700

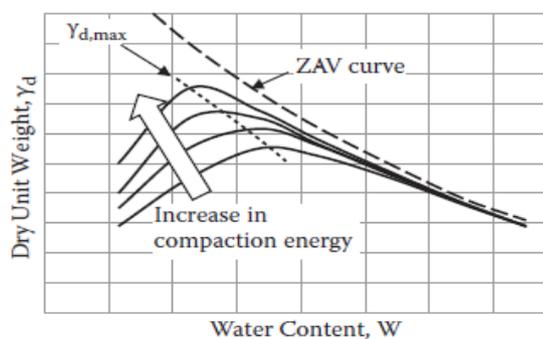


Figure 3.4 Courbes de compactage avec différentes énergies de compactage.

3.5 Spécification du compactage sur le terrain

Après avoir obtenu la courbe de compactage pour un sol donné à partir d'essais en laboratoire, la spécification du compactage sur le terrain est faite. le degré de compacité (D_C) est défini comme :

$$D_C = \frac{\gamma_{d \text{ chantier}}}{\gamma_{d \text{ opt proctor}}} \quad (3.4)$$

où $\gamma_{d, \text{chantier}}$ est le poids volumique sec spécifié, qui doit être obtenu sur le terrain, et $\gamma_{d \text{ opt proctor}}$ est le poids volumique sec maximal obtenu à partir de l'essai de compactage en laboratoire.

$\gamma_{d \text{ opt proctor}}$ varie en fonction du niveau d'énergie de compactage ou de la méthode d'essai telle que Proctor standard, etc.,

il est à noter que D_C pourrait être supérieure à 100% si l'énergie de compactage dans le laboratoire était faible. Cela implique que si un D_C a une valeur ($> 100\%$) est requise sur le terrain, une énergie de compactage sur chantier plus élevée que le niveau d'énergie du laboratoire est nécessaire pour atteindre l'exigence spécifiée.

3.6 Méthodes de compactage sur le terrain

3.6.1 Équipement de compactage

Une fois la spécification de compactage donnée sur le site, les entrepreneurs sont tenus d'atteindre le poids volumique sec spécifié au minimum sur le terrain avec un équipement approprié. Pour les petits travaux tels que le remblai de petites tranchées excavées, des brouettes vibrantes manuelles (figure 3.5a) peuvent être utilisées. Pour les chantiers plus grands, plusieurs types différents de rouleaux de compactage robustes sont disponibles. L'équipement de compactage couramment utilisé est le suivant:

Les rouleaux pneumatiques en caoutchouc (Figure 3.5b) peuvent être utilisés pour les sols sableux et argileux. Les sols sont compactés à la fois par la pression des pneus et par l'action de pétrissage.

Les rouleaux à pieds de mouton (figure 3.5 c) ont des surfaces de roues uniques qui peuvent efficacement compacter les sols argileux et la partie la plus profonde des sols lors des passages précédents.

Les rouleaux à roue lisse (tambour) (figure 3.5d) sont principalement utilisés pour les sols sableux et argileux pour le processus de finition et de lissage. La pression de compactage n'est pas aussi élevée que dans les deux premiers rouleaux, et par conséquent elle n'est pas utilisée pour compacter des couches plus épaisses.

Les roues vibrantes font généralement partie de tous les rouleaux précédents; ils sont particulièrement efficaces pour le compactage des sols granulaires.

Il existe plusieurs paramètres clés qui influent sur le compactage du terrain en plus du niveau d'énergie de compactage et du contrôle de la teneur en eau au plus près de sa teneur optimale en eau. Ils sont les suivants:

Nombre de passes: Dans la pratique générale de la construction, plusieurs passes ou plus de rouleaux sont nécessaires pour obtenir un poids volumique sec spécifié. Plus il y a de passes appliquées, plus le poids volumique sec est élevé. Graphiques de la figure 3.6



(a) Tampon vibrant manuel



(b) Rouleau pneumatique en caoutchouc



(c) Rouleau en pied de mouton



(d) Rouleau à tambour lisse

Figure 3.5 : Équipements de compactage sur le terrain

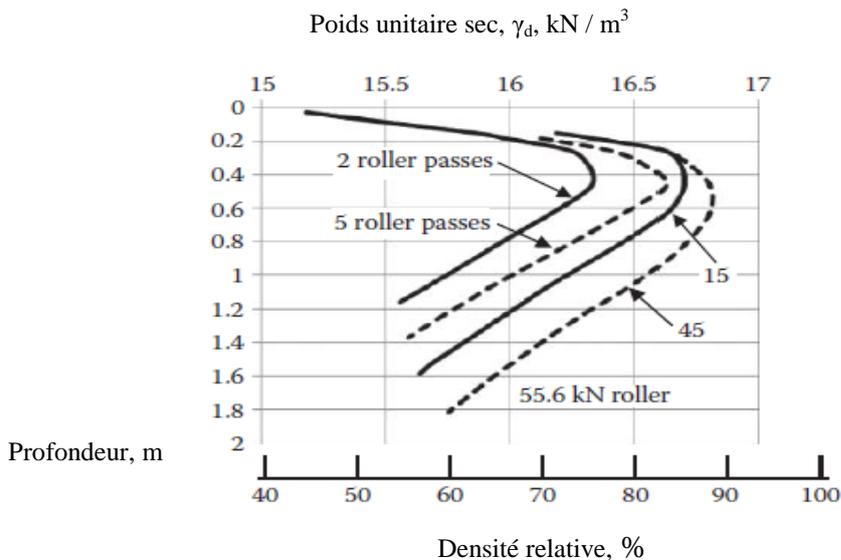


Figure 3.6 : Effet du compactage du terrain avec la profondeur et le nombre de passes. (D'après D'Appolonia, D. J. et al., 1969, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 95, no SM1, 263-284.)

