

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

Université Mohamed Khider – Biskra

Faculté des Sciences Technologiques

Département : Génie Civil & Hydraulique



جامعة محمد خيضر بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم التكنولوجية

قسم: الهندسة المدنية والري

Mécanique des sols (Cours)

Enseigné aux étudiants en 3^{ème} année Licence académique
(LMD), filière Hydraulique

Préparé par :

Dr. Bensmaine Aissa

Décembre 2019

Avant-propos

Ce support de cours de mécanique des sols (MDS) est destiné aux étudiants de la 3^{ème} année licence académique de la filière hydraulique durant le 5^{ème} semestre de leur formation LMD. Il est élaboré conformément au programme détaillé, de l'unité d'enseignement UEF 3.1.2 (3^{ème} Licence hydraulique), fixé par le Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique (Algérie).

Au terme de ce cours, l'étudiant découvrira, dans le premier chapitre, l'objet et les domaines d'application de la MDS, ainsi que son importance dans l'édification et la réussite des divers projets de construction. Aussi, l'étudiant apprendra, dans le deuxième chapitre, les différentes propriétés physiques des sols, il sera en mesure de caractériser les sols et de les classer à partir des essais en laboratoire. Le troisième chapitre lui permettra de maîtriser les procédés de leur compactage, ses facteurs d'influence et tous les outils nécessaires pour identifier le sol destiné au remblai et pour contrôler et réussir l'opération de compactage durant la réalisation des travaux sur chantier.

Par la maîtrise des phénomènes et des lois qui régissent l'écoulement de l'eau dans les sols, et leur utilisation pour le calcul des pressions interstitielles en cas d'équilibre hydrostatique, et des surpressions interstitielles en cas de présence de gradient hydraulique générant des forces d'écoulement, exposés dans le quatrième chapitre, l'étudiant pourra calculer et vérifier la stabilité vis-à-vis de la rupture hydraulique (Boulance, renard) des sols en se basant sur le critère de gradient hydraulique critique.

A travers les notions de contraintes dans les sols et le principe de contraintes effectives expliquées dans le cinquième chapitre, l'étudiant sera en mesure de calculer les contraintes totales et effectives (verticales et horizontales) dans les sols, en exploitant les données inscrites sur une stratigraphie (coupe d'un dépôt de sol). Et de tracer les diagrammes de variations de ces contraintes en fonction de la profondeur. Ces diagrammes résument les résultats de l'opération de calcul des sollicitations ou des efforts, et sont très utiles dans le calcul des ouvrages que l'étudiant abordera en première année master.

Il est à noter que ce cours de MDS est renforcé par des séances de travaux dirigés (TD) (Résolution des problèmes et d'exercices d'application pour chaque chapitre) et des séances de travaux pratiques en laboratoire (TP), pour permettre à l'étudiant de consolider ses connaissances théoriques et acquérir des compétences en la matière. Car la mécanique des sols est une science complexe nécessitant de bonnes connaissances théoriques et pratiques. Les contenus et les supports de TD et de TP ne sont pas inclus dans le présent document. Et feront l'objet d'autres photocopies.

Sommaire

1. Chapitre 1 : Introduction générale à la Mécanique des sols	1
1.1. Introduction générale	1
1.2. Objet de la mécanique des sols et de la géotechnique.....	1
1.3. Domaines d'application de la mécanique des sols et de la géotechnique	1
1.3.1. Milieux naturels	1
1.3.2. Ouvrages en sol	2
1.3.3. Ouvrages mixtes	2
1.4. Fondations d'ouvrages ou de bâtiments	2
1.5. Disciplines de la mécanique des sols et de la géotechnique	2
1.5.1. Géologie du terrain	2
1.5.2. Caractéristiques physico-chimiques	3
1.5.3. Etude hydraulique	3
1.5.4. Caractéristiques mécaniques	3
1.5.5. Recherche théorique et modélisation numérique	3
1.5.6. Conception et mise en œuvre	3
1.5.7. Histoire de la mécanique des sols	4
1.6. Définitions essentielles	4
1.6.1. Roche	4
1.6.2. Sol	4
1.6.3. Mécanique des sols	4
1.6.4. Sciences proches de la mécanique des sols	4
1.7. Caractéristiques physiques et mécaniques des sols	5
1.7.1. Formation des sols	5
1.7.2. Principales caractéristiques du sol et de la roche	5
1.7.3. Structure des sols	5
1.7.4. Grosseur des grains	5
1.7.5. Forme	5
1.7.5.1. Particules cubiques ou sphériques	5
1.7.5.2. Particules en plaquettes	6
1.7.5.3. Particules en bâtonnets ou aiguilles	6
1.7.6. Texture	6
1.7.7. Structure élémentaire	11
1.7.8. Granulométrie (ou Analyse granulométrique)	11
1.7.8.1. Sédimentation	11
1.7.8.2. Tamisage	11
2. Chapitre 2 : Caractéristiques physiques des sols	13
2.1. Définition des sols	13
2.2. Les éléments constitutifs des sols	13
2.3. Caractéristiques physiques communes aux différents sols	15
2.3.1. Masses, poids volumiques et densités	15
2.3.2. Caractéristiques de volume (Porosité, indice des vides et densité relative (indice de densité))	17
2.3.3. Teneur en eau et degré de saturation	18
2.3.4. Relations entre les différents paramètres physiques d'un sol	19
2.3.5. Propriétés colloïdales des sols fins	20
2.3.6. Limites d'Atterberg	21

2.4. Classification des sols	23
3. Chapitre 3 : Compactage des sols	26
3.1. Généralités	26
3.2. Facteurs d'influence	27
3.2.1. Influence de la teneur en eau : courbes de compactage	27
3.2.2. Influence de la nature du sol	28
3.2.3. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage	29
3.2.4. Enveloppe des courbes de compactage (Courbe de saturation)	29
3.3. Essais de compactage en laboratoire	30
3.3.1. Essais en laboratoire	30
3.3.1.1. Essai Proctor	30
3.3.1.2. Essai CBR	32
3.3.2. Etude Protor – CBR	33
3.4. Compactage in situ (sur terrain)	34
3.4.1. Notion de planche d'essai	35
3.4.2. Influence de la vitesse de l'engin	35
3.4.3. Influence du nombre de passes de l'engin de compactage	35
3.4.4. Degré de compacité (efficacité d'un compactage par rapport à ce qui est prescrit)	36
3.4.5. Instruments de mesure (ou de réception) de la compacité	36
3.4.5.1. Densitomètre à membrane	36
3.4.5.2. Gamma-densimètre (ou Troxler)	38
4. Chapitre 4 : L'eau dans le sol	39
4.1. Introduction	39
4.2. Généralités – Hypothèses et définitions fondamentales	39
4.2.1. Nappes souterraines – Vocabulaires	39
4.2.2. Hydraulique des sols	39
4.2.3. Hypothèses de base - Condition de continuité	40
4.2.4. Vitesse de l'eau dans le sol	41
4.2.5. Charge hydraulique et Perte de charge	42
4.2.6. Gradient hydraulique	44
4.2.7. Exemple de calcul du gradient hydraulique	45
4.3. Loi de Darcy	46
4.4. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire	47
4.4.1. Perméamètre à charge constante	48
4.4.2. Perméamètre à charge variable	49
4.5. Perméabilités moyennes fictives verticale et horizontale des terrains stratifiés.	50
4.5.1. Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal)	51
4.5.2. Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical)	52
5. Chapitre 5 : Notions de contraintes dans le sol et Loi de Terzagui	53
5.1. Notions de contraintes – Notions de base	53
5.1.1. Notion de contrainte dans un milieu quelconque	53
5.1.2. Loi de comportement	56
5.1.3. Les équations d'équilibre d'un sol	57

5.2. Application aux sols	58
5.2.1. Contraintes dans les sols	58
5.2.1.1. Principe de la contrainte effective	59
5.2.2. Contrainte verticale totale	59
5.2.2.1. Sol indéfini à surface horizontale	59
5.2.2.2. Sol indéfini à surface incliné	61
5.2.3. Contrainte horizontale dans les sols (ou pression latérale des terres)	61
5.2.3.1. Relation entre la contrainte verticale et la contrainte horizontale	62
5.2.3.2. Essais sur la poussée des terres	63
1. Etat actif	63
2. Etat passif	64
Références bibliographiques	65

Chapitre 1 : Introduction générale à la Mécanique des sols

1.1. Introduction générale :

1.2. Objet de la mécanique des sols et de la géotechnique :

Les ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. De ce fait, la réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage poids, mur de soutènement, aéroport, ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement tel que bâtiment, pont, barrage en arc...etc. La mécanique des sols (et la géotechnique) est la science qui regroupe l'ensemble des connaissances et des techniques qui permettent :

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

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

1.3. Domaines d'application de la mécanique des sols et de la géotechnique :

Les domaines d'application de la mécanique des sols et de la géotechnique sont nombreux et variés. Ils concernent la profession des travaux de bâtiments, des travaux publics, d'hydraulique, des mines et des travaux pétroliers :

- ✓ Bâtiments (construction civil et industrielles...)
- ✓ Travaux publics (Routes et ouvrages d'art, voies ferrées, tunnels, aéroports, ports...)
- ✓ Hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, réseaux souterrains (d'alimentation en eau potable (AEP) et d'assainissement des eaux usées (EU)... etc.)
- ✓ Mines (puits, mines profondes, peu profonde et à ciel ouvert, carrières...)
- ✓ Travaux pétroliers (forages, pipelines (oléoduc et gazoduc), stations de pompage et raffineries).

1.3.1. Milieux naturels :

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

1.3.2. Ouvrages en sol :

Les ouvrages où le sol est le matériau de base sont aussi bien :

- les remblais (routes, voies ferrées, barrages, digues de bassins en terre (ou lagunes), plates formes maritimes...);
- ou des déblais (talus, canaux, bassins (ou lagunes) ...).

1.3.3. Ouvrages mixtes :

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

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

1.3.4. Fondations d'ouvrages ou de bâtiments :

Les ouvrages (ou les constructions) reposent inévitablement sur le sol et ils s'y sont ancrés par leurs fondations (infrastructures) qui assurent la liaison entre la superstructure de l'ouvrage et le sol support. Les mécaniciens des sols distinguent :

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

Dans l'étude des fondations, le sol et l'ouvrage ne constituent pas un ensemble mixte, mais deux ensembles dont il s'agit de connaître les interactions. D'où la nécessité des études de sols (études géotechniques ou reconnaissances géotechniques).

1.4. Disciplines de la mécanique des sols et de la géotechnique :

Afin de réaliser les objectifs cités ci-dessus, plusieurs disciplines seront nécessaires.

1.4.1. Géologie du terrain :

L'étude de la géologie du terrain est d'une grande importance. En effet, elle permet d'identifier les différentes couches du sol, leurs épaisseurs et leurs pendages ainsi que la présence éventuelle de nappes d'eau souterraine. D'autre part, l'étude géologique des couches présentes donne des descriptions qualitatives du sol, répond sur quelques questions relatives à l'histoire du dépôt et permet d'orienter les recherches préliminaires.

1.4.2. Caractéristiques physico-chimiques :

L'étude des caractéristiques ou propriétés physiques et chimiques des sols a montré sa grande utilité pour la prédiction ou l'interprétation du comportement du sol. La majorité de ces propriétés sont déterminées par des essais au laboratoire ou sur site (in situ).

1.4.3. Etude hydraulique :

En présence d'eau, l'étude de la perméabilité des différentes couches s'impose pour estimer la résistance du sol dans les conditions les plus défavorables et le risque au glissement. La détermination du niveau de stabilisation et l'étude du régime d'écoulement permet de choisir le matériel de pompage et d'épuisement, comme il permet de parer aux phénomènes des sables bouillants. La détermination de la nature chimique de l'eau souterraine permet de prévoir le mode d'étanchéité des structures enterrées.

1.4.4. Caractéristiques mécaniques :

L'analyse du comportement mécanique des sols repose sur les conclusions des disciplines précédentes ainsi que sur des essais en laboratoire ou sur site. Cette discipline permet de déterminer la résistance du sol et sa capacité portante, et par conséquent le choix du mode de fondation et les dimensions des éléments enterrés. Enfin, elle permet de prévoir de façon quantitative la déformation ou tassement du sol sous la charge de l'ouvrage.

1.4.5. Recherche théorique et modélisation numérique :

Dans le but de la compréhension des phénomènes physiques complexes, plusieurs théories ont été développées. Elles décrivent les problèmes posés par des modèles mathématiques rigoureux dont la résolution fait recours aux techniques informatiques et numériques de plus en plus avancées et occupe une large partie de la recherche actuelle dans ce domaine.

1.4.6. Conception et mise en œuvre :

Ce sont les techniques acquises pour la conception et la réalisation des ouvrages enterrés. Elle prend en compte l'étude des coûts des différentes solutions possibles. Autre que le savoir-faire, la réglementation en vigueur doit être suivie pas à pas pour garantir les conditions de sécurité que ce soit pendant la réalisation ou au cours de l'exploitation de l'ouvrage.

1.4.7. Histoire de la mécanique des sols :

Le tableau 1.1, ci-dessous, permet de suivre l'évolution de la mécanique des sols à travers son apparition autant qu'une science à part entière et le développement de ses grandes théories.

Tableau 1.1 : Histoire de la mécanique des sols

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

1.5. Définitions essentielles :

1.5.1. Roche :

En géotechnique, une roche est un agrégat naturel massif de matière minérale.

En géologie, on appelle roche tout élément constitutif de l'écorce terrestre. Cela recouvre donc les roches au sens géotechnique, mais aussi le sol, le pétrole, l'eau des nappes... etc.

1.5.2. Sol :

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique. C'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. On conçoit donc que la limite entre un sol et une roche altérée ne soit pas définie nettement. Le sol est un matériau meuble, ce caractère étant fondamental. Il ne suffit cependant pas à définir un sol naturel car certains matériaux produits par l'homme présentent aussi ce caractère. Par exemple, les sous-produits miniers et les granulats concassés (sable, gravier, ballast...) sont aussi des matériaux meubles. Le mécanicien des sols étudie donc aussi bien des sols naturels que des matériaux fabriqués artificiellement à partir de sols ou de roches et présentant un caractère meuble.

1.5.3. Mécanique des sols :

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

1.5.4. Sciences proches de la mécanique des sols :

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

1.6. Caractéristiques physiques et mécaniques des sols :

Les ouvrages de génie civil liés au sol sont étudiés en tenant compte des paramètres physiques et mécaniques du sol. Ces paramètres sont généralement regroupés en trois (3) grandes familles :

a) Nature du sol : dimensions des grains – forme – granulométrie – minéralogie – matières organiques.

b) État du sol : poids et masse volumique du sol – degré de saturation – plasticité – compacité relative – indice des vides – porosité – indice de densité relative (I_D) – indice de liquidité (I_L).

c) Comportement du sol : coefficient de consolidation (c_v) - indice de compressibilité (c_c) - pression de pré-consolidation (σ'_p) - angle de frottement interne (ϕ') - cohésion (c'). Ensemble de paramètres intéressant les phénomènes de consolidation /compressibilité, les phénomènes mécaniques et hydrauliques.

Remarque :

- **Les paramètres physiques** décrivent la nature et l'état du sol.
- **Les paramètres mécaniques** visent à représenter le comportement en résistance et en contrainte-déformation du sol.

1.6.1. Formation des sols :

La terre est recouverte d'une couche plus ou moins solide de roches basaltiques et granitiques d'une épaisseur de 10 à 40 km (écorce terrestre). Au-dessus se trouve le sol. Il s'agit d'une mince couche d'épaisseur variable de matériaux non consolidés à cause des effets géologiques tels que les altérations qui provoquent la désintégration des roches en petites particules. L'altération physique comprend le gel et dégel, variation de température, et activité humaine, animale ou végétale. Comme altération chimique on cite l'oxydoréduction et la carbonatation. On peut considérer l'érosion autant qu'une altération mécanique.

1.6.2. Principales caractéristiques du sol et de la roche :

Le sol est un matériau hétérogène et anisotrope comportant des minéraux et des matériaux organiques. La présence de l'air et de l'eau fait du sol un matériau complexe à effet du temps. Son comportement est non linéaire et irréversible d'où la nécessité de combiner essais en laboratoire et en place (in-situ), analyse théorique et modélisation, expérience cumulée et bon jugement pour la réussite d'une étude géotechnique.

1.6.3. Structure des sols :

Le sol est un matériau constitué de particules. Les dimensions de ces particules peuvent être uniformes ou variées allant des cailloux de 10 cm et s'étendant jusqu'aux particules fines de moins du micron. Outre que la grosseur des grains, les particules possèdent d'autres caractéristiques telles que forme, texture et structure élémentaire.

1.6.4. Grosseur des grains :

Lorsque le sol est constitué de grains de dimensions variables, l'analyse granulométrique (voir ci-dessous §3.8) permet d'étudier la répartition des particules selon leurs grosseurs. Toutefois, on peut commencer par une description grossière à l'œil nu (Tableau 1.2).

1.6.5. Forme :

Il s'agit de la description de la forme géométrique du grain (Fig.1.1).

1.6.5.1. Particules cubiques ou sphériques :

Elles prédominent dans les sols à gros grains. Pour une description plus précise, on utilise les adjectifs : arrondies, sous-arrondies, angulaires et sous-angulaires.

1.6.5.2. Particules en plaquettes :

Typique des sols à grains fins.

1.6.5.3. Particules en bâtonnets ou aiguilles :

Cette forme est moins répandue dans le sol.

Tableau 1.2 : Propriétés et descriptions des sols

Propriété	Graviers, Sables	Silt	Argiles
Grosueur	Gros grains, visibles à l'œil nu	Grains fins invisibles à l'œil nu	Grains fins invisibles à l'œil nu
Caractéristiques	Granulaire Pulvérulents Non plastiques	Granulaire Pulvérulents Non plastiques	Cohérents Plastiques
Effet de l'eau	Peux d'importance	Important	Très important
Effet de la distribution granulométrique	Important	Sans grande importance	Sans grande importance

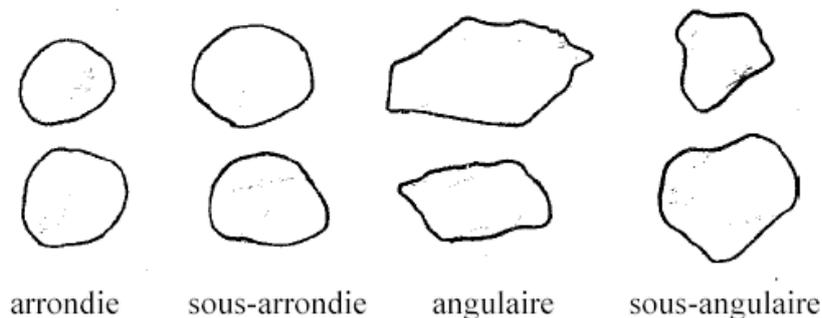


Figure 1.1 : Quelques formes typiques de grains gossiers

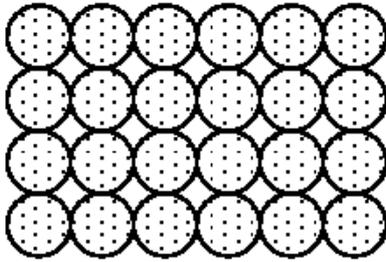
1.6.6. Texture :

Pour sa description on utilise les adjectifs : polie, mate, douce, rugueuse, striée, givrée.

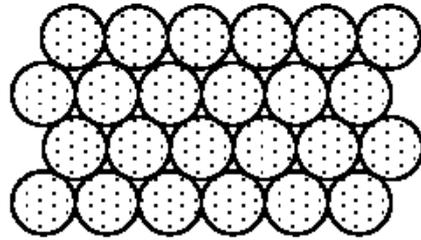
1.6.7. Structure élémentaire :

Les particules de toutes dimensions et toutes formes s'arrangent dans le sol pour former des structures variées. Les particules des sols à gros grains ont un arrangement élémentaire de sorte que chaque grain est solidement installé entre ses voisins telles les structures élémentaires extrêmes (la plus compacte et la plus lâche), structure dense, structure lâche et structure en nid d'abeille (Fig.1.2). Dans les argiles, on peut trouver des structures en nid d'abeille et structure floconneuse qui sont moins résistantes (Fig.1.3). Les sols relevant de ce dernier type posent des problèmes redoutables tels que gonflement et tassement. Les grains d'argile en forme de plaquettes, peuvent s'arranger de plusieurs façons (Fig.1.4). Lorsque le sol comporte des

grosseurs de grains variables (grosse ou fine), les arrangements se diversifient entre agrégats, amas et matrices (Fig.1.5).



Structure élémentaire lâche
 $n = 0,48$



Structure élémentaire dense
 $n = 0,26$



structure dense

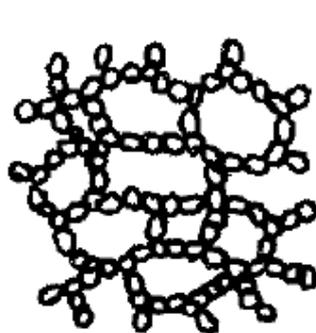


structure lâche

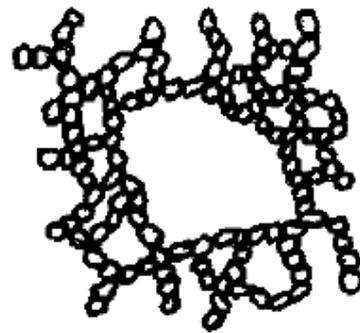


structure en nid d'abeille

Figure 1.2 : Arrangement de sols à grains grossiers



structure en nid d'abeille



structure floconneuse

Figure 1.3 : Arrangement de sols à grains fins

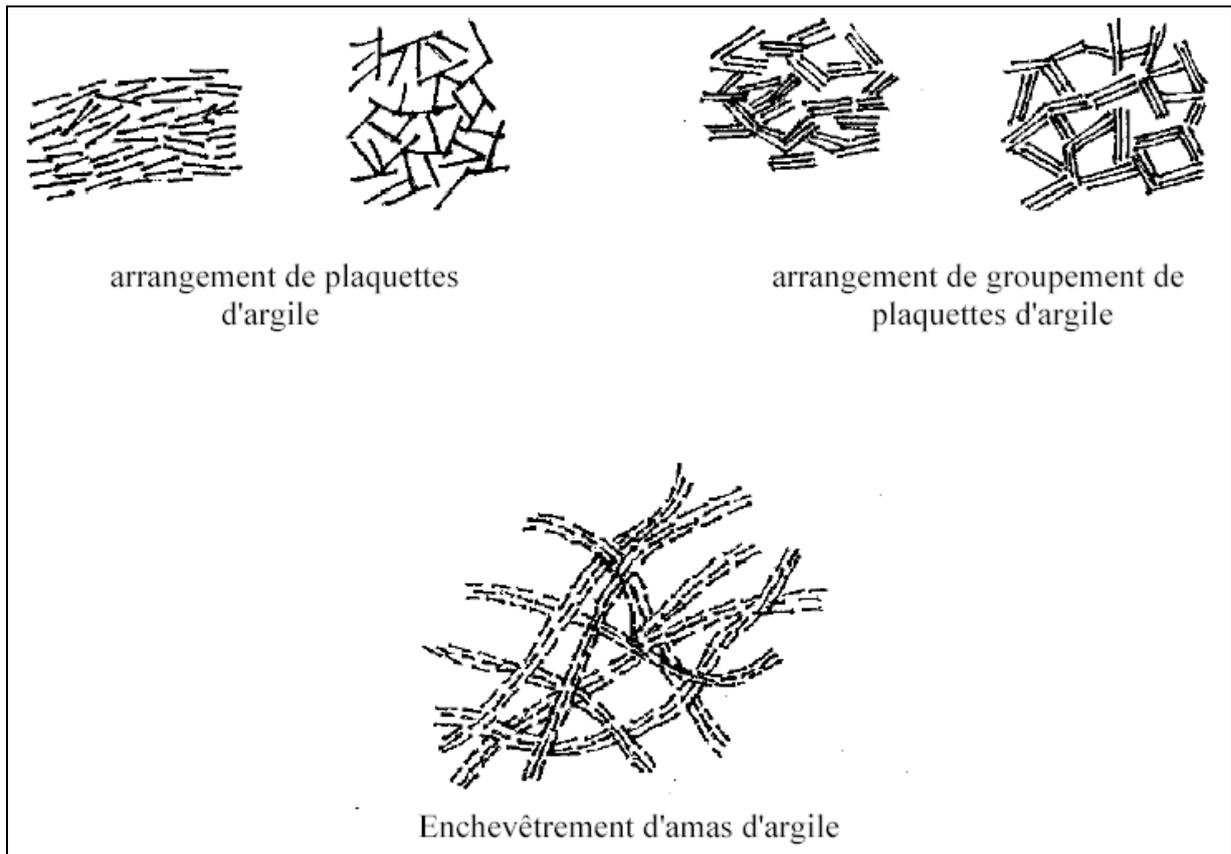


Figure 1.4 : Différents arrangements de plaquettes d'argile

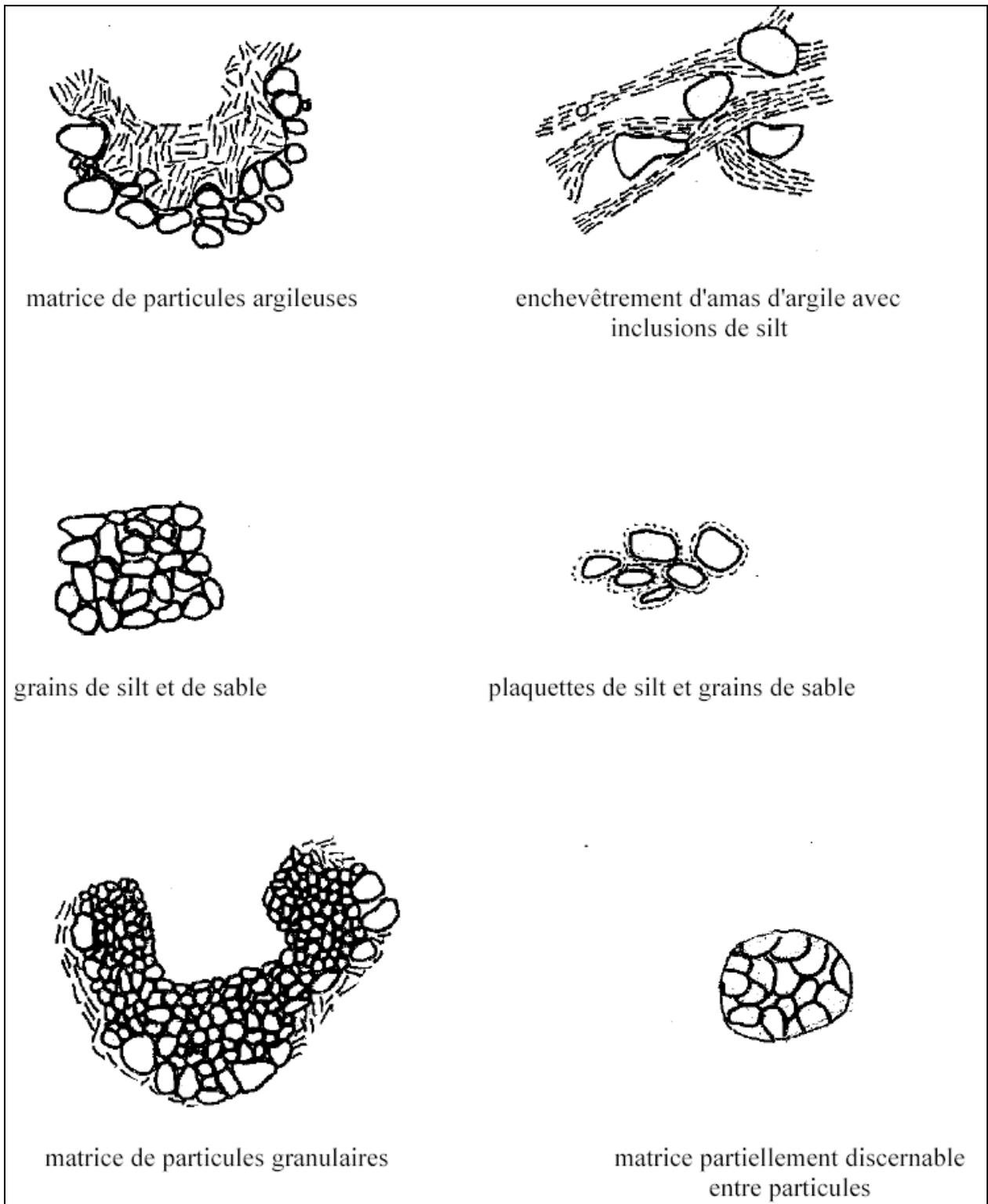


Figure 1.5 : Arrangement de particules solides de différentes grosseurs



arrangement de sable ou silt avec un liant



arrangement d'agrégat régulier avec des grains de sable ou silt



arrangement d'agrégat régulier avec une matrice de particules fines



agrégats irréguliers retenus par un liant



agrégats irréguliers formant un nid d'abeille

(Suite) Figure 5 : Arrangement de particules solides de différentes grosseurs

1.6.8. Granulométrie (ou Analyse granulométrique) :

C'est l'étude en laboratoire de la répartition des grains d'un sol selon leurs dimensions (ou classes de taille). Deux techniques sont classiquement mises en œuvre pour réaliser l'essai d'analyse granulométrique au laboratoire :

- **La sédimentation** pour les grains de dimension inférieure à 80 μm (sols fins) ;
- **Le tamisage** pour les grains de dimension supérieure à 80 μm (sols grossiers ou grenus).

1.6.8.1. Sédimentation :

L'analyse granulométrique par sédimentation (Norme NF P 94-057 ; LCPC N° 18) complète le tamisage pour déterminer la répartition, selon leur diamètre, des grains de la fraction fine des sols (Diamètre inférieure à 80 μm). L'essai utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de sédimentation (ou décantation) des grains fins à très fins est fonction de leurs dimensions.

L'essai consiste à prélever une certaine quantité de cette fraction fine et à la mettre en suspension dans de l'eau additionnée de défloculent (Examétaphosphate de sodium « NaPO_3 »). Le sol fin étant dispersé par agitation mécanique pour homogénéisation. Les particules sédimentent à différentes vitesses selon leurs tailles. A l'aide d'un densimètre torpille, on mesure l'évolution dans le temps, à intervalle régulier, de la masse volumique (ou densité) de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale est calculée à partir de ces données. L'interprétation se fait en utilisant la loi de *Stokes* qui décrit la vitesse de chute de petites particules sphériques en suspension indépendante dans un liquide visqueux sous l'action de la gravité.

La loi de Stokes donne, dans le cas des grains sphériques de même masse volumique, la relation entre le diamètre et leur vitesse de sédimentation. Par convention, cette loi est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalent des particules.

$$v = \frac{d^2}{18\eta} \cdot (\rho_s - \rho_f) \cdot g$$

Où :

- v = vitesse de sédimentation ;
- d = le diamètre des particules fines ;
- ρ_s = la masse volumique des grains ;
- ρ_f = la masse volumique du fluide ;
- η = la viscosité du fluide ;
- g = l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

L'utilisation de cette méthode de sédimentation nécessite que les grains soient bien individualisés. Il faut également se souvenir que la viscosité du fluide (eau + dispersant) est liée à la température.

1.6.8.2. Tamisage :

L'essai d'analyse granulométrique par tamisage à sec (Norme NF P 94-056) est utilisé pour les sols dont les grains sont de dimension supérieure à 80 μm (sols grossiers ou grenus). Cet essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis, emboîtés les uns dans les autres, un sol séché de masse connue (m_1) en plusieurs classes de tailles granulaires. Les dimensions des mailles des tamis sont décroissantes du haut vers le bas. On utilise des tamis à mailles carrées par leur ouverture ; la dimension nominale d'un tamis correspond à la longueur du côté de la maille (en mm). Le granulat est placé sur le tamis le plus haut et par vibrations, on répartit les grains sur les différents tamis selon leur grosseur. Et à peser successivement le refus cumulé (R_c) sur chaque tamis (i).

On note que, la quantité du sol qui est retenue (ou refusée) par le tamis est désignée par le terme « **Refus** », et celle qui passe à travers le tamis est désignée par le terme « **Tamisât** (ou Passant) ».

La masse cumulée des refus pour chaque tamis (m_{RCi}) est rapportée à la masse totale sèche (m_1) de l'échantillon soumis à l'analyse pour obtenir le pourcentage des refus cumulés correspondant au tamis (i) :

$$\% R_{Ci} = \frac{m_{RCi}}{m_1} \cdot 100$$

La masse cumulée des tamisât pour chaque tamis (m_{TCi}) est obtenue par soustraction de la masse cumulée des refus pour chaque tamis (m_{RCi}) de la masse totale sèche (m_1) initiale de l'échantillon, soit :

$$m_{TCi} = m_1 - m_{RCi}$$

Cette masse (m_{TCi}) est rapportée à la masse totale sèche (m_1) initiale pour déterminer le pourcentage des tamisât cumulés correspondant au tamis (i) :

$$\% T_{Ci} = \frac{m_{TCi}}{m_1} \cdot 100 ;$$

Le pourcentage des tamisât cumulés correspondant au tamis (i) peut être calculé autrement et facilement par l'équation suivante :

$$\% T_{Ci} = 100 \% - \% R_{Ci}$$

Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique sur une feuille semi-logarithmique. En abscisse, les dimensions des mailles sont représentées sur une échelle logarithmique et en ordonnée, les pourcentages sur une échelle arithmétique.

L'interprétation des résultats se fait en traçant, d'une manière continue, la courbe granulométrique qui représente la variation du pourcentage des tamisât cumulés en fonction des dimensions des mailles des tamis (Dimensions des grains) (Fig. 1.6 et 1.7).

$$\% \text{ Tamisât} = f(\text{logarithme des dimensions des mailles des tamis})$$

La valeur de la granulométrie coupure entre grains "grossiers" et grains "fins" est conventionnelle ; celle qui est donnée ici correspond au standard de la mécanique des sols.

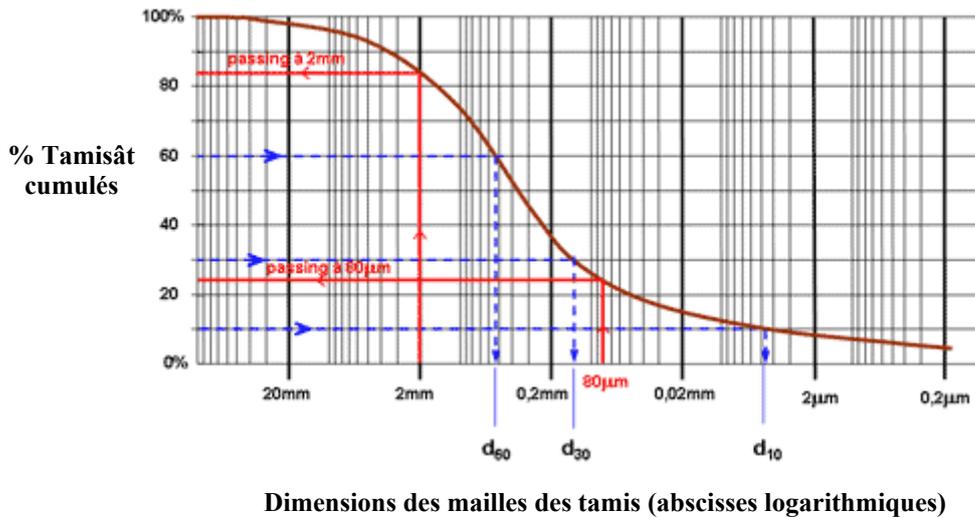
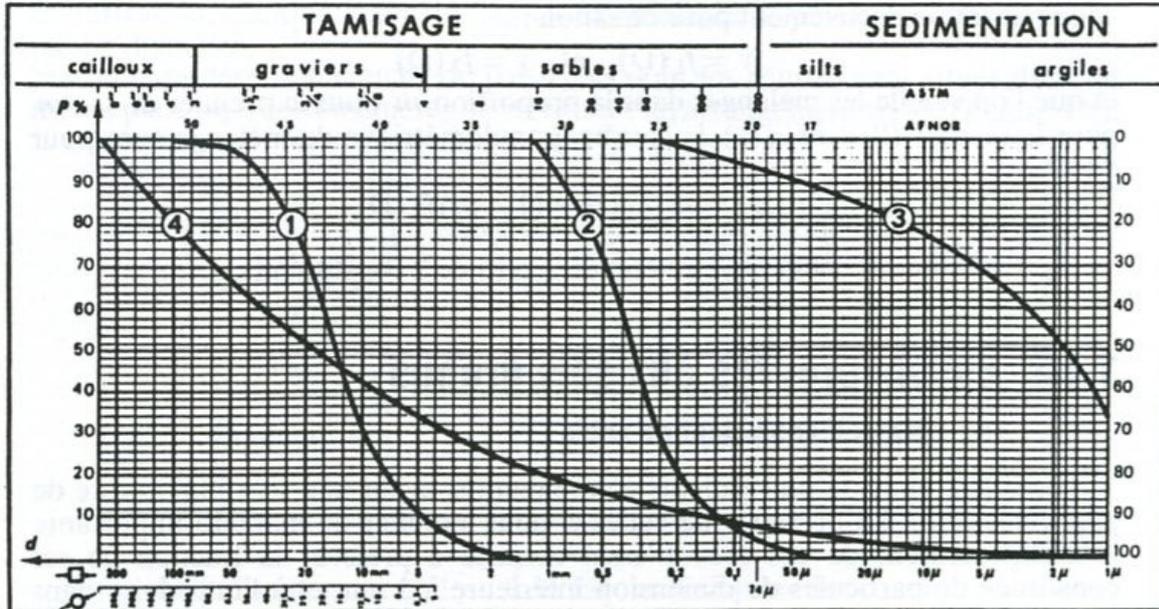


Figure 1.6 : Représentation des résultats d'une analyse granulométrique sous la forme de tamisât en fonction du logarithme de la taille des grains. Définition des valeurs utilisées dans les classifications.