γ_d en fonction de la profondeur avec différents nombres de passes de 2 à 45 sur un seul rouleau lisse de 2,44 m de levage par 55,6 kN (D'Appolonia, Whitman et D'Appolonia 1969). Après cinq passes, une forte augmentation du nombre de passes est nécessaire pour obtenir une augmentation significative du compactage. En général, on considère que plus de 10 à 15 rouleaux peuvent ne pas être efficaces et ne pas être un moyen économique de compacter les remblais.

Épaisseur maximale du compactage

L'épaisseur maximale est également significative. La figure 3.6 montre que quels que soient les engins utilisés, le compactage devra s'effectuer réellement par couches de faible épaisseur de profondeur de 30 à 50 cm maximum.

L'épaisseur du compactage doit être suffisamment petite pour obtenir l'effet de compactage maximal sur toute la profondeur, mais pas trop petite, car la partie très supérieure de la couche ne peut pas non plus être bien compactée en raison de la ségrégation des particules lors de l'application de vibrations. Dans les applications générales, une épaisseur libre est limitée à environ 0,5 m.

3.6.2 Compactage dynamique

Récemment, cette technique de compactage simple mais efficace a été introduite. La méthode de compactage dynamique consiste à laisser tomber un poids lourd à plusieurs reprises sur le sol à des intervalles régulièrement espacés, comme le montre la figure 3.7. Le poids est généralement compris entre 80 et 360 kN et la hauteur de chute varie de 10 à 30 m. L'impact de la chute libre du poids crée des ondes de contraintes qui densifient le sol à une profondeur relativement importante. La méthode est effectivement utilisée pour les sols sableux, mais est également appliquée aux sols limoneux et argileux. C'est une manière assez économique de compacter le site si de telles opérations avec vibrations et bruits peuvent être tolérées.



Figure 3.7 : Compactage dynamique. (Photo gracieuseté de Terra Systems, Inc.)

3.7 Détermination de la densité du terrain

La dernière étape importante du compactage est la surveillance sur le terrain et l'inspection des pratiques de compactage. Une fois le compactage terminé, il n'est pas facile de dire si le site est correctement compacté ou non conformément aux spécifications, il est donc nécessaire de surveiller pendant la pratique du compactage et d'inspecter après le compactage.

Un contrôle préliminaire peut être effectué par un inspecteur qui peut observer la pénétration d'une sonde (généralement une tige en acier de 13 mm de diamètre) poussée par le propre poids de l'inspecteur pour trouver des points anormaux sur l'ensemble du site. Cependant, dans la plupart des cas, le poids volumique sec du terrain est mesuré une fois le compactage terminé. Il existe plusieurs méthodes disponibles, telles que la méthode du cône de sable (ASTM D 1556 et AASHTO T 191), l'essai au densitomètre à membrane (ASTM D 2167 et AASHTO T 205), la méthode de densité nucléaire (ASTM D 2922 et AASHTO T 238), etc. La méthode du cône de sable est largement utilisée et est décrite ci-après.

3.7.1 Méthode du cône de sable

Comme le montre la figure 3.8, cette méthode utilise du sable à écoulement libre pour remplir un trou creusé sur le terrain afin de mesurer son volume. Ensuite, le poids volumique apparent (humide) du terrain ainsi que le poids volumique sec sont calculés avec le poids humide mesuré et la teneur en eau du sol excavé. Pour remplir le trou creusé, on utilise du sable propre, sec et uniformément calibré avec une granulométrie comprise entre 2 mm et 0,25 mm. L'étalonnage est effectué pour déterminer le poids volumique sec du sable, $\gamma_{d, \text{sable}}$. La procédure sur le terrain comprend les étapes suivantes:

1. Avant le travail sur le terrain, γ_d , le sable doit être étalonné. Plusieurs pots avec des numéros d'identification pour chacun sont remplis de sable et leur poids total est enregistré.
2. Sur un site sélectionné pour la détermination de la densité sur le terrain, la surface du sol est aplatie et nivelée par le bord de la plaque de base rigide. Le niveau de la surface est généralement situé à une certaine profondeur, car la surface supérieure compactée ne représente pas nécessairement le véritable résultat de compactage de la couche de sol.
3. Par l'ouverture circulaire au centre de la plaque de base, le sol est soigneusement excavé à l'aide d'une cuillère, et toute la terre du trou creusé doit être recueillie dans un sac en plastique.
4. Le pot rempli de sable est placé à l'envers de façon à ce que le haut du cône s'engage dans le bord intérieur de l'ouverture de la plaque de base. A ce stade, la valve du pot est maintenue fermée.
5. Une fois que le pot avec le cône est solidement placé sur la plaque de base, la valve est soigneusement ouverte pour permettre la libre circulation du sable dans le trou creusé et la section de cône de l'appareil.
6. Après l'observation de l'achèvement de l'écoulement du sable dans l'espace, la vanne est soigneusement fermée. Le poids total du pot et du sable restant est mesuré plus tard. Ce poids est soustrait du poids d'origine du pot de sable, puis le poids qui a rempli l'espace du trou et du cône est obtenu comme $W_{\text{sable, cône + trou}}$.

7. Les échantillons humides sur le terrain provenant des trous excavés sont pondérés en poids, le trou et la teneur en eau sont déterminés en $W_{t, \text{trou}}$. Ces mesures pourraient être effectuées sur le terrain, en utilisant une balance et un four à micro-ondes à séchage rapide, ou en laboratoire.

Le calcul est le suivant:

$$\gamma_{d, \text{sable}} = W_{\text{sable, cône + trou}} / V_{\text{trou + cône}} \quad (3.5)$$

Et ainsi,

$$V_{\text{trou + cône}} = W_{\text{sable, cône + trou}} / \gamma_{d, \text{sable}} \quad (3.6)$$

$$V_{\text{trou}} = V_{\text{trou + cône}} - V_{\text{cône}} \quad (3.7)$$

$$\gamma_{h, \text{trou}} = W_{h, \text{trou}} / V_{\text{trou}} \quad (3.8)$$

$$\gamma_{d, \text{trou}} = \gamma_{h, \text{trou}} / (1 + \omega) = \gamma_d \quad (3.9)$$

Dans le calcul ci-dessus de γ_d , le volume du cône $V_{\text{cône}}$ et $\gamma_{d, \text{sable}}$ doit être calibré avec le sable utilisé. Les valeurs de $W_{\text{sable, cône + trou}}$, $W_{h, \text{trou}}$ et ω sont des propriétés mesurées sur le terrain.