1. graviers 2. sable 3. argile 4. granulo étendue



D_y = diamètre pour lequel le y % des grains sont tels que $d \leq D_y$

Figure 1.7 : Exemples de courbes granulométriques de quelques types de sols.

Le tamisage donne une taille vraie des grains mais n'intègre pas leur forme. La méthode de sédimentation donne une taille équivalente basée sur la loi de Stokes qui régit la vitesse de chute de grains sphériques dans l'eau, suivant certaines hypothèses. Il y a assez souvent un problème de continuité entre les deux types de mesure.

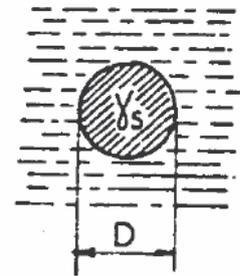
La courbe granulométrique est un élément essentiel de la description géotechnique des sols, elle permet de comparer les différents sols entre eux et sert de base aux différentes classifications des sols réels en se référant à des valeurs coupures types dont les plus souvent considérées sont les suivantes :

- Le tamisât (passant) à $80\mu\text{m}$ correspond à la coupure entre grains fins et grains grossiers ;
- Le tamisât à 2mm sépare les sables des graviers ;
- Le tamisât à $2\mu\text{m}$ correspond aux "argiles" au sens granulométrique.

En considérant le diamètre moyen D des grains, on distingue grossièrement (Tableau 1.3) :

Tableau 1.3 : Définition des classes de dimensions en granulométrie

- les blocs rocheux	$D > 200\text{mm}$
- les cailloux	$20\text{mm} < D < 200\text{mm}$
- les graviers	$2\text{mm} < D < 20\text{mm}$
- les sables grossiers	$0,2\text{mm} < D < 2\text{mm}$
- les sables fins	$20\ \mu\text{m} < D < 0,2\text{mm}$
- les silts ou limons	$2\ \mu\text{m} < D < 20\ \mu\text{m}$
- les argiles	$D < 2\ \mu\text{m}$



En géotechnique on définit deux grandes familles de sol (Tableau 1.3), à savoir :

- Les **sols grenus** constitués de grains de dimension **supérieure à $20\ \mu\text{m}$** ($0,02\ \text{mm}$), (sols pulvérulents ou frottant) : *sables et graviers* ;
- Les **sols fins** composés de grains de dimensions **inférieures à $20\ \mu\text{m}$** , (sols cohésifs ou plastiques) : *limons et argiles*.

Les grains d'un sol ne sont pas liés par un ciment comme c'est le cas du béton, mais ils peuvent être soumis à des forces d'attraction inter-granulaires diverses. Ces forces sont en général faibles et diminuent rapidement lorsque la distance entre les grains augmente. Elles n'influencent que le comportement des sols à dimensions très faibles. Dans ce cas le sol est doté d'une cohésion.

On appelle D_y la dimension du grain correspondant à $y\%$ en poids de tamisât (passants). La valeur D_{10} est appelée diamètre efficace du sol.

La forme de la courbe granulométrique est aussi extrêmement importante, elle est caractérisée par deux coefficients :

- **C_u coefficient d'uniformité** (dit de *Hazen*) : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- C_c coefficient de courbure : $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$

On parlera de granulométrie uniforme si les grains sont à peu près tous de la même taille et de granulométrie étalée si toutes les tailles de grains sont représentées (Fig. 1.8).

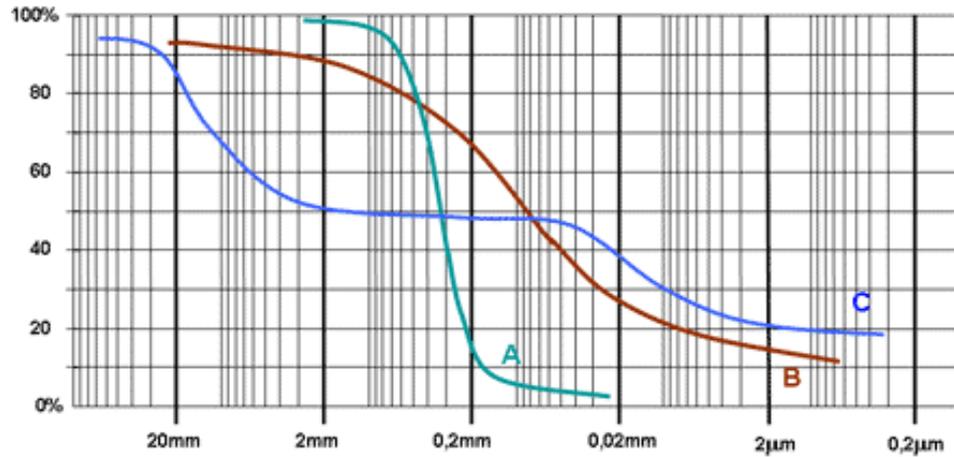


Figure 1.8 : Exemples de courbes granulométriques :

- A - granulométrie uniforme ;**
- B - granulométrie étalée ;**
- C - granulométrie discontinue**

V_w = Volume d'eau contenue dans l'échantillon de sol (*w pour water*) ;

V_s = Volume des grains solides contenus dans l'échantillon de sol ;

V_v = Volume des vides entre les grains :

$$V_v = V_w + V_a$$

$$V_T = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

Poids (ou masse) :

P_T (ou m_T) = poids (ou masse) total de l'échantillon de sol ;

P_s (ou m_s) = poids (ou masse) des grains solides contenus dans l'échantillon de sol ;

P_w (ou m_w) = poids (ou masse) de l'eau contenue dans l'échantillon de sol ;

P_a (ou m_a) : poids (ou masse) de l'air contenu dans l'échantillon de sol ; il est en général négligeable ($P_a \approx 0$) ;

$$P_T = P_s + P_w$$

$$m_T = m_s + m_w$$

La phase gazeuse :

En génie civil, le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols secs ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides.

La phase liquide :

L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et peut être mobile (écoulement plus ou moins rapide), (Fig.2.2). Lorsque l'eau remplit totalement tous les vides, le sol est dit **saturé**. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit **sec**.

NB : L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe.

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions $< 2\mu\text{m}$), on distingue plusieurs catégories d'eau :

- **l'eau de constitution** qui rentre dans la composition chimique des feuillets ;
- **l'eau liée ou eau adsorbée** qui constitue un film autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et ne s'évacue qu'à des températures très élevées (200 à 300°C)
- **l'eau interstitielle** qui peut être soit **l'eau libre** soit **l'eau capillaire**. L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains ; l'eau capillaire est une partie de l'eau libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à 100°C à l'étuve.

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

La phase solide :

On a vu que les sols résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit facilement que les grains (ou particules) solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère.

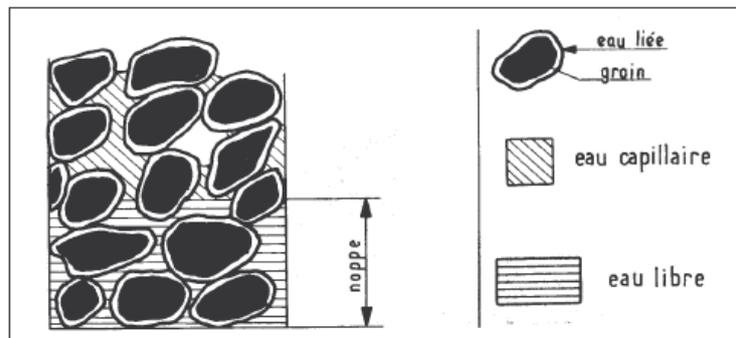
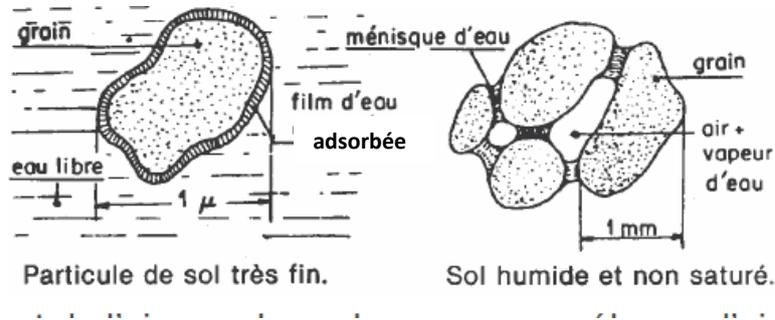


Figure 2.2 : Différents états de l'eau dans les sols.

2.3. Caractéristiques physiques communes aux différents sols :

Les proportions relatives de chacune de ces phases (solide, liquide, gazeuse) sont généralement définies avec de l'aide de trois (3) types de rapports :

- Rapports gravimétriques (ou de poids) ;
- Rapports volumétriques ;
- Rapports mixtes entre la masse (le poids) et le volume.

2.3.1. Masses et poids volumiques :

• On appelle masse volumique apparente (ou humide) ou tout simplement masse volumique, la masse par unité de volume du sol considéré, lorsque la teneur en eau du sol est la teneur naturelle (w_{nat}) (sol humide à l'état naturel) :

$$\rho_h = \frac{m_T}{V_T}$$

• La masse volumique sèche est la masse de la matière sèche (grains solides) contenue dans l'unité de volume du sol considéré :

$$\rho_d = \frac{m_s}{V_T}$$

- La masse volumique des grains solides (ou masse volumique absolue ou spécifique) est la masse de la matière sèche (grains solides) contenue dans l'unité de volume des grains (ou particules) solides constituant le sol considéré :

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

Dans la majorité des questions, c'est le poids volumique qui intervient, notons donc γ le poids associé à la masse m_i , d'où les définitions :

➤ **γ (ou γ_h) le poids volumique apparent (ou humide) :**

C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol.

$$\gamma_h = \frac{P_T}{V_T} ; \quad \text{Ou } \gamma_h = \frac{m_T \cdot g}{V_T} = \rho_h \cdot g ; \quad (g : \text{accélération de la pesanteur} = 9.81 \text{ m/s}^2)$$

(A titre d'exemple : Sable : $\gamma \approx 17$ à 20 kN/m^3 ; argile : $\gamma \approx 16$ à 22 kN/m^3)

γ_d le poids volumique sec (« d » pour « dry ») :

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_T} ; \quad \text{Ou } \gamma_d = \frac{m_s \cdot g}{V_T} = \rho_d \cdot g$$

(A titre d'exemple : Sable : $\gamma_d \approx 14$ à 18 kN/m^3 ; argile : $\gamma_d \approx 10$ à 20 kN/m^3)

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

➤ **γ_w le poids volumique (ou spécifique) de l'eau :** $\rho_w = \frac{m_w}{V_w}$

($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$. On prend souvent $\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$. Ce qui entraîne d'emblée 2% d'erreur relative)

➤ **γ_{sat} le poids volumique saturé :** lorsque tous les vides sont remplis d'eau ($V_v = V_w$)

$$\gamma_{sat} = \frac{P_T}{V_T} = \frac{P_s + P_w}{V_T} = \frac{P_s + \gamma_w \cdot V_v}{V_T} ; \quad (\text{Sable et argile : } \approx 19 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3)$$

NB : Si le sol est saturé $\gamma = \gamma_{sat}$

➤ **γ' le poids volumique déjaugé :**

Il est pris en compte lorsque le sol est entièrement immergé. Il tient compte de la présence de l'eau qui remplit tous les vides et de la poussée d'Archimède. C'est le poids apparent des grains solides baignant dans l'eau. Il est donné par :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w ; \quad (\text{Sable et argile : } \approx 9 \text{ à } 12 \text{ kN/m}^3)$$

➤ **γ_s le poids volumique des grains solides :** (de la matière constituant les grains solides)

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} ; \quad (\text{Sable et argile : } \approx 26 \text{ à } 27 \text{ kN/m}^3)$$

Parfois on utilise les densités par rapport à l'eau :

➤ **la densité humide G_h (ou D_h) :**

$$G_h = \frac{\gamma_h}{\gamma_w} ; \quad (\text{Sable : } G_h \approx 1.7 \text{ à } 2.0 ; \text{ argile : } G_h \approx 1.6 \text{ à } 2.2)$$

➤ **la densité sèche G_d (ou D_d) :**

$$G_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} ; \quad (\text{Sable : } G_d \approx 1.4 \text{ à } 1.8 ; \text{ argile : } G_d \approx 1.0 \text{ à } 2.0)$$

➤ **la densité déjaugée G' (ou D') :**

$$G' = \frac{\gamma'}{\gamma_w} ; \quad (\text{Sable et argile : } G' \approx 0.9 \text{ à } 1.2)$$

➤ **la densité des grains solides G_S (ou D_S) :**

$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_w} ; \quad (\text{Sable et argile : } G_S \approx 2.6 \text{ à } 2.7)$$

Remarque :

La densité des grains solides (G_S ou D_S) varie peu. Cette conclusion est le fait que l'Aluminium « Al » et le Silicium « Si » sont les éléments dominant dans les sols. Ces deux éléments simples ont des poids atomiques voisins (26,98 et 28,09 respectivement). Ainsi la plupart des minéraux constitutifs des sols ont une densité des grains solides située entre 2,4 et 2,9. Soit G_S (moyenne) ≈ 2.65 .

On observera que le vocabulaire courant utilisé dans le milieu professionnel du B.T.P.H confond assez facilement *poids volumique*, *masse volumique* et *densité*.

2.3.2. Caractéristiques de volume (Porosité, indice des vides et densité relative (indice de densité)) :

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

➤ **Porosité :**

La porosité « n » est définie comme étant le rapport du volume des vides (eau et air) au volume total du sol.

$$n = \frac{V_V}{V_T} ; \quad (\text{À titre d'exemple : Sable : } n \approx 0.25 \text{ à } 0.50 ; \text{ argile : } n \approx 0,20 \text{ à } 0.80).$$

La porosité est toujours inférieure à 1 ; ($n \in [0 ; 1[$). Elle peut aussi être exprimée en pourcentage (%). La porosité permet de connaître l'importance des vides c'est-à-dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré (dense ou compacte).

- **Compacité :**

$$n = \frac{V_V}{V_T} = \frac{V_T - V_S}{V_T} = 1 - \frac{V_S}{V_T}$$

D'où : $\frac{V_S}{V_T} = (1 - n)$; cette quantité est définie comme étant la **compacité**.

➤ **Indice des vides :**

L'indice des vides « e » est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{V_V}{V_S} ; (\text{Sable : } e \approx 0.5 \text{ à } 1 ; \text{ argile : } e \approx 0,3 \text{ à } 1)$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 ; ($e \in [0.10 ; 5]$).

Le volume des particules solides V_S peut être considéré comme invariant (incompressible). Mais, le volume total (ou apparent) V_T varie avec les variations du volume des vides V_V provoquées par les sollicitations auxquelles sont soumis les sols. C'est pour cela, qu'on préfère souvent rapporter le volume des vides au volume des particules solides et non pas au volume total.

La signification de l'indice des vides est analogue à celle de la porosité. Ainsi, e et n sont liés par les relations suivantes :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{et} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

➤ **Densité relative ou indice de densité :**

Elle est définie par l'expression :
$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

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

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

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

L'indication de l'indice de densité (Fig.2.3) permet d'avoir une idée sur l'état de tassement d'un sol donné :

- $I_d = 0$ pour l'état le plus lâche ($e = e_{\max}$) ;
- $I_d = 1$ pour l'état le plus compact ($e = e_{\min}$).

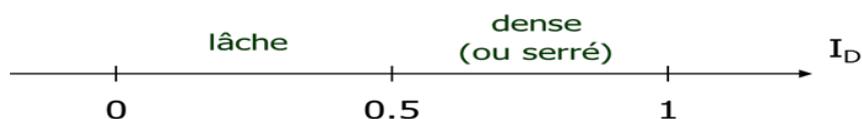


Figure 2.3 : Variation de l'indice de densité en fonction de l'état de tassement de sol.

2.3.3. Teneur en eau et degré de saturation :

➤ Teneur en eau :

La teneur en eau, notée « w », est définie par le rapport du poids (ou la masse) de l'eau au poids (ou la masse) des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pourcentage. Et elle est facilement mesurable en laboratoire.

$$w = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100 = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 = \frac{(m_T - m_s)}{m_s} \cdot 100 ; \quad w \in [0 ; w_{\text{sat}}]$$

➤ Degré de saturation :

Le degré de saturation noté « S_r », indique dans quelle proportions les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage.

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

Comme le montre le tableau 2.1, le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100 % (sol saturé) :

Tableau 2.1 : Echelle de saturation.

Degré de saturation « S_r »	Etat du sol
0	Sec
1 ÷ 25	Peu humide
25 ÷ 50	Humide
50 ÷ 75	Très humide
100	Saturé

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

2.3.4. Relations entre les différents paramètres physiques d'un sol :

Tous les paramètres physiques précédemment définis ne sont pas indépendants. Les relations les plus importantes existantes entre ces différents paramètres sont données et démontrées ci-dessous et récapitulées dans le tableau 2.2.

Pour caractériser complètement un sol, la connaissance de trois paramètres indépendants est nécessaire ; le poids volumique de l'eau étant connu. Par exemple :

- un paramètre quantifiant le poids volumique : γ ou γ_s ou γ_d ;

- un paramètre quantifiant l'importance des vides : e ou n ;
- un paramètre quantifiant la présence d'eau : w ou S_r .

Nous avons vu que le poids volumique des particules solides (en dehors des particules organiques et métalliques) varie entre des limites assez proches ($26 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma_s \leq 27 \text{ kN/m}^3$). On peut donc le considérer pratiquement comme constant (on prend en général $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$). Dans ce cas les paramètres variables et indépendants d'un sol se réduisent à deux.

Il est très pratique d'utiliser le schéma de la représentation conventionnelle (diagramme des phases) d'un sol du paragraphe précédent (Fig. 2.1) pour déterminer ou démontrer ces relations. Pour cela, on considère habituellement un échantillon modèle de sol dans les deux cas suivants :

Cas 1 : Supposons un échantillon modèle de sol ayant un **volume total (apparent) unitaire** ($V_T = 1$), et dont le diagramme des phases est donné sur la figure 2.4.

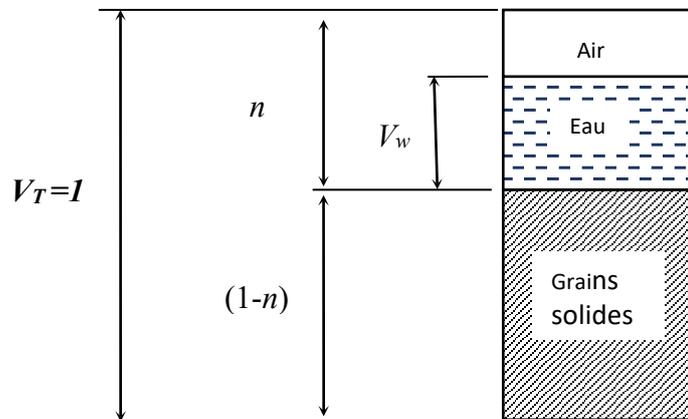


Figure 2.4 : Diagramme des phases d'un échantillon de sol modèle avec ($V_T = 1$)

Avec $V_T = 1$, (Fig. 2.4), on aura alors :

$$n = \frac{V_V}{V_T} = \frac{V_V}{1} = V_V \quad ; \quad V_V = n ;$$

$$V_T = V_S + V_V \Leftrightarrow V_S = V_T - V_V = 1 - n \quad ; \quad V_S = 1 - n ;$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_V} = \frac{V_w}{n} \Leftrightarrow V_w = n \cdot S_r ;$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{n}{(1-n)} ;$$

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \Rightarrow P_w = V_w \cdot \gamma_w = n \cdot S_r \cdot \gamma_w \quad ; \quad \text{Et } \gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \Rightarrow P_s = V_s \cdot \gamma_s = (1-n) \cdot \gamma_s ;$$

D'où : $w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{n \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1-n) \cdot \gamma_s}$; Ou $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$; (Teneur en eau pour un sol humide) :

- Pour un sol sec ($S_r = 0$), la teneur en eau est nulle ($w = 0$) ;

- Pour un sol saturé ($S_r = 1$), la teneur en eau devient : $w = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$;

D'où l'indice des vides : $e = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$; ou $e = w \cdot G_s \approx 2.65w$ (pour un sol saturé) ;

Le poids volumique apparent pour un sol humide (à l'état naturel) est donné comme suit :

$\gamma_h = \frac{P_T}{V_T} = \frac{P_s + P_w}{1} \Rightarrow \gamma_h = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$ (Pour un sol humide) :

- Pour un sol sec ($S_r = 0$), on aura le poids volumique sec :

$\gamma_d = (1-n) \cdot \gamma_s$

- Pour un sol saturé ($S_r = 1$), on aura le poids volumique saturé :

$\gamma_{sat} = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w$

Le poids volumique déjaugé est exprimé par :

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w - \gamma_w$

$\gamma' = (1-n) \cdot \gamma_s - (1-n) \cdot \gamma_w$

D'où : $\gamma' = (1-n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w)$

Cas 2 : Supposons un échantillon modèle de sol avec un **volume des grains solides unitaire** ($V_s = 1$), et dont le diagramme des phases est donné sur la figure 2.5.

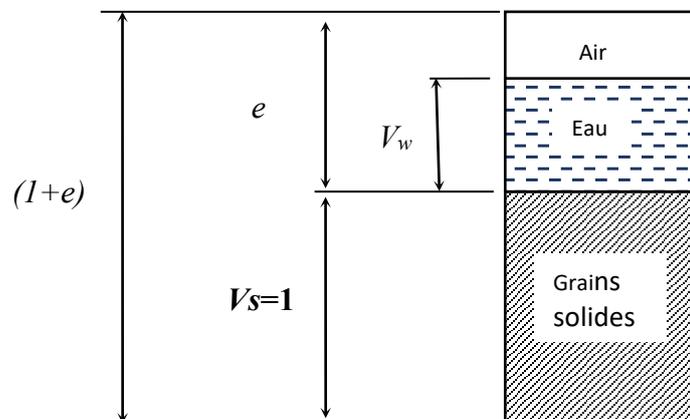


Figure 2.5 : Diagramme des phases d'un échantillon de sol modèle avec ($V_s = 1$)

Avec $V_s = 1$, (Fig. 2.5), on aura alors :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{1} = V_v \quad ; \quad V_v = e ;$$

$$V_T = V_s + V_v \Rightarrow V_T = 1 + e ;$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{e} \Leftrightarrow V_w = e \cdot S_r ;$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} = \frac{e}{(1+e)} ;$$

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \Rightarrow P_w = V_w \cdot \gamma_w = e \cdot S_r \cdot \gamma_w ; \text{ Et } \gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \Rightarrow P_s = V_s \cdot \gamma_s = \gamma_s ;$$

D'où : $w = \frac{P_w}{P_s} = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$; (Teneur en eau pour un sol humide) :

- Pour un sol sec ($S_r = 0$), la teneur en eau est nulle ($w = 0$) ;

- Pour un sol saturé ($S_r = 1$), la teneur en eau devient : $w = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$;

D'où l'indice des vides : $e = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$; ou $e = w \cdot G_s \approx 2.65w$ (pour un sol saturé) ;

Le poids volumique apparent pour un sol humide (à l'état naturel) est donné comme suit :

$$\gamma_h = \frac{P_T}{V_T} = \frac{P_s + P_w}{(1+e)} \Rightarrow \gamma_h = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1+e)} \text{ (Pour un sol humide) :}$$

- Pour un sol sec ($S_r = 0$), on aura le poids volumique sec :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{(1+e)}$$

- Pour un sol saturé ($S_r = 1$), on aura le poids volumique saturé :

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{(1+e)}$$

Le poids volumique déjaugé est exprimé par :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{(1+e)} - \gamma_w = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w - (1+e) \cdot \gamma_w}{(1+e)}$$

$$\gamma' = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w - \gamma_w - e \cdot \gamma_w}{(1+e)}$$

D'où :
$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{(1+e)}$$

Tableau 2.2 : Relations entre paramètres physiques d'un sol

[1] $n = \frac{V_v}{V_T} \quad *$	[5] $e = \frac{V_v}{V_s} \quad *$	[9] $w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{P_w}{P_s} \quad *$
[2] $n = \frac{e}{(1+e)}$	[6] $e = \frac{n}{(1-n)}$	[10] $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$
[3] $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	[7] $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	[11] $w = \frac{\gamma_h}{\gamma_d} - 1$
[4] $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$	[8] $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$	[12] $w = S_r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
[13] $S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad *$	[14] $S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{\gamma_w \cdot e}$	[15] $S_r = \frac{w}{w_{sat}} ; \quad (\gamma_d \text{ constant})$
[16] $\gamma_h = (1+w)(1-n)\gamma_s$	[17] $\gamma_h = \frac{(1+w)}{(1+e)} \cdot \gamma_s$	[18] $\gamma_h = (1+w)\gamma_d$
[19] $\gamma_h = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$	[20] $\gamma_h = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1+e)}$	[21] $\gamma_h = (1-n)\gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$
[22] $\gamma_d = (1-n)\gamma_s$	[23] $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{(1+e)}$	[24] $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad *$
[25] $\gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$	[26] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{(1+e)}$	[27] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$
* : Relation de définition		

2.3.5. Propriétés colloïdales des sols fins :

On appelle sol fin un sol comportant au moins 50 % (en poids) de grains de dimension inférieure à 80 µm. Le comportement d'un sol fin est très lié à sa teneur en eau, mais aussi à sa structure cristalline et à sa composition minéralogique.

Rôle de l'eau :

Plus un sol est fin, plus la surface spécifique des grains est grande et plus l'eau, molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains. L'eau adsorbée est de l'eau attirée par polarité par les particules d'argiles (Fig.2.6). Elle constitue une fine pellicule qui entoure le grain, et qui peut être éliminée totalement, seulement par un chauffage très intense (200 à 300°C). Cette eau, très visqueuse, joue le rôle de lubrifiant des grains. L'eau libre (ou l'eau interstitielle), qui circule librement entre les grains, et que l'on peut éliminer à l'étuve à 105° environ crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

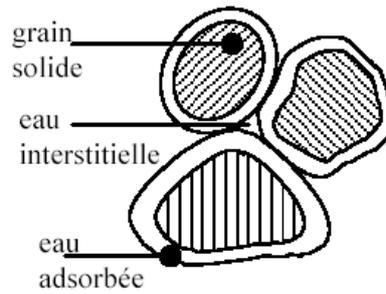


Figure 2.6 : Eau interstitielle et eau adsorbée

En laboratoire, ce rôle de l'eau est couramment apprécié par des essais qui mesurent les teneurs en eau de changement d'état : liquide, plastique ou solide. Aussi appelées limites d'*Atterberg*.

2.3.6. Limites d'Atterberg :

On distingue alors trois états de la consistance des argiles : états liquide, plastique et solide (Fig. 2.7).

- A l'**état liquide**, les grains sont indépendants les uns des autres (Fig.2.7.a.), le mouvement relatif entre les particules est aisé ;
- A l'**état plastique**, les grains sont plus rapprochés et ont mis en commun leurs couches d'eau adsorbées (Fig.2.7.b.). Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner ;
- A l'**état solide**, les distances inter-granulaires sont encore plus petites. Les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée (Fig.2.7.c.). Les frottements internes sont alors importants.

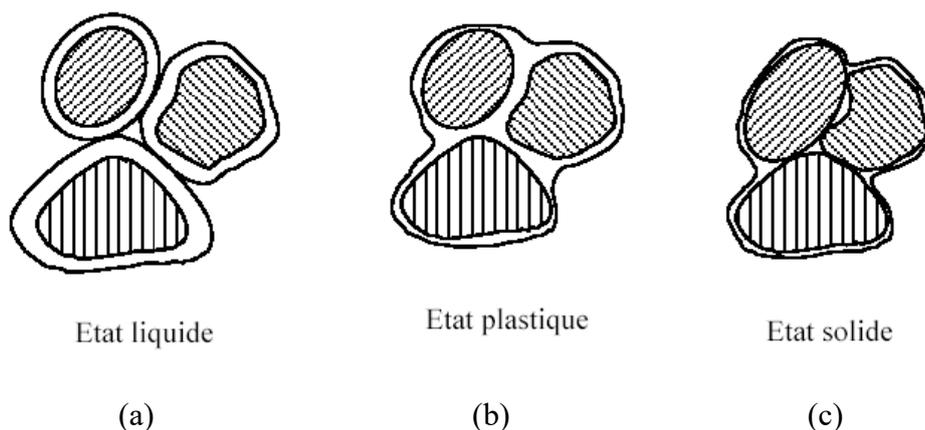


Figure 2.7 : Etats de consistance d'un sol.

La transition d'un état à l'autre est très progressive. Néanmoins, on utilise de façon pratique les limites d'Atterberg (Fig.2.8.), à savoir :

- Limite de liquidité w_L : Elle sépare l'état liquide de l'état plastique.

- Limite de plasticité w_p : Elle sépare l'état plastique de l'état solide.
- Limite de retrait w_R : Elle caractérise l'apparition du phénomène de retrait.

Ces limites sont mesurées sur le mortier, c.à.d. la fraction de sol qui passe à travers le tamis d'ouverture égale à 0,40 mm. En comparant la teneur en eau d'un sol donné aux limites d'Atterberg déterminées précédemment sur un échantillon du même sol, on obtient des indications fondamentales sur son comportement mécanique (Fig. 2.8). Autrement dit, ces limites décrivent certains comportements critiques. Sur la base de ces limites, on définit les indices suivants :

- **Indice de plasticité (I_p)** : Il mesure l'étendu du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime par :

$$I_p = w_L - w_p$$

Cet indice occupe une grande place en géotechnique (Fig. 2.9). Casagrande a montré que l'indice de plasticité est une fonction linéaire de la limite de liquidité :

$$I_p = a \cdot w_L - b$$

Où a et b sont des constantes.

Deux autres indices caractérisent la structure d'une argile de teneur en eau égale à w . Ils sont l'indice de consistance et l'indice de liquidité.

- **Indice de consistance (I_C)** : Il est défini par :

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p}$$

- **Indice de liquidité (I_L)** : Il est défini par :

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = 1 - I_C$$

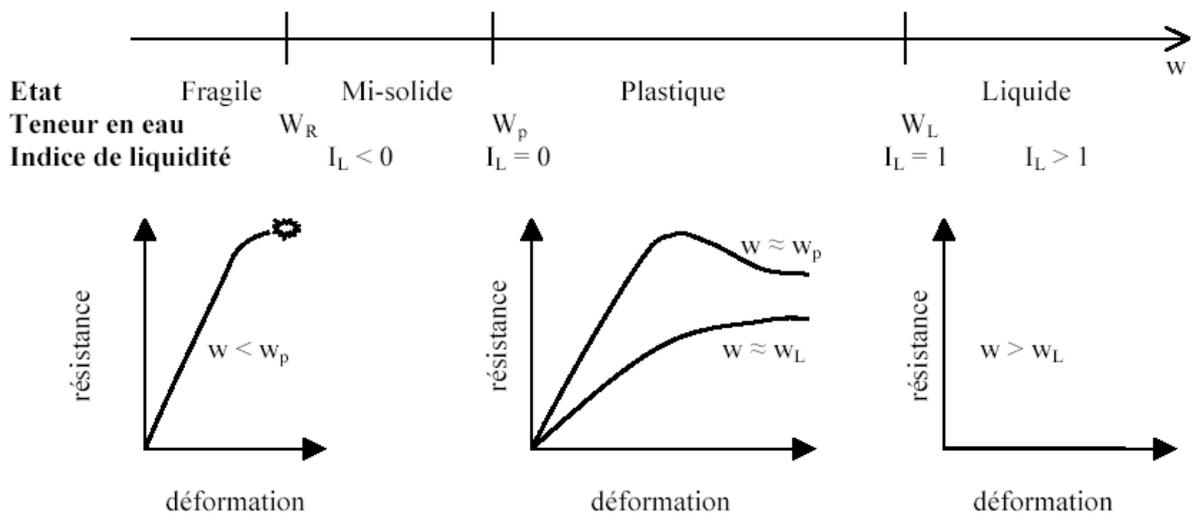


Figure 2.8 : Relation entre limites d'Atterberg et comportement mécanique.

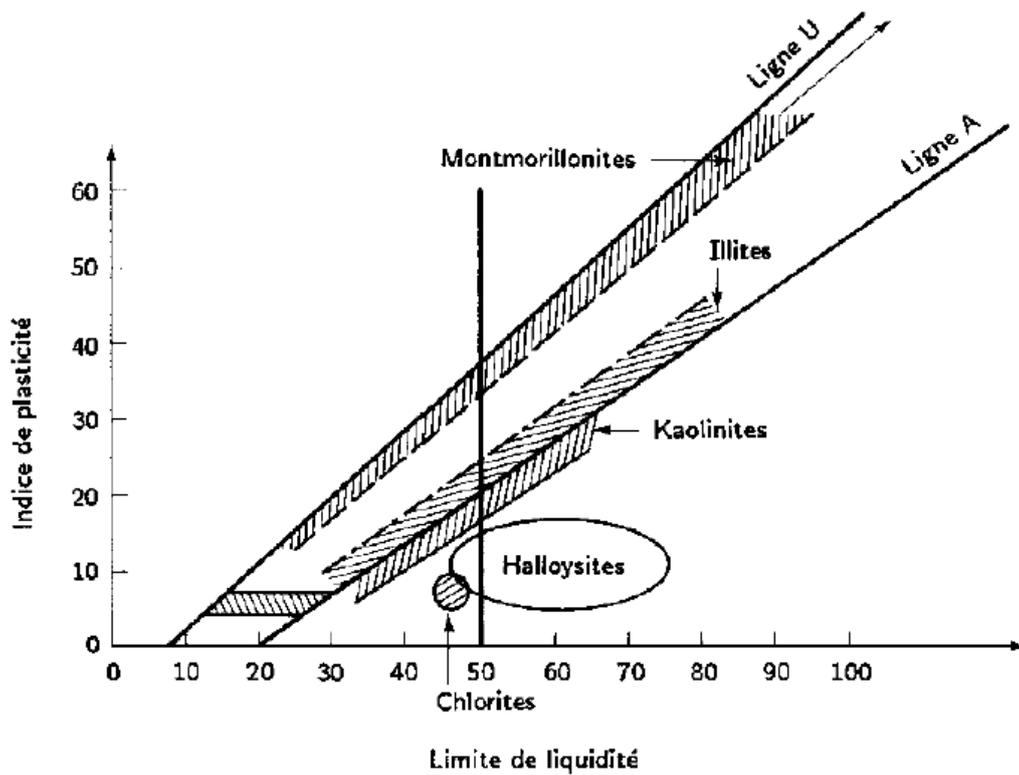


Figure 2.9 : Abaque de plasticité de Casagrande et position des minéraux argileux les plus connus.