La valeur γ_d mesurée est comparée au $\gamma_{d, \text{spécifié}}$. Lorsque les valeurs mesurées ne satisfont pas à l'exigence, l'inspecteur sur le terrain ordonnera à l'entrepreneur de recompacter le site.

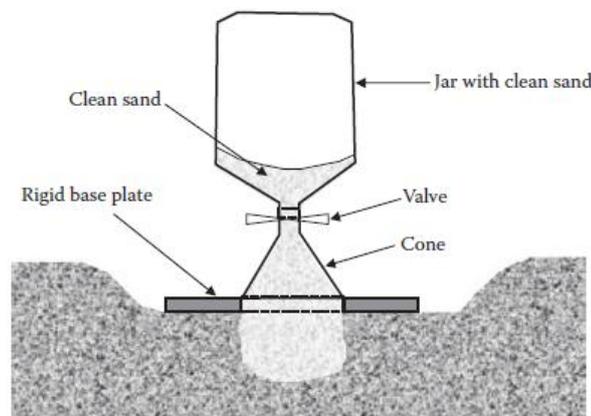


Figure 3.8 : Méthode du cône de sable

3.7.2 Autres méthodes de densité du terrain

En ce qui concerne les autres méthodes populaires de détermination de la densité du terrain, la méthode de la densitomètre à membrane utilise un principe similaire à la méthode du cône de sable. Au lieu de sable sec et propre, il utilise le membrane en caoutchouc pour remplir le trou creusé et le trou est remplacé par de l'eau pour mesurer le volume.

Ces dernières années, la méthode de densité nucléaire (ASTM D 2922) est devenue une méthode populaire pour déterminer la densité du terrain et la teneur en eau. Il utilise le rayonnement gamma pour la détermination de la densité. Il mesure la diffusion du rayonnement, qui est proportionnelle à la densité, tandis que la diffusion des particules alpha

détecte la teneur en eau. Les deux nécessitent des étalonnages préalables pour établir des corrélations empiriques. Ce test rapide et non destructif est pratique, mais il nécessite des techniciens spécialement formés et une manipulation soignée des matières radioactives de faible niveau.

3.8 Test de pénétration

Le CBR est un test de pénétration pour évaluer la résistance des matériaux de fondation et de couche de base. Il a été développé à l'origine par le Département des transports de Californie et est devenu des normes dans ASTM (D 1883) et AASHTO (T 193). Comme le montre la figure 3.9, le test utilise des moules de 152,4 mm de diamètre et des pilonneuses de 24,4 N ou 44,5 N sont utilisées comme dans les tests Proctor standard ou modifiés. L'échantillon est compacté dans le moule pour avoir un poids unitaire sec spécifié, qui simule la situation sur le terrain. Pour atteindre les conditions sélectionnées, un niveau d'énergie de compactage approprié est choisi en ajustant le nombre de gouttes et de couches et la hauteur de chute. La teneur en eau peut être à son optimum ou comme souhaité. Une charge supplémentaire sélectionnée, qui simule la situation sur le terrain, est appliquée sur le dessus de l'échantillon avec des disques métalliques, et l'échantillon peut être trempé ou non trempé dans l'eau pour simuler la condition in situ. La charge verticale est alors appliquée sur la surface de l'éprouvette par le piston de pénétration. La valeur de pénétration et la charge sont enregistrées.

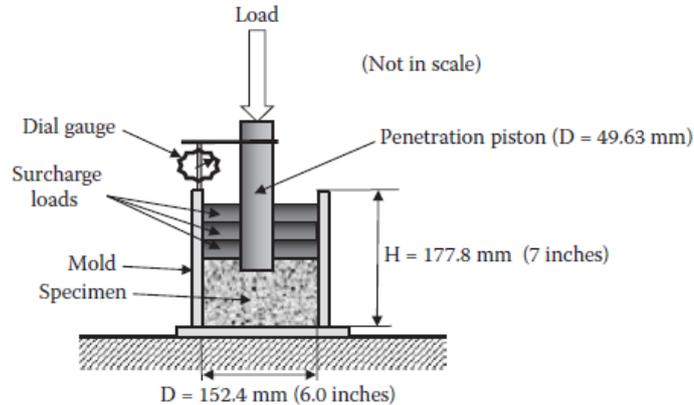


Figure 3.9 : Dispositif de test du Pénétration (CBR).

La valeur CBR est définie comme

$$\text{CBR} = (P/P_s) \times 100 \quad (3.10)$$

où P est l'intensité de la charge sur le pénétromètre à une pénétration de 2,54 mm dans l'échantillon, et P_s est l'intensité de la charge sur le pénétromètre à une pénétration de 2,54 mm dans la pierre concassée standard. La valeur de P est obtenue à partir de la courbe de pénétration de charge du test, et P_s est donné à 6900 kN / m². Comme on le voit dans la définition, le CBR est le pourcentage du niveau de charge à 2,54 mm de pénétration sur un sol donné par rapport à celui du meilleur matériau disponible (pierre concassée). Le matériau

standard pour cet essai est du calcaire de Californie broyé pour lequel la valeur CBR est de 100. Plus la surface est dure, plus l'indice CBR sera élevé.

L'indice CBR a été développé pour mesurer la capacité de charge des sols utilisés pour la construction de routes, et elle peut également être utilisée pour mesurer la capacité de charge de pistes d'atterrissage non améliorées ou pour les sols dans des pistes d'atterrissage sous-pavées. Le CBR est incorporé dans de nombreux tableaux de conception de chaussées, et il est également lié à d'autres propriétés techniques utiles.