2.4. Classification des sols :

La classification des sols est un moyen de créer des catégories de sol permettant de prédire leurs comportements.

En général, le simple examen visuel permet de donner un nom au matériau : marne bleu, argile jaune, sable fin, ...etc. Il faut toutefois compléter cette indication par :

- Une analyse granulométrique ;
- Détermination des limites d'Atterberg ;
- Teneur en eau, masse volumique ;
- Indice de densité pour les sols pulvérulents ;
- Résistance à la compression simple pour les sols cohérents ;

Ces renseignements permettent à l'ingénieur d'identifier les sols et par conséquent de se faire une idée sur leurs comportements. Il existe plusieurs systèmes de classification des sols :

- Classification triangulaire des sols fins (Fig. 2.10) ;
- Abaque de Casagrande (Fig. 2.11) ;
- Classification des sols selon LCPC (Fig.2.12)

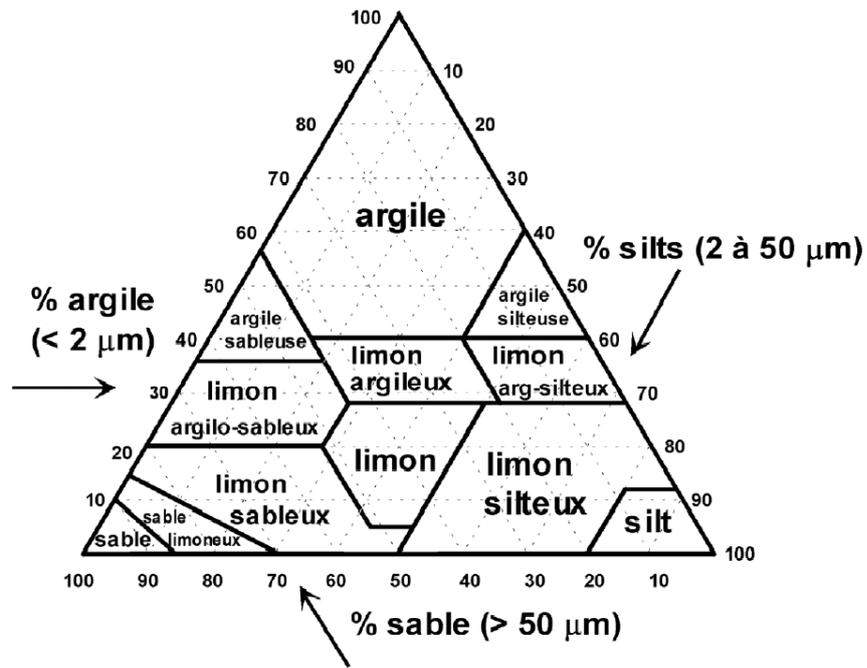


Figure 2.10 : Classification triangulaire des sols fins

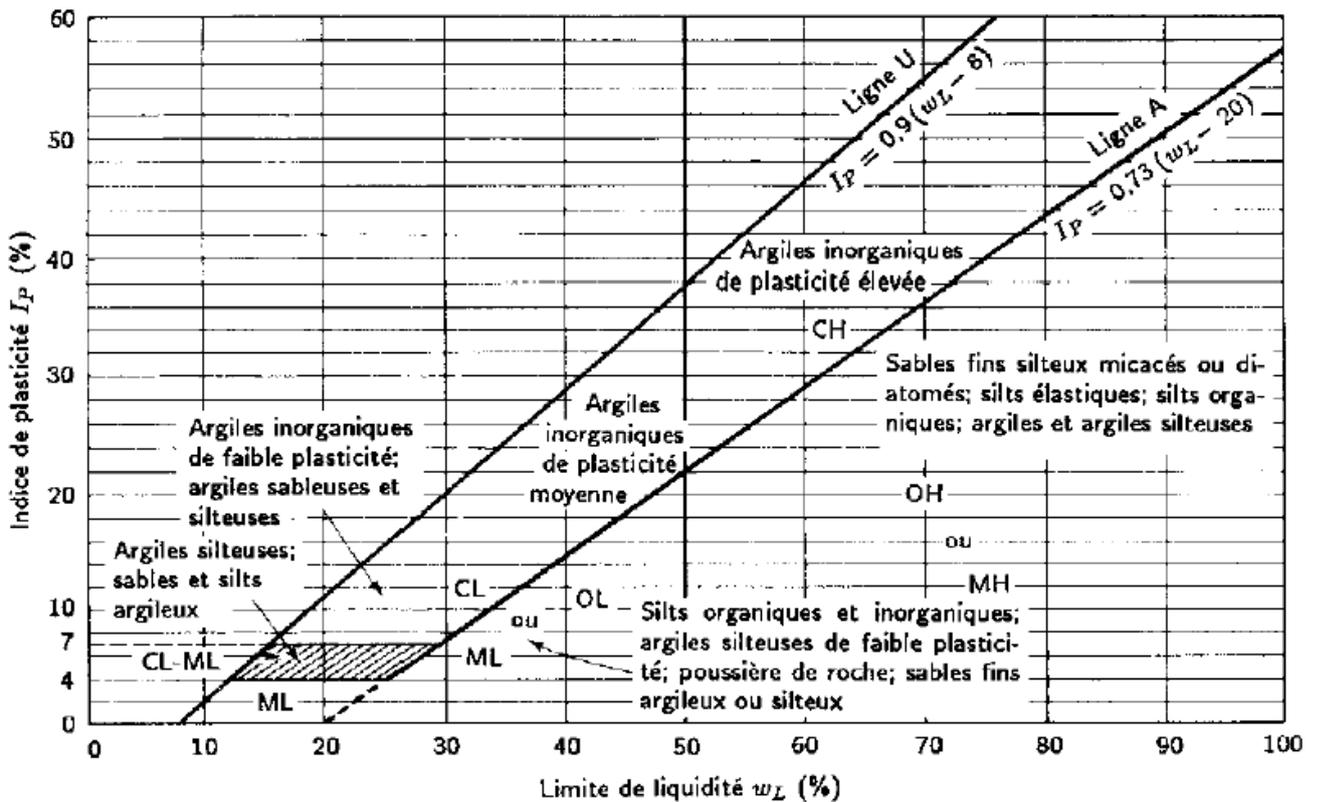


Figure 2.11 : Abaque de Casagrande et position de différents types de sols

SOLS GRENUS $D_{50} > 0.08 \text{ mm}$	GRAVES Plus de 50% d'éléments > 0.08mm ont un diamètre > 2mm	Grave propre $D_5 > 0.08\text{mm}$	$C_u > 4$ et C_c entre 1 et 3	Gb (GW)	Grave propre bien graduée
		Grave polluée $D_{12} < 0.08\text{mm}$	$C_u < 4$ ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$	Gm (GP)	Grave propre mal graduée
		Limites d'Atterberg au dessous de la ligne "A"		GL (GM)	Grave limoneuse
		Limites d'Atterberg au dessus de la ligne "A"		GA (GC)	Grave argileuse
	SABLES Plus de 50% d'éléments > 0.08mm ont un diamètre < 2mm	Sable propre $D_5 > 0.08\text{mm}$	$C_u > 6$ et C_c entre 1 et 3	Sb (SW)	Sable propre bien gradué
		Sable pollué $D_{12} < 0.08\text{mm}$	$C_u < 6$ ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$	Sm (SP)	Sable propre mal gradué
Limites d'Atterberg au dessous de la ligne "A"		SL (SM)	Sable limoneux		
Limites d'Atterberg au dessus de la ligne "A"		SA (SC)	Sable argileux		
SOLS FINS $D_{50} < 0.08 \text{ mm}$	SOLS PEU PLASTIQUES $w_L < 50$	Limites d'Atterberg au dessus de la ligne "A"		Ap (CL)	Argile peu plastique
		Limites d'Atterberg au dessous de la ligne "A"	Pas de matières organiques	Lp (ML)	Limon peu plastique
			Présence de matières organiques	Op (OL)	Sol organique peu plastique
	SOLS TRES PLASTIQUES $w_L > 50$	Limites d'Atterberg au dessus de la ligne "A"		At (CH)	Argile très plastique
		Limites d'Atterberg au dessous de la ligne "A"	Pas de matières organiques	Lt (MH)	Limon très plastique
			Présence de matières organiques	Ot (OH)	Sol organique très plastique
Prédominance de matières ligneuses				T (Pt)	Tourbe

Figure 2.12 : Classification des sols selon LCPC

Chapitre 3 : Compactage des sols

3.1. Généralités :

Le compactage est l'ensemble des actions exécutées (application de forces extérieures statiques ou dynamiques) pour augmenter la densité sèche $\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w}\right)$ (ou $\left(\frac{\rho_d}{\rho_w}\right)$) du sol traité (densification du sol). Ce qui conduit à réduire son volume apparent (ou volume total) par rapprochement des grains solides et réduction au maximum du volume des vides (diminution de l'indice des vides).

Cette densification n'est pas un but en soi. Elle est recherchée parce qu'elle entraîne d'autres conséquences :

- ✓ La première conséquence, liée à la notion de compacité, est la suppression ou du moins **la limitation des tassements**. Cet objectif, qu'il soit spécialement recherché ou non, est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage ;
- ✓ La deuxième conséquence est **la diminution de la perméabilité** de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de l'eau ;
- ✓ Une troisième conséquence possible du compactage est **l'amélioration des caractéristiques mécaniques** qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.

Pour les sols fins, une réserve s'impose, une augmentation de compacité pouvant, à des teneurs en eau élevées, entraîner une diminution brusque de la portance et du module de déformation.

Le compactage sur chantier consiste à faire passer, sur une couche de sol humide, des engins lourds (compacteurs) produisant des charges roulantes statiques ou dynamiques élevées (Energie de compactage).

Le compactage est le procédé inévitable de réalisation des remblais, par couches successives, entrant dans la construction des divers ouvrages en terres (barrages en terre ; retenues collinaires ; digues de protection contre les inondations ; lagunes des stations d'épuration ; routes et autoroutes ; aérodromes ; aires de parking ; remblais d'accès aux ponts ; remblais des tranchées après pose des divers réseaux souterrains ; comblement des excavations après réalisation des fondations et d'ouvrages enterrés ; couches d'assises des lignes ferroviaires ; aires de jeu des stades ...etc.).

A noter, qu'un compactage mal exécuté ou inadapté, peut porter des préjudices aux ouvrages édifiés, allant de simples déformations (affaissements et fissuration...) jusqu'à l'effondrement des ouvrages après leur mise en service, provoquant parfois des pertes de vies humaines précieuses. Ainsi, les dégâts matériels nécessitent souvent des travaux d'entretien ou de reconstruction, engendrant des incidences financières importantes.

D'où, l'obligation et l'importance d'une bonne maîtrise des paramètres de compactage et ses effets sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols traités.

On examinera dans ce chapitre successivement :

- L'influence de certains paramètres sur le compactage au laboratoire et sur le chantier ;
- Le compactage au laboratoire et le compactage in situ ;
- L'effet du compactage sur les propriétés hydrauliques et mécaniques du matériau traité.

3.2. Facteurs d'influence :

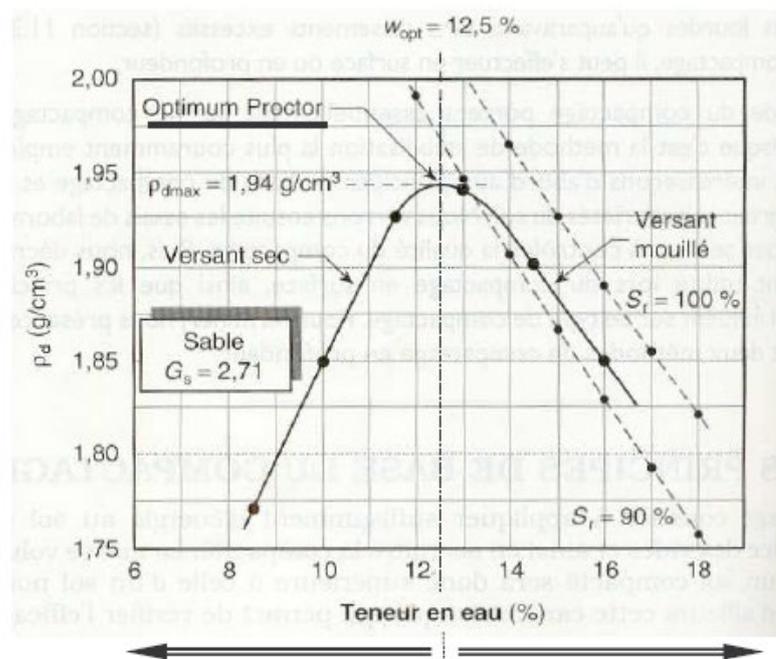
3.2.1. Influence de la teneur en eau : courbes de compactage :

C'est en 1933 que l'Ingénieur américain *Ralph R. Proctor* a mis en évidence l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la masse volumique sèche (ou le poids volumique sec) d'un sol grâce à l'essai qui porte son nom « Essai Proctor ».

En effet pour une énergie de compactage donnée, l'essai consiste à faire varier la teneur en eau (w) d'un échantillon de sol et à représenter graphiquement la variation de la masse volumique sèche (ρ_d) en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe ($\rho_d = f(w)$) en forme de cloche (Fig. 3.1) qui représente un point maximum ou optimum appelé « Optimum Proctor », ayant pour coordonnées w_{opt} (teneur en eau optimale) et ρ_{max} (masse volumique maximale).

w_{opt} et ρ_{max} sont les valeurs obtenues par l'essai Proctor.

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



Pas assez d'eau : l'énergie de compactage se dissipe à cause des frottements entre grains => pas ou peu de consolidation

Trop d'eau : l'énergie de compactage passe dans l'eau => pas ou peu de consolidation

Figure 3.1 : Courbe de compactage (Courbe Proctor) pour une énergie de compactage donnée.

3.2.2. Influence de la nature du sol :

De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables, et par contre, elle présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques (Fig.3.2).

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

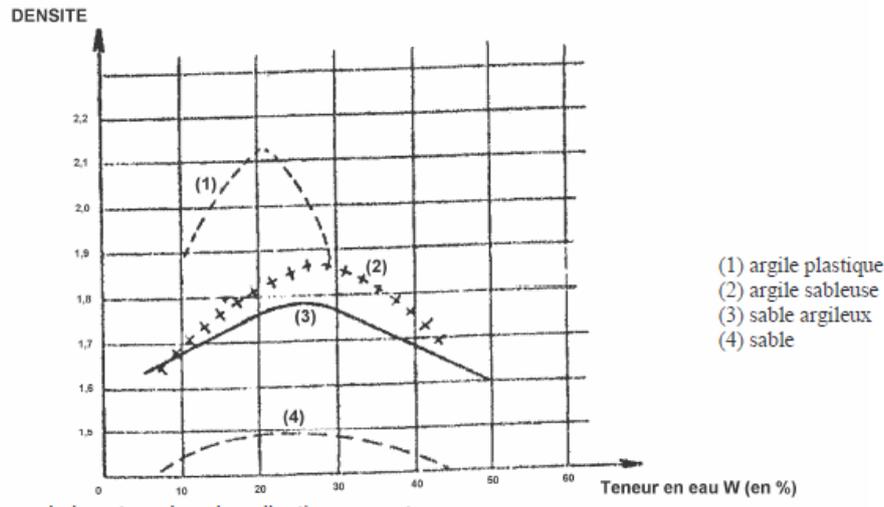


Figure 3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor.

A noter :

Suivant la teneur en eau du sol compacté par rapport à la teneur en eau optimale w_{opt} , ($w_{faible} < w_{opt} < w_{forte}$), on obtient pour les sols fins les perméabilités suivantes :

- **Forte perméabilité** : pour des faibles teneurs en eau ($w_{faible} < w_{opt}$) ;
- **Faible perméabilité** : pour des fortes teneurs en eau ($w_{forte} > w_{opt}$).

Cette fluctuation de la perméabilité en fonction de la teneur en eau est due à la structure des argiles, comme la montre la figure 3.3 ci-dessous. À faibles teneurs en eau (w_{faible}), les particules d'argile ont une structure floculée, alors qu'à fortes teneurs en eau (w_{forte}) les particules sont plus orientées.

Ainsi pour un barrage en terre, on recherche une faible perméabilité, pour s'opposer au maximum aux infiltrations d'eau, et il faut donc compacter du côté humide (w_{forte}). Dans les travaux routiers, on recherche au contraire un sol plutôt perméable, pouvant drainer facilement, on compacte donc du côté sec (w_{faible}) de la courbe Proctor.

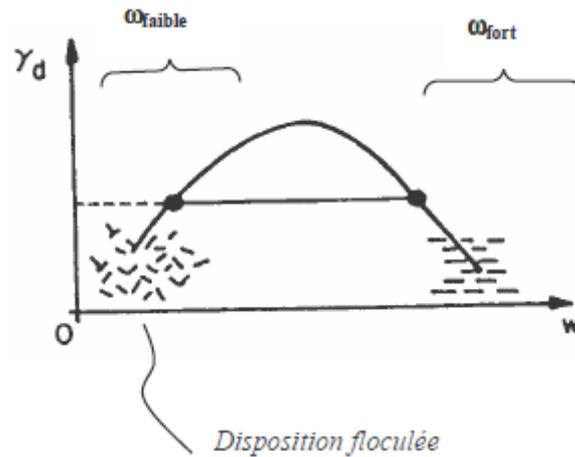


Figure 3.3 : Orientation des floccules (particules d'argile) selon le compactage.

3.2.3. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage :

La figure 3.4, ci-après montre l'influence de l'énergie de compactage sur les courbes de l'essai Proctor. Pour un sol donné, si l'énergie augmente, le poids volumique sec maximum augmente (le sol devient plus dense) les courbes deviennent plus pointues.

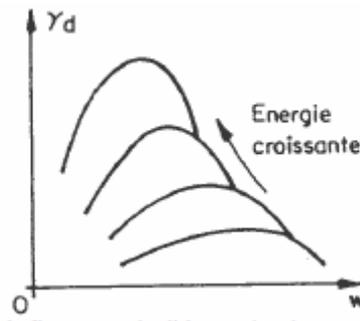


Figure 3.4 : Influence de l'énergie de compactage.

3.2.4. Enveloppe des courbes de compactage (Courbe de saturation) :

Les courbes de compactage admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation (Fig.3.5), qui correspond à l'état saturé du sol ($S_r = 100\%$).

L'équation de cette courbe est :

$$\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w} \right) = \frac{\gamma_s}{\gamma_s \cdot w + \gamma_w}$$

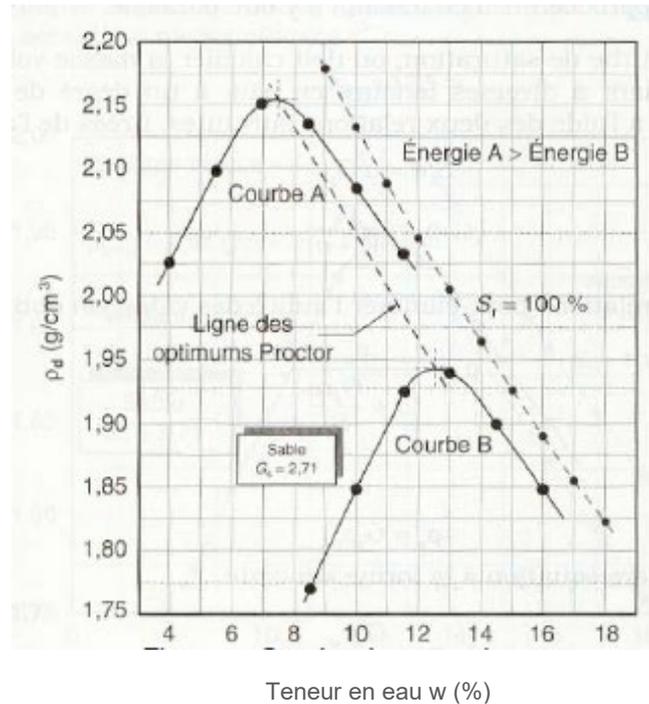


Figure 3.5 : Courbe de saturation.

3.3. Essais de compactage en laboratoire :

3.3.1. Essais en laboratoire :

3.3.1.1. Essai Proctor :

But de l'essai :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale. La norme qui définit cet essai porte la référence NF P 94-093.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée (Fig.3.6), selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau w_i et sa masse volumique sèche ρ_{di} après compactage (avec $i = \overline{1, n}$).

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différents teneurs en eau ($w_1 ; w_2 ; \dots ; w_n$). La relation $\rho_{di} = \frac{\rho_{hi}}{(1+w_i)}$ permet d'obtenir les différentes masses volumiques

correspondantes ($\rho_{d1} ; \rho_{d2} ; \dots ; \rho_{dn}$). On définit ainsi plusieurs points de coordonnées (w_i, ρ_{di})

d'une courbe $\left(\frac{\rho_d}{\rho_w}\right) = f(w)$; on trace cette courbe (Fig.3.1) qui représente un maximum dont

l'abscisse est la teneur en eau optimale (w_{opt}) et l'ordonnée est la densité sèche optimale (ou maximale) $\left(\frac{\rho_d}{\rho_w}\right)_{\max}$.

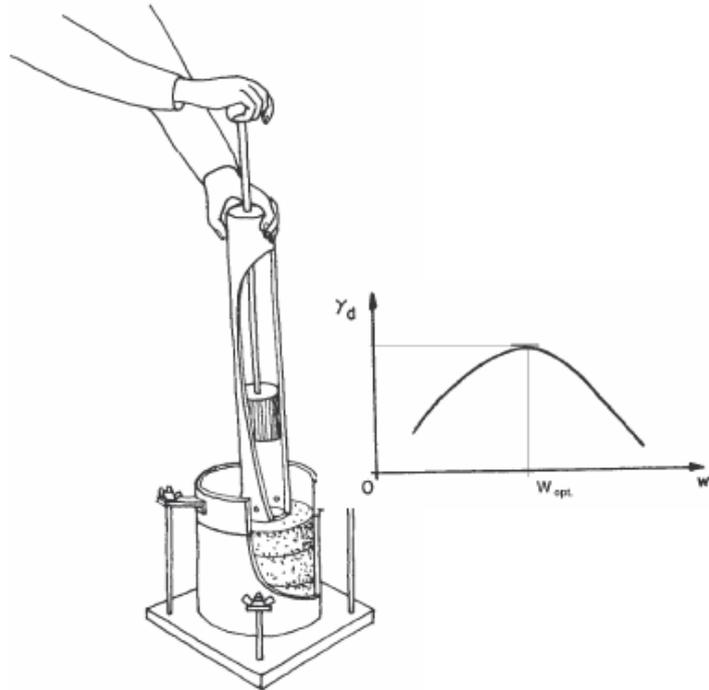


Figure 3.6 : Essai Proctor (moule Proctor et dame)

On utilise pour ces essais (Fig.3.6) deux types de moules de dimensions différentes :

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

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer, avec une énergie normalisée choisie de compactage, respectueusement **l'essai Proctor normal** (pour les travaux de compactage en bâtiment et/ou de barrage) et **l'essai Proctor modifié** (pour les travaux de compactage routier essentiellement). Le tableau 3.1, ci-dessous, précise les conditions de chaque essai :

Tableau 3.1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié.

	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage Kj/dm^3	
Essai Proctor	<i>Normal</i>	2,490	30,50	25 (moule Proctor)	3	0,59
				55 (moule CBR)	3	0,53
	<i>Modifié</i>	4,540	45,70	25 (moule Proctor)	5	2,71
				55 (moule CBR)	5	2,41

3.3.1.2. Essai CBR :

But de l'essai :

L'essai CBR (*California Bearing Ratio* ou Indice de portance Californien) permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées (corps de chaussées) et l'orientation des travaux de terrassements. La norme qui définit l'essai CBR porte la référence NF P 94-078.

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

Les essais de CBR sont effectués sur des échantillons compactés avec une teneur en humidité optimale, obtenus à partir de l'essai de compactage Proctor. Le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau. Il est ensuite poinçonné par un piston de 19,3 cm² de section, enfoncé à la vitesse constante de 1,27 mm/min.

L'expression qui définit l'indice CBR est la suivante :

$$I_{CBR} = \frac{P}{P_s} \cdot 100$$

Où :

- P = est la pression mesurée dans les sols du site [N/mm² ou MPa] ;
- P_s = est la pression pour atteindre la pénétration égale sur sol standard [N/mm² ou MPa].

L'indice CBR est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau à étudier d'une part (avec ou sans immersion au préalable) et dans un matériau type d'autre part. Il caractérise implicitement la tenue au poinçonnement d'un sol (Fig.3.7). La capacité portante d'un sol routier est d'autant meilleure que le CBR est grand. Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$- I_{CBR(2.5mm)} = \frac{\text{Pression à 2.5 mm d'enfoncement (en [N/mm}^2] \text{ ou [MPa])}}{0.7} \cdot 100$$

$$- I_{CBR(5mm)} = \frac{\text{Pression à 5 mm d'enfoncement (en [N/mm}^2] \text{ ou [MPa])}}{1.05} \cdot 100$$

$$\text{D'où : } I_{CBR} = \max (I_{CBR(2.5mm)} , I_{CBR(5mm)})$$

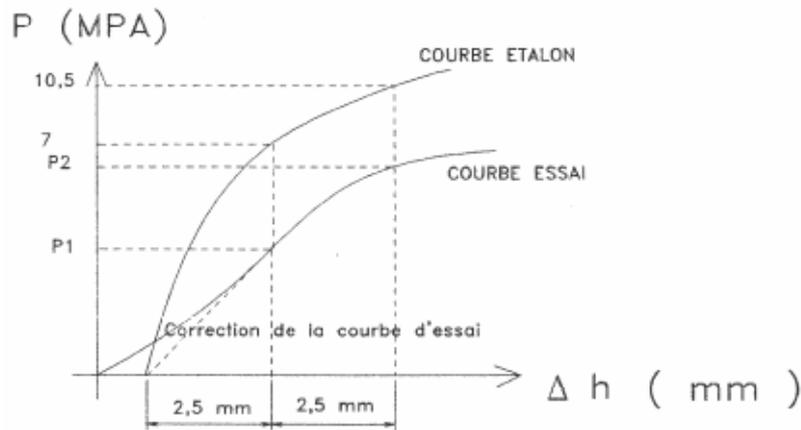


Figure 3.7 : Courbe de variation de la pression en fonction de l'enfoncement (Essai CBR)

A noter :

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

- **L'essai C.B.R. immédiat** : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier (Voir paragraphe « notion de planche d'essai » ci-après). Dans les régions peu humides, le C.B.R. immédiat sert directement de référence (pas de variation hydrique).
- **L'essai C.B.R. après immersion** : Mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé durant quatre jours (soit 96 heures). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneur en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

3.3.2. Etude Protor - CBR

But de l'étude :

Pouvoir classer les sols suivant leurs qualités et leurs possibilités de réemploi. Une telle étude permet d'apprécier les qualités du sol ainsi que son comportement probable au compactage.

Cette étude consiste à compacter le sol à plusieurs teneurs en eau et plusieurs énergies de compactage (variation du nombre de coups de dame), et à effectuer un essai CBR. On peut de cette façon tracer les courbes indiquées sur la figure 3.8 ci-après, qui montrent :

1. Le poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau w pour deux énergies de compactage encadrant l'énergie Proctor Normal ;
2. Le poids volumique sec γ_d en fonction de la valeur du CBR pour différentes teneurs en eau ;
3. La valeur du CBR en fonction de la teneur en eau pour chaque énergie de compactage.

Par ailleurs on porte sur ces graphiques la valeur de la teneur en eau naturelle.

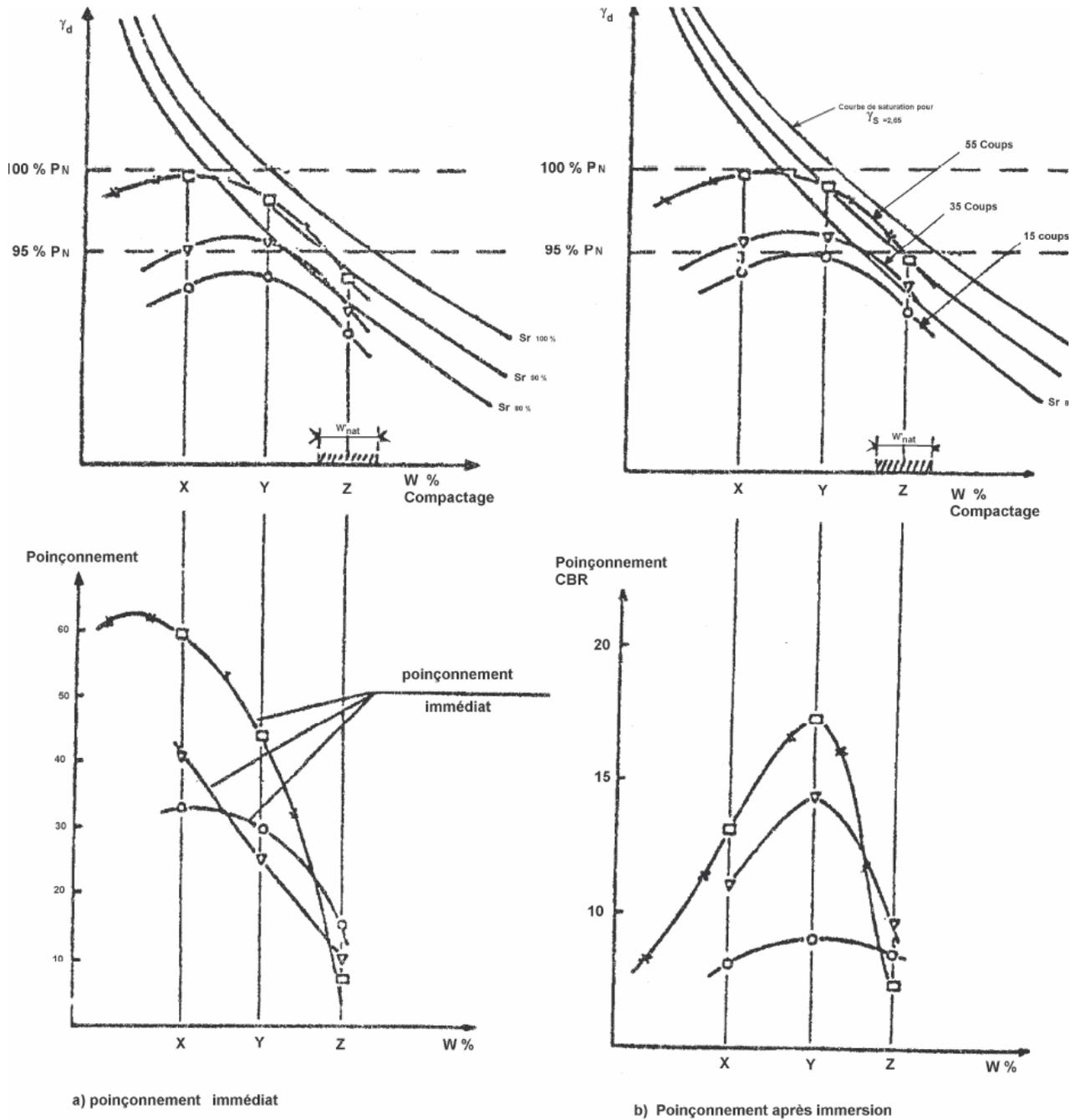


Figure 3.8 : Etude Proctor- CBR d'un sol.

3.4. Compactage in situ (sur terrain) :

Malgré l'extrême diversité des engins de compactage, il est possible de dégager un certain nombre de facteurs intervenant principalement sur l'efficacité d'un engin sur un sol donné. Nous trouverons bien sûr des facteurs propres au terrain compacté (nature, teneur en eau,...) mais aussi des facteurs caractérisant l'engin et la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...)

A noter : Quels que soient les engins utilisés le compactage sur chantier devra s'effectuer par couche successive de faible épaisseur de 20 à 30cm (Travaux de route ou d'hydraulique) ou encore de 10 à 15 cm (Travaux de bâtiment). Et ce, quelle que soit l'épaisseur totale du remblai à réaliser.

3.4.1. Notion de planche d'essai :

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

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

3.4.2. Influence de la vitesse de l'engin :

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

Il est recommandé de limiter la vitesse de la plupart des compacteurs (Fig.3.9) à 8km/h. Dans le cas des compacteurs vibrants, la vitesse optimale se situe autour de 5km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche.

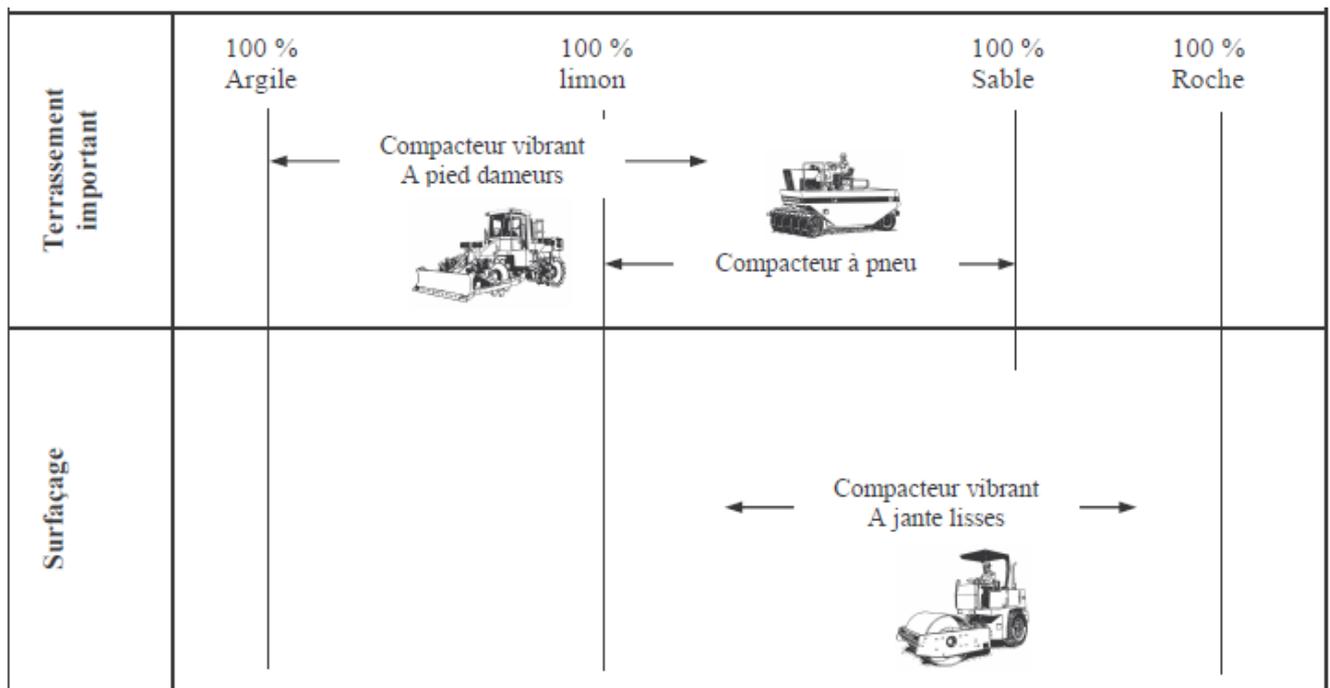


Figure 3.9 : Domaine d'emploi des principaux engins de compactage (Travaux routier).

3.4.3. Influence du nombre de passes de l'engin de compactage :

Pour un engin donné et des paramètres de qualité fixés, il existe un nombre de passes optimales fonction de la vitesse de l'engin, de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité sont sévères, plus le nombre de passe optimale est élevé.

De façon générale il faut 3 à 8 passes pour compacter une couche de sol de 30 cm d'épaisseur, mais ce nombre peut facilement atteindre 12 en fonction du type de sol, de la teneur en eau et de

la masse du compacteur. Si la compacité voulue n'est pas atteinte après 12 passes dans les conditions optimales d'humidité, on conclut que les opérations de compactage n'ont pas atteint leur but et que le compacteur utilisé n'est probablement pas adéquat.