CHAPITRE 4 : L'eau dans le sol

L'écoulement de l'eau dans les sols est régi par la loi de Darcy $v=ki$ (où v est la vitesse d'écoulement sous un gradient hydraulique $i=dh/ds$, dh étant la perte de charge le long de l'élément d'arc ds d'une ligne de courant, et où k est le coefficient de perméabilité).

4.1 Hypothèses

La porosité du sol étant formée de vides de tailles variées, l'eau qui y pénètre peut circuler librement dans les pores de grandes dimensions ou être plus ou moins fortement retenue dans les plus fins (où les forces de tension superficielle deviennent prépondérantes).

On distingue

* **L'eau libre**, qui intéresse le géotechnicien, qui peut circuler plus ou moins rapidement sous l'action de la gravité ou par suite de différence de pression.

* **L'eau absorbée**, qui est très fortement liée aux particules d'un sol

Dans un sol, l'eau (eau libre dans un sol fin) peut circuler entre les grains.

L'hydraulique des sols a pour objet d'établir les lois générales d'écoulement de l'eau et notamment les lois de l'écoulement en régime permanent en posant par hypothèse :

- que l'eau interstitielle et les grains sont incompressibles,
- que la masse d'eau interstitielle se conserve,
- que le sol est saturé
- qu'il y a continuité de la phase liquide, ce qui veut dire que la vitesse de l'eau est telle que

$$\text{div} (\vec{v}) = 0 \quad (4.1) ;$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

(4.1)

- que l'écoulement est permanent :

– La vitesse de l'eau est indépendante du temps en tout point;

– Les trajectoires des particules d'eau invariables au cours du temps;

• L'eau qui circule entre les grains présente de la viscosité.

• que les contraintes totale σ et effective σ' ainsi que la pression de l'eau « u » sont liées par la relation de TERZAGHI : $\sigma = \sigma' + u$ (4.2)

4.2 vitesse de l'eau dans le sol

Comme on ne peut pratiquement pas définir la vitesse réelle de l'eau en tout point des interstices, on ne s'intéresse qu'à des vitesses moyennes :

➤ **vitesse moyenne apparente v**

L'eau étant incompressible, le débit q est le même quelle que soit la section S considérée.

Le but c'est d'étudier les écoulements permanents dans un sol saturé. Comme par exemple le calcul du débit de fuite, dans un barrage en terre, sous un réseau de palplanches, le calcul de la transition granulométrique d'une protection de berges etc.

$$V = \frac{q}{S} \tag{4.3}$$

vitesse apparente car l'eau ne peut traverser toute la surface S

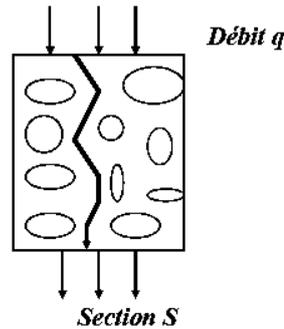


Figure 4.1 :Trajectoire de l'eau dans le sol

➤ **Vitesse moyenne vraie V'**

Pour définir la vitesse moyenne vraie V', il est nécessaire de connaître la section des vides Sv, par rapport à la section totale S. On montre et on admettra que :

$$\frac{S_v}{S} = \frac{V_v}{V} = n \quad (n \text{ étant la porosité}) \tag{4.4}$$

$$\text{Donc } S_v = n.S \text{ et } V' = \frac{q}{S_v} = \frac{q}{n.S} = \frac{V}{n} \tag{4.5}$$

ou $V = n.V' < V'$ et $V' = \frac{V}{n}$

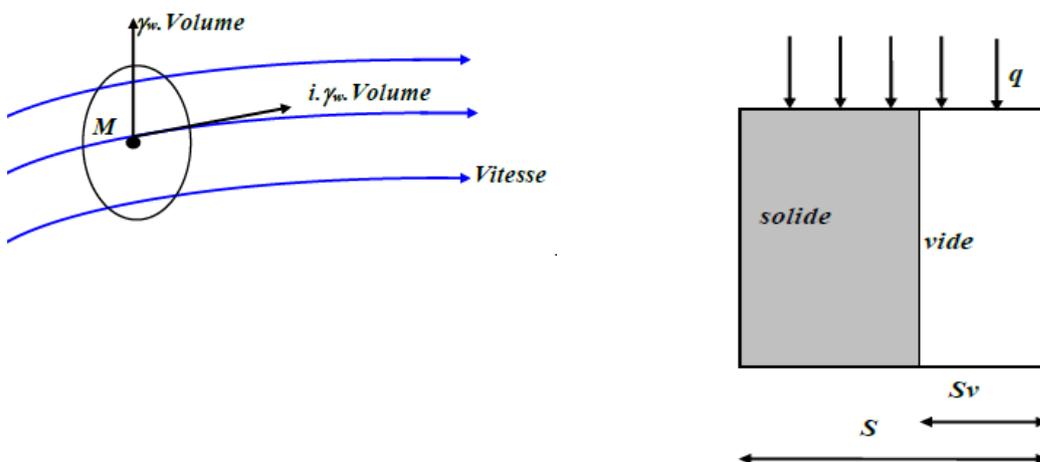


Figure 4.2 : Principe de calcul de la vitesse moyenne vraie

On mènera la plupart des calculs avec la vitesse apparente V , notamment dans la loi de DARCY.

La vitesse vraie V' est néanmoins utilisée dans l'étude des remontées capillaires.

4.3 Charge hydraulique en un point

Considérons un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent. Soit u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique en ce point, est par définition :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z + \frac{V^2}{2g} \quad (4.6)$$

Remarques : les vitesses dans les sols sont toujours faibles donc on néglige $\frac{V^2}{2g}$ et on obtient

$$h \approx \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (4.7)$$

4.3.1 Gradient hydraulique

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient i est par définition le rapport de la différence de charge h à la longueur L du trajet de l'eau dans le sol $i = (h/L)$.

Dans un écoulement quelconque, le gradient hydraulique en un point M est le vecteur

$$\vec{i} \left(-\frac{\partial h}{\partial x} \quad -\frac{\partial h}{\partial y} \quad -\frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad \text{Où } h \text{ est la charge en un point } M(x, y, z)$$

Remarques : la charge élémentaire est $dh = \vec{i} \cdot \vec{dM}$ (4.8)

4.3.2 Coefficient de perméabilité du sol

Ce coefficient est défini suivant la loi de DARCY par : $V = k \cdot \vec{i}$ (4.9)

(où k est le coefficient de perméabilité du sol, $k = 10^{-8}$ à 10^{-10} m/s pour une argile et 10^{-4} à 10^{-6} m/s pour un sable)

4.3.3 Forces de pesanteur et force d'écoulement dans un sol saturé

Une force de pesanteur appliquée à un grain de volume unité est un vecteur vertical descendant de module : $f_p = \gamma' \cdot V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{e+1} \cdot V$ (où V volume unité = 1m^3) (4.10)

La force d'écoulement est : $f_e = \gamma_w \cdot V \cdot i$ elle est tangente à la ligne de courant (4.11)

4.3.4 Erosion interne et gradient critique

Dans un écoulement ascendant, un mécanisme d'érosion interne intervient lorsque : $f_e > f_p$ soit $\gamma_w \cdot i > \gamma'$ on tire le gradient critique $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$ (4.12)

Remarques : pour un sable d'indice des vides $e=0,7$ on a : $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{e+1} = \frac{27-10}{0.7+1} = 10 \text{ kN/m}^3$

Alors $i_c = 1$, d'après la figure (4.3) $i_c = \frac{h}{2L} \Rightarrow h = 2L$ d'où l'érosion interne démarre lorsque le rabattement de l'eau dans l'enceinte atteint $h = 2L$

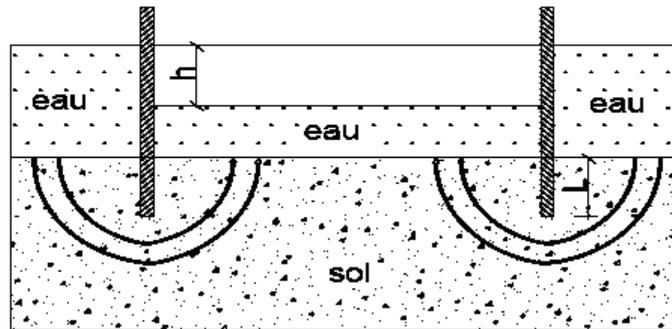


Figure 4.3 : Principe de l'érosion interne et le gradient critique

4.4 Conditions de filtre

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant.

Pour l'éviter, deux zones successives d'un ouvrage hydraulique doivent vérifier des Conditions de filtre qui sont des règles granulométriques. Dans chaque cas, D_a et d_b désignent les diamètres des tamis laissant passer respectivement a% en poids du matériau le plus grossier et b% en poids du matériau le plus fin.

Lorsqu'un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

- condition de non entraînement des fines : $D_{15} < 5 \cdot d_{85}$
- condition de perméabilité: $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$
- coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes ($D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$), s'écrit : $5 \cdot d_{50} < D_{50} < 10 \cdot d_{50}$.

4.5 Mesure de la perméabilité au laboratoire et in-situ

4.5.1 Détermination du coefficient de perméabilité au laboratoire

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

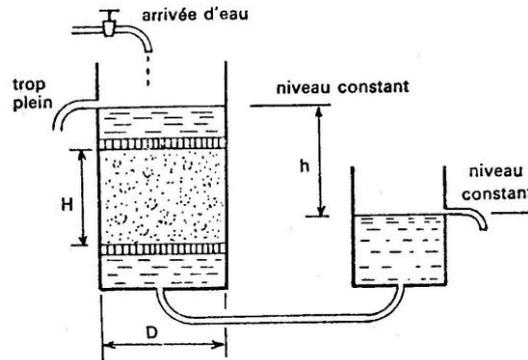


Figure 4.4 : Perméamètre à charge constante

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

- Dans le perméamètre à charge constante, la différence de niveau (c'est-à-dire la perte de charge) reste constante et égale à h .
- On mesure la quantité d'eau Q qui s'écoule pendant le temps t (via le trop plein du réservoir de droite)
- On a : $Q = v \cdot S \cdot t$ avec S : section de l'échantillon $= \pi D^2/4$

Et, loi de Darcy $\rightarrow v = k_i = k h / H$

Par suite : $Q = khSt / H \rightarrow k = HQ / hSt$ (4.13)

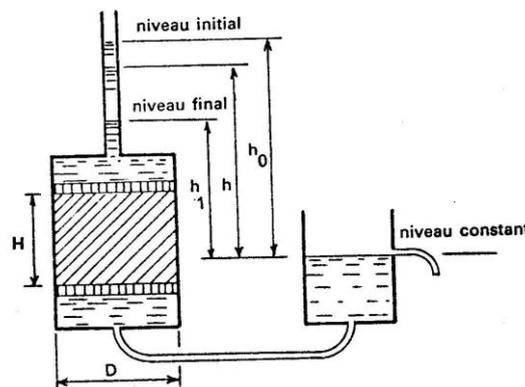


Figure 4.5 : Perméamètre à charge variable

L'échantillon emprisonné entre deux plaques poreuses) est placé dans un cylindre métallique surmonté d'un tube de section s rempli d'eau et assurant une différence de niveau h_0 au début de l'essai.

Pendant le temps dt , le niveau de l'eau dans le tube supérieur baisse de la quantité dh correspondant au débit : $dQ = s dh$, s étant la section du tube supérieur.

Durant le même intervalle de temps dt , il est passé la même quantité d'eau dans l'échantillon $\rightarrow dQ = vSdt$, S étant la section de l'échantillon.