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

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

En comparant le poids volumique du sol sec après compactage sur chantier ($\gamma_{d,\text{chantier}}$) avec le poids volumique sec maximal (optimum Proctor $\gamma_{d,\text{opt}}$) obtenu de l'essai Proctor en laboratoire sur le même sol, on établit le degré de compacité D_C ou pourcentage de compactage à l'aide de l'équation :

$$D_C = \frac{\gamma_{d,\text{chantier}}}{\gamma_{d,\text{opt}}} \cdot 100$$

Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser (réceptionner) un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage, tend vers 100 % (l'idéal) lorsque la valeur de $\gamma_{d,\text{chantier}}$ tend vers celle de $\gamma_{d,\text{opt}}$. Plus D_C est élevé, plus la compacité du sol est grande et plus le compactage a été efficace.

Les cahiers des prescriptions spéciales techniques (cahier des charges) imposent généralement un degré de compacité $D_C \geq 95$ %.

3.4.5. Instruments de mesure (ou de réception) de la compacité :

3.4.5.1. Densitomètre à membrane :

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le densitomètre à membrane (Fig.3.10) est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler après compactage et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer la masse (ou poids) totale humide puis la masse (ou poids) totale sèche. La norme qui définit l'essai porte la référence NF P 94-061-2.

Le densitomètre permet la mesure rapide et précise du volume d'une cavité. Il est positionné sur la surface dont on veut mesurer la densité en place : plateforme, couche de remblais ou assise de chaussée...etc. Construit généralement en aluminium, il reçoit en partie basse de son cylindre une membrane en latex à bout fermé, qui épousera la forme de la cavité par pression d'eau, contenue dans le cylindre (réservoir de 3 à 6 litres), sous l'effet de la force de bras appliquée sur le piston par l'opérateur. Deux mesures sont faites, avant et après le creusement de la cavité : la différence exprimée en cm^3 correspond au volume de celle-ci.

Toutefois, cette méthode nécessite des essais en laboratoire pour la détermination de la teneur en eau et de la densité sèche (résultats obtenus après 24 à 48 heures au minimum). Donc, elle est longue et n'est absolument plus adaptée aux cadences d'un chantier moderne utilisant des engins de plus en plus puissants.

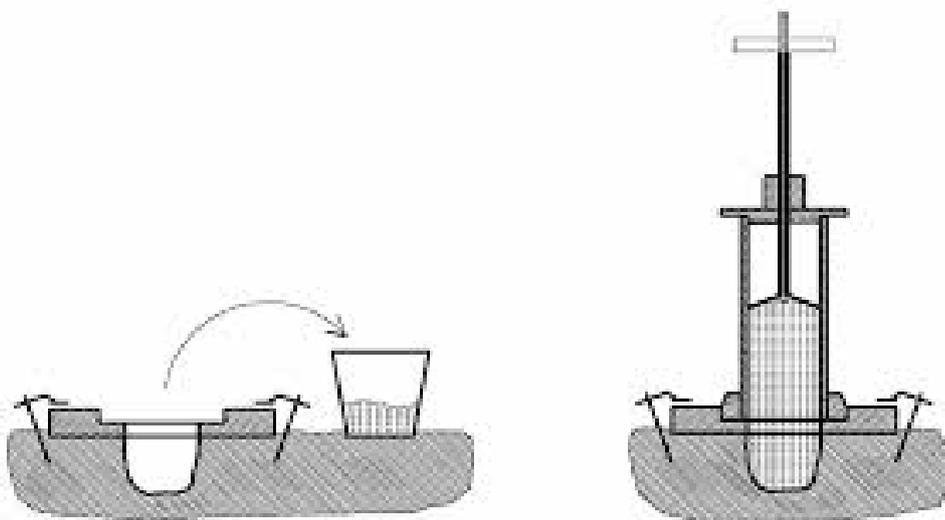
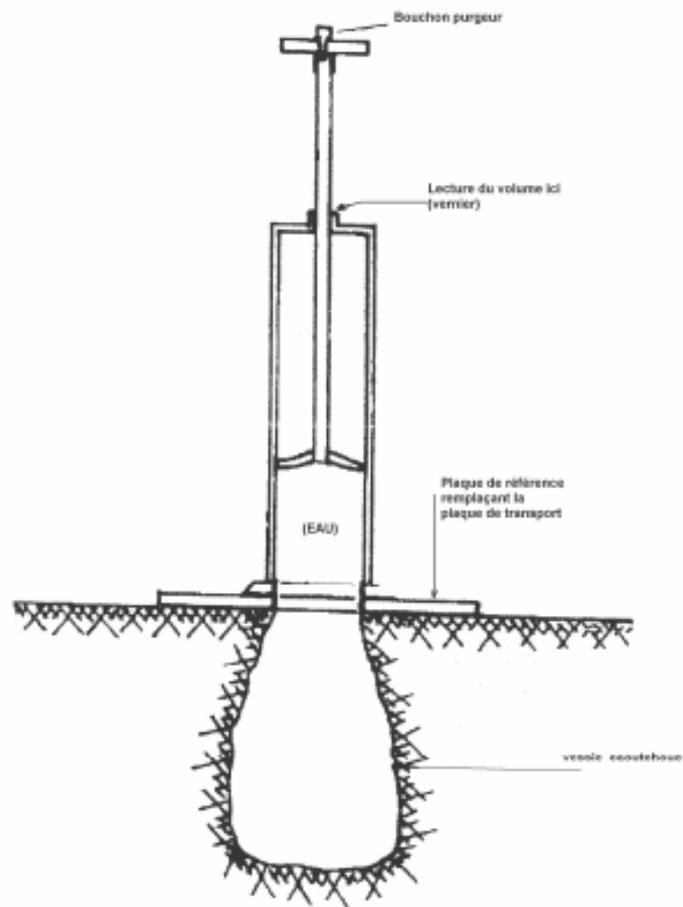


Figure 3.10 : Schémas de principe du densitomètre à membrane

3.4.5.2. Gammadensimètre (ou Troxler) :

Le gammadensimètre (Troxler) (Fig.3.11) permet d'effectuer avec rapidité et précision des mesures ponctuelles avec mémorisation de la teneur en eau et de la densité (norme NF P 98-241-1) sur les sols naturels, les assises traitées (au bitume, ciment, ...) ou non traitées (sable, matériaux concassés), les couches de forme et les matériaux de terrassement. Sans avoir recours à des prélèvements ou à d'autres méthodes destructives. (Résultats obtenus sur place (affichage électronique))

Ces méthodes de mesure de densité et de teneur en eau faisant appel à des sources radioactives ont été homologuées par le laboratoire national d'essais américain (American Society of Testing and Materials ou ASTM).

En effectuant des mesures soit par transmission directe, soit par rétrodiffusion, le Troxler (densimètre-humidimètre) permet de déterminer la masse volumique des matériaux grâce au comptage de photons (rayons gamma) émis par une source radioactive. Des compteurs situés à la base de l'appareil détectent les photons gamma et un microprocesseur converti leur relevés en des valeurs correspondantes de masse volumique.

L'appareil Troxler est aussi un humidimètre (mesure de la teneur en eau) capable, grâce à sa source neutrons, de mesurer la teneur en hydrogène (et par conséquent la teneur en eau) du matériau testé.

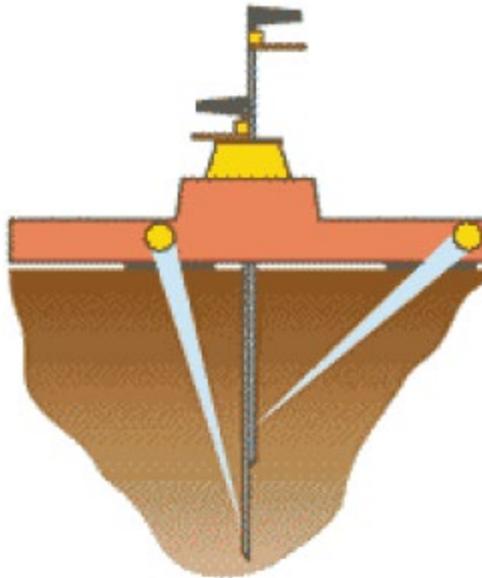


Figure 3.11 : Schéma de principe du gammadensimètre

Chapitre 4 : L'eau dans le sol

4.1. Introduction :

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est à l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que capillarité et pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins (§2.3.6 limites d'Atterberg - §Chapitre 2). Elle est un facteur important et décisif dans la plupart des problèmes géotechniques tels que gonflement, gel, percolation, tassement, glissement...

A titre statistique, les pertes de vies humaines causées par la rupture de barrages et digues (par érosion interne) sont plus importantes que toute perte causée par les autres types de rupture d'ouvrages de génie civil.

4.2. Généralités – Hypothèses et définitions fondamentales :

4.2.1. Nappes souterraines – Vocabulaires :

Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un écoulement s'établit, on parle alors de nappe souterraine. En particulier, on distingue :

- **Les terrains aquifères** : dans lesquels l'eau circule avec des débits importants. Ils sont constitués de sols ou de roches perméables.
- **Les terrains aquifuges** : qui sont si peu perméables que les débits sont insignifiants. Ils se comportent donc comme des sols ou roches imperméables.
- **Surface de la nappe** : surface de l'eau limitant la partie supérieure de la nappe.
- **Nappe libre** : nappe où la pression interstitielle de l'eau au niveau de la surface est nulle.
- **Nappe phréatique** : première nappe libre rencontrée depuis la surface de la terre. La surface de cette nappe s'appelle le **niveau phréatique**.
- **Nappe artésienne** : nappe pour laquelle la pression de l'eau à la surface de la nappe est positive. Une telle nappe est généralement prisonnière entre deux couches de terrains aquifuges (imperméables).
- **Nappes artificielles**, ce sont des nappes créées par l'homme, telles celles qui existent à l'intérieur du corps d'un barrage en terre

4.2.2. Hydraulique des sols :

L'eau dans le sol peut se présenter sous trois formes différentes :

- **Eau de constitution** : c'est l'eau de cristallisation. Exemple : gypse ($\text{SO}_4\text{Ca} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, ou encore appelé plâtre) ;

- **Eau adsorbée** : c'est l'eau de mouillage des grains solides. Elle est fixée à la surface de ceux-ci en formant un film mince ;
- **Eau libre** : contrairement aux cas précédents, pour lesquels l'eau est solidaire des grains solides, l'eau libre remplit les interstices (ou vides) formés par les grains solides et peut y circuler.

NB: L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne exclusivement l'écoulement en régime permanent de l'eau libre des sols.

4.2.3. Hypothèses de base - Condition de continuité :

L'étude de l'écoulement de l'eau dans les sols repose sur les trois hypothèses suivantes :

- **1^{ère} hypothèse** : Le sol est saturé ;
- **2^{ème} hypothèse** : l'eau et les grains sont incompressibles ;
- **3^{ème} hypothèse** : La phase liquide est continue.

Soit un volume V quelconque de sol saturé, limité par une surface S et traversé par un écoulement (Fig.4.1). Dans un intervalle de temps donné dt , un volume d'eau dV_1 pénètre à l'intérieur de S et un volume d'eau dV_2 en sort. Si on suppose que les grains n'ont pas bougé, c'est-à-dire si V est un domaine fixe de l'espace, et en vertu de la 2^{ème} hypothèse, le volume d'eau V_w contenu dans S reste le même.

Par la suite, $dV_1 = dV_2$. Le débit est conservé. C'est la **condition de continuité**

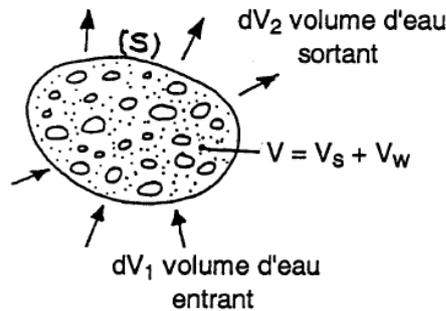


Figure 4.1 : un volume de sol traversé par un écoulement d'eau.

Pour expliciter la condition de continuité, considérons un parallélépipède élémentaire de sol, limité par une surface S , de côtés dx , dy et dz .

Soit $v(v_x, v_y, v_z)$ la vitesse de l'écoulement de l'eau au centre M de cet élément de volume (Fig.4.2). L'eau pénètre par la facette $ABCD$ avec une vitesse $(v_x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} dx)$ et sort par la facette $A'B'C'D'$ avec une vitesse $(v_x + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} dx)$. Et, il en est de même pour les autres facettes du parallélépipède élémentaire considéré.

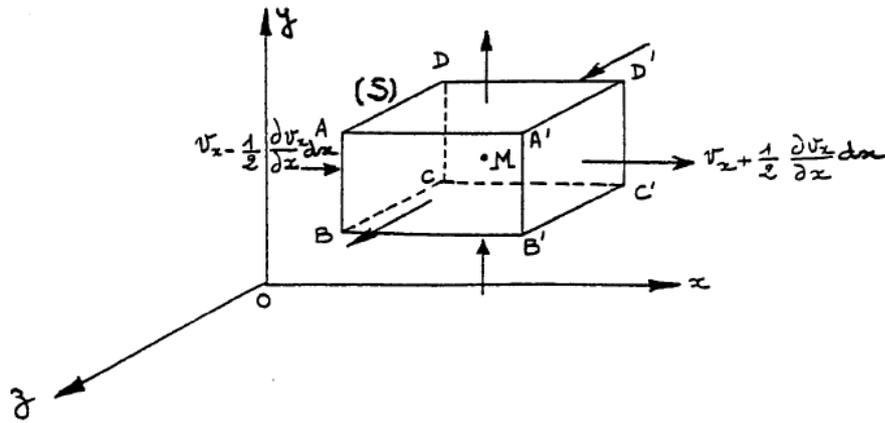


Figure 4.2 : un parallélépipède élémentaire de sol

Au total, le volume d'eau entrant dans le parallélépipède pendant l'intervalle de temps dt s'écrit :

$$dV_1 = \left[\left(v_x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) \cdot dy \cdot dz + \left(v_y - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) \cdot dz \cdot dx + \left(v_z - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) \cdot dx \cdot dy \right] \cdot dt$$

On a de même pour le volume sortant :

$$dV_2 = \left[\left(v_x + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) \cdot dy \cdot dz + \left(v_y + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) \cdot dz \cdot dx + \left(v_z + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) \cdot dx \cdot dy \right] \cdot dt$$

La condition de continuité $dV_1 = dV_2$ s'écrit donc après simplification :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 ; \text{ soit : } \operatorname{div} \vec{v} = 0. \text{ C'est la loi de conservation en volume.}$$

Remarque :

- C'est aussi la loi de conservation de la masse (hypothèse 2) : la masse volumique de l'eau reste constante.
- En hydraulique des sols on a le plus souvent affaire à des **régimes permanents**, c'est à dire des écoulements stabilisés pour lesquels la vitesse de l'eau en tout point du massif est indépendante du temps. Les particules fluides suivent donc des trajectoires (ou filets liquides), appelées **lignes de courant**, invariables au cours du temps. Le présent chapitre traite uniquement l'étude de tels écoulements.
- Le long d'un filet liquide (ou ligne de courant), la pression et la vitesse de l'eau varient suivant certaines lois.
- On appelle **régime transitoire** un régime non stabilisé, variable avec le temps.

4.2.4. Vitesse de l'eau dans le sol :

L'eau qui s'écoule dans un sol circule dans les interstices entre les grains qui forment des canaux de tailles variables. Les trajectoires réelles des filets liquides sont assez tortueuses

et il n'est pas possible de définir les vitesses réelles de l'eau (Fig. 4.3). Comme on s'intéresse surtout au mouvement global du fluide on définit des trajectoires fictives et des vitesses moyennes.

Soit q le débit de l'eau s'écoulant dans un tube de sol au travers d'une surface d'aire totale S (grains + vides), (Fig.4.3). Avec S_V est la section occupée par les vides.

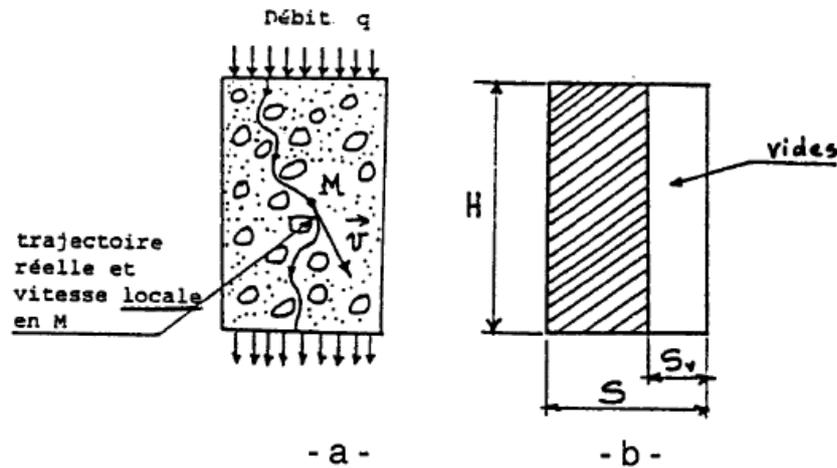


Figure 4.3 : Vitesse de l'eau dans le sol

Par définition, la vitesse de décharge de l'eau dans le sol, notée v , est égale au rapport :

$$v = \frac{q}{S}$$

En pratique, c'est la vitesse de décharge v (appelée aussi vitesse de percolation) qui est utilisée dans les calculs de débits. C'est une **vitesse fictive**, apparente. En considérant que l'eau ne circule que dans les vides, on peut définir la **vitesse moyenne réelle**, notée v' , définie par :

$$v' = \frac{q}{S_V}$$

Soit n la porosité du milieu, tel que : $n = \frac{V_V}{V} \Rightarrow V_V = n \cdot V$. Avec V est le volume total d'un cylindre de section totale S et de hauteur H , (Fig.4.3), d'où : $V = S \cdot H$. Et, V_V le volume des vides, on a : $V_V = S_V \cdot H = n \cdot V = n \cdot S \cdot H \Rightarrow S_V = n \cdot S$.