Et, loi de Darcy $\rightarrow v = ki = k h / H$

$$\text{Par suite: } dQ = s dh = khS / H .dt \rightarrow \frac{dh}{h} = \frac{k S}{Hs} . dt$$

• Et en intégrant entre les limites h_1 et h_0 correspondant à la durée t de l'essai,

$$\text{il vient : } Ln \frac{h_0}{h} = \frac{k St}{Hs} \quad \text{et par suite : } k = \frac{Hs}{St} . Ln \frac{h_0}{h_1} \quad (4.14)$$

4.5.2 Détermination du coefficient de perméabilité in situ (essai de pompage)

4.5.2.1. Piézomètre

Si l'on enfonce dans le sol un tube dont l'extrémité inférieure laisse passer l'eau, et qu'on attend un temps plus ou moins long suivant la perméabilité du sol, l'eau s'établit dans le tube à une hauteur d'équilibre qu'on appelle hauteur piézométrique et le tube utilisé est appelé piézomètre.

Si la nappe est libre, c'est-à-dire si son niveau peut librement augmenter, on dit que la nappe est « phréatique » et la hauteur piézométrique va coïncider avec le niveau supérieur de la nappe.

Si la nappe est captive, c'est-à-dire si son niveau ne peut pas librement augmenter, on dit que la nappe est artésienne et la hauteur piézométrique va se trouver au-dessus du niveau « contraint » de la nappe.

4.5.2.2. Essai de pompage

L'essai de pompage est un essai en place destiné à déterminer les caractéristiques hydrauliques du sol. Il consiste à abaisser par pompage la surface piézométrique de la nappe et à mesurer en fonction du temps, les variations du niveau de cette surface ainsi que le débit pompé.

Le pompage est effectué dans un puits et l'évolution dans le temps de la surface piézométrique est suivie au moyen de piézomètres implantés aux alentours du puits.

L'essai permet de déterminer notamment le coefficient de perméabilité de la couche testée ainsi que le rayon d'action du pompage.

Coefficient de perméabilité : l'essai de pompage est un essai in situ permettant donc la détermination du coefficient de perméabilité. Il présente le grand avantage par rapport aux mesures en laboratoire qu'il ne nécessite pas de prélever des carottes non remaniées, difficiles à obtenir dans un sol pulvérulent.

Rayon d'action du pompage : le rayon $R(t)$ à un instant donné est la distance comptée à partir de l'axe du puits, au-delà de laquelle le rabattement de la surface piézométrique est nul. En régime permanent, $R(t)$ devient constant ($R(t) = R$).

4.5.2.3 Formule de Dupuit (cas d'une nappe libre)

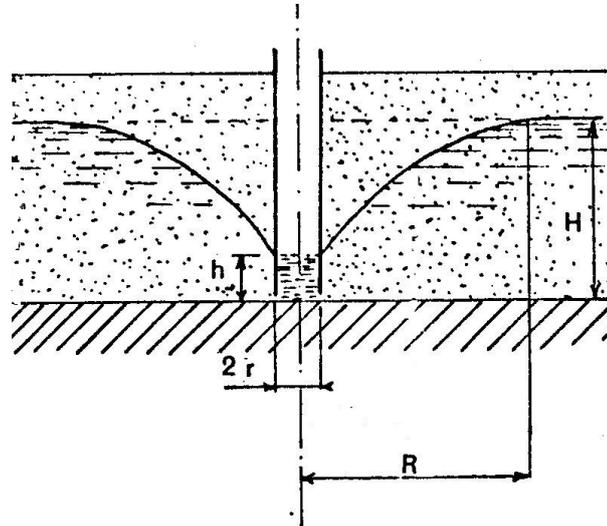


Figure 4.6 :Principe de calcul de la formule de dupuit en cas d'une nappe libre

Considérons une couche de terrain perméable reposant sur un sol imperméable (ce cas se présente en pratique lorsqu'on a une couche de sable perméable sous laquelle se trouve une couche d'argile compacte).

Soit H le niveau de la nappe aquifère compté à partir de la couche imperméable.

Si l'on pompe dans un puits crépiné de rayon r , on constate un abaissement de la nappe au pourtour du puits (il apparaît un cône de dépression).

Après un certain temps, un régime permanent s'installe et on constate alors que :

le rabattement s'étend sur un cercle de rayon R ,

dans le puits, l'eau se stabilise à un niveau h .

Il existe une relation (formule de Dupuit) liant R , r , h , H : $k = \frac{Q}{\pi(H^2 - h^2)} \ln \frac{R}{r}$

(4.15)

Rabattement d'une nappe

Lorsqu'on pompe dans un puits, on constate un abaissement du niveau de la nappe. La formule précédente est évidemment utilisée pour les calculs de rabattements.

Notons encore que si la superficie à rabattre est importante, plusieurs puits seront nécessaires.

4.5.2.4 Formule de Dupuit (cas d'une nappe artésienne)

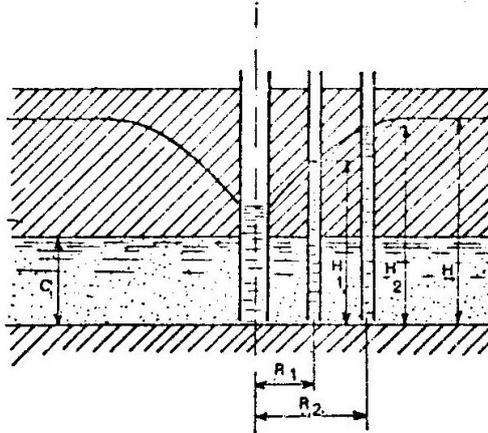


Figure 4.7 :Principe de calcul de la formule de dupuit en cas d'une nappe artésienne

La formule de Dupuit devient :
$$\frac{Q}{2\pi C(H_2-H_1)} Ln \frac{R_2}{R_1} \quad (4.16)$$

4.6 PERMÉABILITÉ DES TERRAINS STRATIFIÉS

De nombreux sols sédimentaires sont constitués par des couches superposées de granulométries est donc de perméabilités variables. La perméabilité est parmi les propriétés des sols les plus sensibles à l'anisotropie.

Soit un terrain stratifié d'épaisseur H constitué de n couches horizontales d'épaisseur H_i ; et de perméabilité K_i . On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit

4.6.1 Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification : (fig.4.8-a)

Soit k_h le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène

En exprimant que:

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

Le débit total est la somme des débits de chaque couche on démontre que l'on a :

$$K_h = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} H_i K_i \quad (4.17)$$

4.6.2 Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (fig. 4.8 -b)

Soit K_v le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En exprimant que :

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

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

On démontre que l'on a :

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{K_i} \text{ ou encore } K_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{K_i}} \quad (4.18)$$

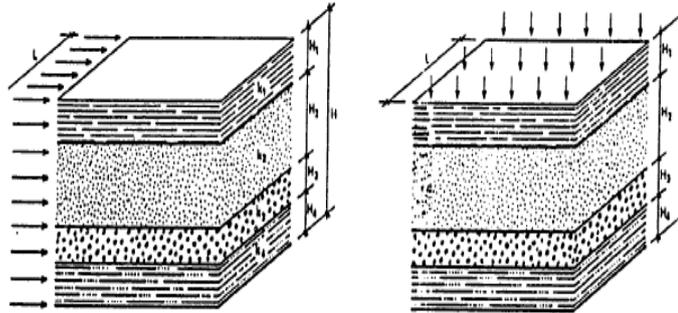


Figure 4.8 : a – Ecoulement parallèle au plan de stratification b– Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification

Remarque: La perméabilité du terrain fictif homogène est beaucoup plus élevée dans le sens des couches que dans le sens perpendiculaire aux couches. Dans le cas d'un terrain constitué de deux couches on peut facilement démontrer que $\frac{Kh}{K_v} > 1 \Rightarrow$ dans les terrains stratifiés, la perméabilité est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement.

4.7 Principe de la Contrainte totale, contrainte effective

En chaque point du sol on définit un état de contraintes, le volume élémentaire de sol doit être assez grand devant les grains pour pouvoir être considéré comme « homogène ».

Le tenseur des contraintes totales, à lui seul ne permet pas l'étude du comportement du sol, en effet les différentes phases qui composent un sol ne sont pas régies par les mêmes lois et il n'est pas possible de considérer une loi unique pour le complexe solide-liquide-gaz.

4.7.1 POSTULAT DE TERZAGHI

Considérons un sol saturé, homogène et isotrope et supposons l'eau libre occupant les pores, au repos.

En considérant le sol globalement comme un milieu, on détermine le tenseur des contraintes totales qui obéit aux lois d'équilibre de la mécanique.

Mais comme la phase liquide et la phase solide n'obéissent pas à la même loi de comportement,

TERZAGHI a postulé l'existence d'un nouveau tenseur, appelé tenseur des contraintes effectives qui définit les déformations du squelette du sol.

En considérant le tenseur des pressions interstitielles qui est un tenseur sphérique, le Postulat s'écrit :

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' + u \quad (4.19)$$

$\bar{\sigma}$ = Tenseur des des contraintes totales

$\bar{\sigma}'$ = Tenseur des des contraintes effectives

\bar{u} = Tenseur de la pression interstitielle

Cette relation signifie que la contrainte totale σ se répartit entre la contrainte effective σ' (contrainte effectivement reprise par les grains solides), et la pression interstitielle u de l'eau, soit : $\sigma = \sigma' + u$ ou $\sigma = \sigma' - u$

(4.20)

Comme dans un liquide, les contraintes sont uniquement normales ($\tau = 0$), s'il existe une contrainte tangentielle τ , elle est entièrement reprise par les grains solides, soit $\tau = \tau'$

EN RESUME

Si on considère un chargement unidimensionnel :

Sol saturé

s'il n'y a pas d'eau

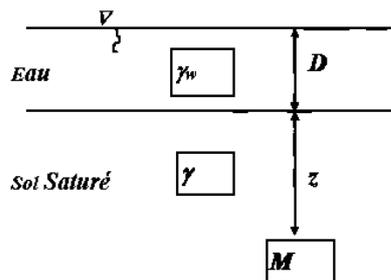
$$\sigma_z = \gamma \cdot z = \sigma'_z + \mu \cdot z$$

$$\sigma_z = \sigma'_z$$

$$\tau_x = \tau'_x$$

Applications simples

1^{er} cas :



$$\sigma_M = \gamma_w \cdot D + \gamma \cdot z$$

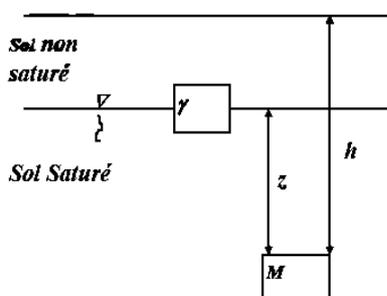
$$\mu_M = \gamma_w \cdot (D+z)$$

$$\sigma'_M = \sigma_M - \mu_M = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = \sigma' \cdot z$$

L'action de l'eau se réduit à la poussée d'Archimède.

Tout se passe comme s'il n'y avait pas d'eau dans le sol à condition de remplacer γ par le poids volumique déjaugé

2^{ème} cas :



$$\sigma_M = \gamma h$$

$$\mu_M = \gamma_w \cdot z$$

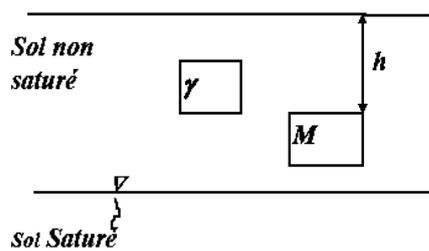
$$\sigma'_M = \sigma_M - \mu_M = \gamma h - \gamma_w \cdot z + \gamma z - \gamma z$$

$$\sigma'_M = \gamma(h - z) + z \cdot (\gamma - \gamma_w)$$

$$\sigma'_M = \gamma(h - z) + \sigma' \cdot z$$

On constate que $\sigma' = \sigma$ quand il n'y a pas d'eau, c'est-à-dire dans la couche **non saturée**.

3^{ème} cas :



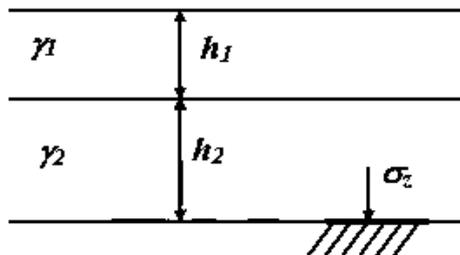
$$\begin{aligned} \sigma_M &= \gamma h \\ \mu_M &= 0 \\ \sigma'_M &= \sigma_M - \mu_M = \gamma h \\ \sigma &= \sigma' \end{aligned}$$

On constate à nouveau que lorsqu'il n'y a pas d'eau, la contrainte totale est entièrement supportée par les grains solides : $\sigma = \sigma'$.

4.7.2 Principe de superposition de l'état des contraintes

Dans un milieu, si à l'état de contraintes ($\Sigma 1$) correspond l'état de déformation ($\epsilon 1$) et à l'état de contraintes ($\Sigma 2$) correspond l'état de déformation ($\epsilon 2$) alors :

À l'état de contraintes ($\Sigma 1 + \Sigma 2$) correspond l'état de déformation ($\epsilon 1 + \epsilon 2$)



$$\sigma_z = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 \tag{4.21}$$

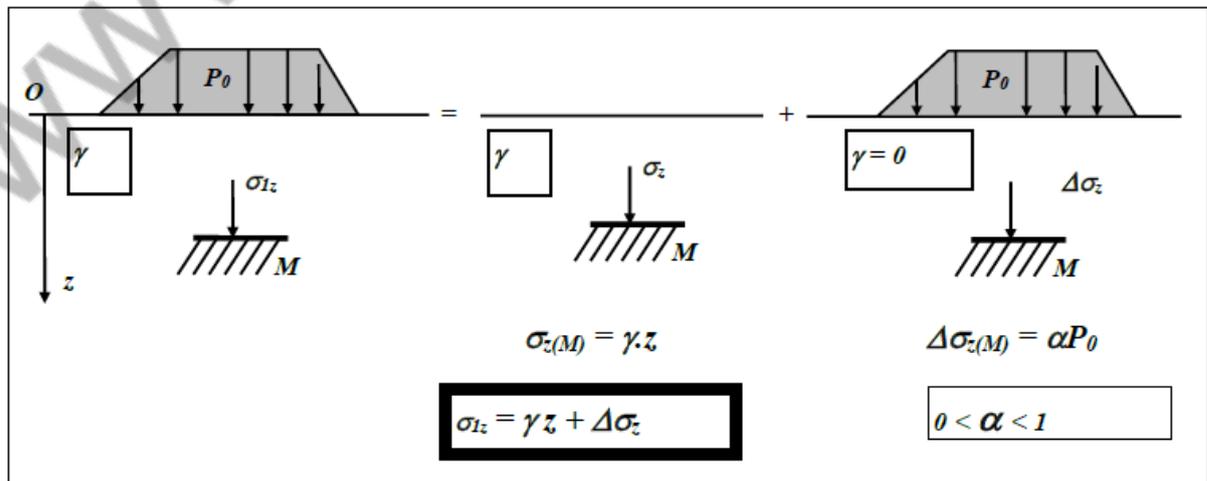


Figure 4.9 : Principe de superposition de l'état des contraintes

Références bibliographiques

1. Braja M. Das., Khaled Sobhan. (2016) Principles of Geotechnical Engineering, Ninth Edition Library of Congress Control Number: 2016942336 ISBN: 978-1-305-97093-9, 845p.
2. Robitaille vincent., Denis taremblay. (1997) Mécanique des sols: théorie et Pratique ,Dépôt légal-Bibliothèque nationale du Québec, 341p.
3. Arnold Verruijt . (2018) An Introduction to Soil Mechanics, Theory and Applications of Transport in Porous Media, ISBN 978-3-319-61184-6, ISBN 978-3-319-61185-3 (eBook) DOI 10.1007/978-3-319-61185-3, Library of Congress Control Number: 2017943831 © Springer International Publishing AG 2018, excluding Dutch language rights. 407p.
4. Ian Smith Smith's. Elements of Soil Mechanics, Ninth Edition. ISBN: 9780470673393 *Editorial offices:* 9600 Garsington Road, Oxford, OX4 2DQ, UK. The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex, PO19 8SQ, UK ,2121 State Avenue, Ames, Iowa 50014-8300, USA, 491p.
5. Yves Berthaud., Patrick de Buhan., Nicolas Schmitt. (2013) Aide mémoire de la mécanique des sols 2^{ème} Edition, © Dunod, Paris, 978-2-10-059354-5, 348p.
6. Mitchell J.K. (1976) Fundamental of soil behaviour, John Wiley & Sons.
7. Isao Ishibashi ., Hemanta Hazarika. (2015) Soil Mechanics Fundamentals and Applications), Second Edition, CRC Press Taylor & Francis Group, Boca Raton London New York. 420p.
8. V.N S MURTHY. Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation.1048p.
9. P. VASSART / Bac Construc / IEPSCF – NAMUR Mécanique des sols.77p.
10. Béla Bodó., Colin Jones (2013) Introduction to Soil Mechanics, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data, ISBN 978-1-118-55389-3 (epdf).610p.
11. V. MERRIEN-SOUKATCHOFF., D. AMITRANO., J.P. PIGUET (2003) Eléments de Géotechnique, Département de Sciences de la Terre et Environnement, Ecole des mines de nancy.192p.
12. Jacques Lérau. (Avril 2006) Géotechnique 1, Département de sciences et technologies pour l'ingénieur, Institut national des sciences appliquées de Toulouse.107p.

13. Abdelouahid EL ATMIOUI. (2006) Cours de Mécanique des Sols Institut Spécialisé de Technologie Appliquée (ISTA LAAYOUNE). 63p.