La vitesse réelle moyenne a donc pour valeur : $v' = \frac{q}{S_V} = \frac{q}{n \cdot S}$; D'où on aura : $v' = \frac{v}{n}$

4.2.5. Charge hydraulique et Perte de charge :

Dans l'étude de l'écoulement d'un fluide sous l'action de la pesanteur, on appelle **charge hydraulique** en un point M , en prenant OZ vertical ascendant, la quantité :

$$h_M = \frac{v_M^2}{2g} + \frac{u_M}{\gamma_w} + Z_M$$

Avec :

v_M : Vitesse de l'eau au point M ;

u_M : Pression de l'eau en M , appelée **pression interstitielle**, (en prenant pour origine des pressions la pression atmosphérique) ;

Z_M : Altitude du point M par rapport à un plan de référence arbitraire mais qui, judicieusement choisi, peut simplifier les calculs (si OZ est vertical descendant : $-Z_M$) ;

g : accélération due à la pesanteur.

La charge hydraulique, qui est exprimée en mètres, représente l'énergie totale d'une particule fluide de masse unité. Avec, le terme $\frac{v_M^2}{2g}$ correspondant à l'énergie cinétique, et le terme $\left(\frac{u_M}{\gamma_w} + Z_M\right)$ à l'énergie potentielle.

En mécanique des sols, le terme $\frac{v_M^2}{2g}$ est toujours faible par rapport aux autres termes, car la vitesse d'écoulement de l'eau est toujours faible. Pour une vitesse de 10 cm/s , qui n'est jamais atteinte en pratique, $\frac{v_M^2}{2g} \approx 0.5 \text{ mm}$ seulement. On peut donc le négliger et écrire :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + Z_M$$

Dans le cas de l'écoulement d'un fluide parfait (incompressible et non visqueux) le théorème de *Bernoulli* indique que la charge le long d'un filet fluide reste constante. L'eau n'étant pas un fluide parfait, la présence des particules solides, constituant le milieu sol, génère des contraintes de cisaillement (liées au gradient de vitesse). Il y a interaction de l'eau avec les grains du sol et, en conséquence, dissipation d'énergie (perte d'énergie) par frottement dans le sens de l'écoulement. Donc, le théorème de *Bernoulli* ne s'applique pas. Il y a perte de charge le long d'un filet liquide (ligne de courant).

La charge hydraulique est une valeur relative fonction de la position du plan de référence, elle est donc définie à une constante près. Cela ne pose pas de problème car c'est la variation de charge entre deux points qui est le paramètre fondamental. La variation de charge dh subie par l'eau dans son mouvement (Fig.4.4) de M à N (dans le sens de l'écoulement) est égale à $(h_N - h_M)$. Cette variation est négative. On appelle perte de charge la quantité $(-dh)$ définie par : $-dh = h_M - h_N$.

La pression interstitielle u est mesurée par la hauteur d'eau dans un tube piézométrique (appelé aussi piézomètre) pénétrant dans le sol jusqu'au point considéré.

Soit M le point considéré et A le niveau supérieur de l'eau dans le tube. La charge hydraulique est la même en A et en M puisqu'il n'y a pas écoulement entre ces deux points.

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + Z_M = h_A = Z_A \Rightarrow \frac{u_M}{\gamma_w} = Z_A - Z_M \Rightarrow u_M = \gamma_w (Z_A - Z_M)$$

Donc, la pression interstitielle est proportionnelle à la hauteur d'eau dans le tube piézométrique.

On appelle surface piézométrique le lieu des points correspondant au niveau de l'eau dans les tubes piézométriques (Fig.4.4). Sa trace dans le plan d'étude est la ligne piézométrique. La perte de charge entre M et N est égale à $(z_A - z_B)$.

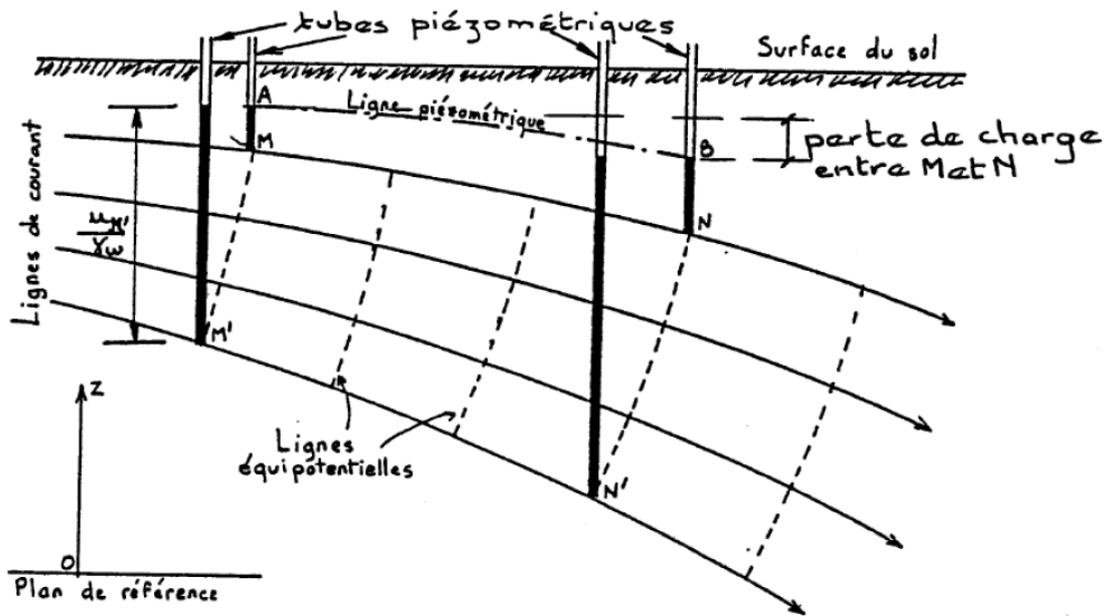


Figure 4.4 : perte de charge et ligne piézométrique.

La surface libre de l'écoulement est constituée de lignes de courant confondues avec la ligne piézométrique qui leur est associée. Où la pression interstitielle est nulle ($u_M = 0$), quel que soit le point M considéré appartenant à la surface libre de l'écoulement.

4.2.6. Gradient hydraulique :

On définit le gradient hydraulique i entre deux points

A et B, (Fig.4.5), par le rapport :

$$i = -\frac{h_A - h_B}{L} = -\frac{\Delta h}{L} = -\frac{\text{variation de la charge}}{\text{Longueur du chemin d'écoulement}}$$

Si A est voisin de B : $i = -\frac{dh}{dl}$

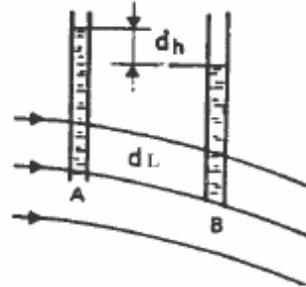


Figure 4.5 : Gradient hydraulique

A noter :

1. Cette relation définie dans un milieu unidirectionnel se généralise aisément dans un milieu à deux ou trois dimensions. On a alors :

$$\vec{i} = \left(-\frac{\partial h}{\partial x}; -\frac{\partial h}{\partial y}; -\frac{\partial h}{\partial z} \right) = -\vec{grad}(h) ; \text{(Négatif à cause de la décroissance de charge).}$$

2. Si $i = 0 \Rightarrow dh = 0$: la charge hydraulique ne varie pas, elle est donc la même en tout point du milieu ; Dans ce cas, l'eau interstitielle est dite en équilibre hydrostatique ;

3. Lorsque, dans un écoulement, le gradient hydraulique est le même en tout point, l'écoulement est dit uniforme.

4. i est une quantité sans dimension, positive dans le sens du courant ;

5. En tout point M du sol, le vecteur \vec{i} et la ligne de courant sont tangents et sont orientés dans le même sens ;

6. En tout point M du sol, le vecteur de vitesse est tangent à la ligne de courant et orienté dans le même sens.

4.2.7. Exemple de calcul du gradient hydraulique :

Considérons un échantillon cylindrique de sol traversé par un écoulement vertical descendant (Fig. 4.6)

- Au point B :

$$u_B = AB \cdot \gamma_w \quad (\text{état hydrostatique})$$

$$z_B = BC$$

D'où :

$$h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B = AB + BC$$

- Au point D :

$$u_D = CD \cdot \gamma_w$$

$$z_D = -CD$$

D'où :

$$h_D = \frac{u_D}{\gamma_w} + z_D = CD - CD = 0$$

- Entre le point B et le point D, il y a une perte de charge :

$$(-dh)_{BD} = h_B - h_D = (AB + BC) - 0 = AC$$

- Gradient hydraulique entre B et D :

$$\text{Il a pour module : } i = \frac{-dh}{dl} = \frac{h_B - h_D}{BD} = \frac{AC}{BD}$$

En tout point de l'échantillon de sol le gradient hydraulique est le même : l'écoulement est uniforme.

Remarque : On observe que la perte de charge à travers l'échantillon (perte de charge totale) est égale à la différence entre le niveau de l'eau à l'entrée de l'échantillon et le niveau de l'eau à la sortie.

Exercice d'application :

Calculer la perte de charge à travers l'argile dans l'écoulement permanent ascendant (Fig. 4.7).

- Cote de référence (origine de l'axe Z) : 0 (zéro) en A ;
- Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

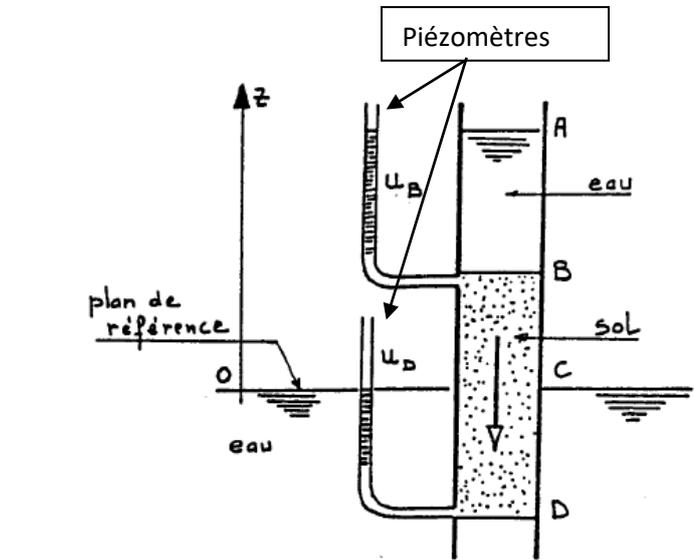


Figure 4.6 : Un échantillon de sol traversé par un écoulement descendant

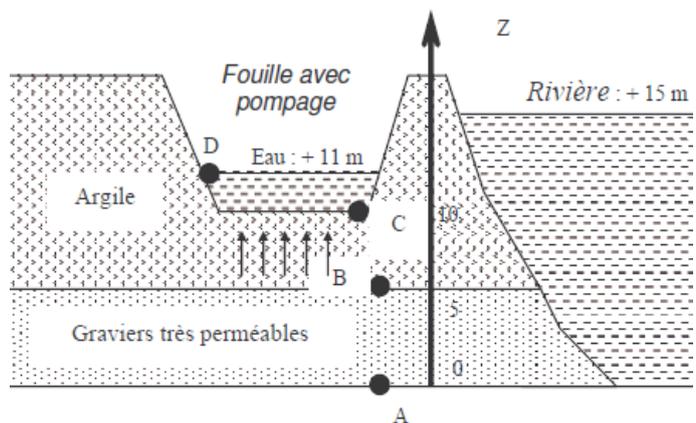


Figure 4.7 : Excavation avec pompage en présence d'un écoulement ascendant

L'écoulement est ascendant de B vers C , on aura donc :

- Au point B :

$$u_B = 10 \cdot \gamma_w = 10 \cdot 10 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$Z_B = 5 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B = \frac{100}{10} + 5 = 15 \text{ m}$$

- Au point C :

$$u_C = 1 \cdot \gamma_w = 1 \cdot 10 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Z_C = 10 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_C = \frac{u_C}{\gamma_w} + Z_C = \frac{10}{10} + 10 = 11 \text{ m}$$

- Entre le point B et le point C , il y a une perte de charge : $(-dh)_{BC} = (h_B - h_C) = 15 - 11 = 4 \text{ m}$

- Le gradient hydraulique entre B et C :

$$\text{Il a pour module : } i = \frac{-dh}{dl} = \frac{h_B - h_C}{Z_C - Z_B} = \frac{4}{10 - 5} = 0.8$$

4.3. Loi de Darcy :

L'écoulement de l'eau en régime permanent a été étudié par *Henry Darcy* (1856) à partir du dispositif montré à la figure 4.8. La canalisation de section S est remplie d'un matériau perméable (sable). La charge hydraulique est repérée au droit de deux piézomètres. En faisant varier le débit de l'eau q , *Darcy* constate que la vitesse de décharge v ou vitesse de filtration de l'eau à travers la section S est proportionnelle à la perte de charge dh et inversement proportionnelle à la longueur de la conduite. Autrement dit, elle est proportionnelle au gradient hydraulique.

$$v = \frac{q}{S} = -k \cdot \frac{dh}{dl} = -k \cdot \text{grad}(h)$$

D'où, la loi de *Darcy* est définie par : $v = k \cdot i$

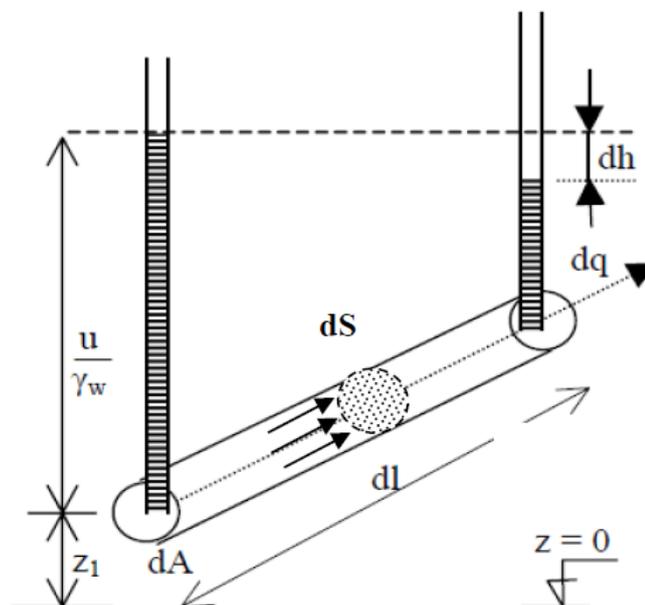


Figure 4.8 : Tube de courant (conduit élémentaire)

La circulation de l'eau s'effectue en régime laminaire. Le coefficient k ainsi introduit est caractéristique du sol étudié. Il est appelé *coefficient de perméabilité*. Sa dimension est celle d'une vitesse puisque le gradient hydraulique i est sans dimension.

La perméabilité varie beaucoup avec la nature du terrain. Le tableau 4.1 ci-après donne les intervalles de valeurs correspondant aux perméabilités de différents types de sol :

Tableau 4.1 : Intervalles de valeurs de perméabilités pour différents types de sols

Type de sol	Ordre de grandeur de la perméabilité k en [m/s]	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	$10^{-3} < k < 10^{-1}$	Très élevé
Petits graviers, sable	$10^{-5} < k < 10^{-3}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, lœss	$10^{-7} < k < 10^{-5}$	faible
Limon compact, argile silteuse	$10^{-9} < k < 10^{-7}$	Très faible
Argile franche	$10^{-12} < k < 10^{-9}$	Pratiquement imperméable

Remarque :

- Pour avoir un ordre de grandeur facile à retenir : 10^{-8} m/s, représente une vitesse de 30 centimètres par an environ (30 cm/an).
- Les roches non fissurées ont des perméabilités variant de 10^{-12} à 10^{-10} m/s.
- Dans le cas d'un sable à granulométrie serrée ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 2$), on peut obtenir une estimation du coefficient de perméabilité à l'aide de la relation empirique de *Hazen* :

$$k = 1.25 \cdot D_{10}^2$$

Où : k est exprimée en [m/s] et D_{10} est le diamètre efficace des grains exprimé en [cm].

4.4. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire :

Le coefficient de perméabilité d'un sol saturé est une caractéristique du sol qui dépend essentiellement de sa *granularité*, de sa *nature*, de sa *structure*, de son *indice des vides* (ou de sa *porosité*) et de la *température*.

Plus un sol est fin, plus les pores (vides) sont petits, plus les frottements et les pertes de charge sont importants et plus le coefficient de perméabilité est faible. Les argiles sont souvent considérées comme imperméables car les débits qui y circulent sont négligeables, leur perméabilité étant très faible.

Plus un sol est dans un état de compacité élevée, plus sa porosité est faible. L'espace dans lequel l'eau peut circuler, étant réduit, le sol est moins perméable. La mesure de la perméabilité n'a donc de sens que sur un sol de poids volumique sec défini (échantillon intact ou sol compacté à une compacité déterminée).

Le principe de la mesure consiste à relier le débit q traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge hydraulique h sous laquelle se produit l'écoulement. Suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on sera amené à utiliser, en laboratoire, l'une des deux méthodes :

- La mesure sous charge constante pour les sols à perméabilité élevée ($k \geq 10^{-5}$ m/s) ;
- ou la mesure sous charge variable pour les sols à faible perméabilité ($k < 10^{-5}$ m/s).

4.4.1. Perméamètre à charge constante :

Un perméamètre (Fig.4.9) est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placé un échantillon de sol, de section S et de longueur (ou de hauteur) L , entre deux pierres poreuses. Ces dernières permettent de relier les deux extrémités de l'échantillon (A et B) à deux tubes (entrée et sortie d'eau). On a alors, un écoulement de A vers B .

Dans le perméamètre à charge constante (Fig. 4.9), le robinet d'eau est gardé ouvert, durant l'essai, pour une alimentation continue du réservoir doté d'un trop-plein. D'où, le niveau d'eau dans le réservoir reste constant. Alors, la différence de charge h entre les deux faces de l'échantillon est maintenue constante. L'essai consiste à mesurer, à l'aide d'une éprouvette graduée, la quantité d'eau qui passe au travers de l'échantillon de sol pendant un temps donné t (en utilisant un chronomètre).

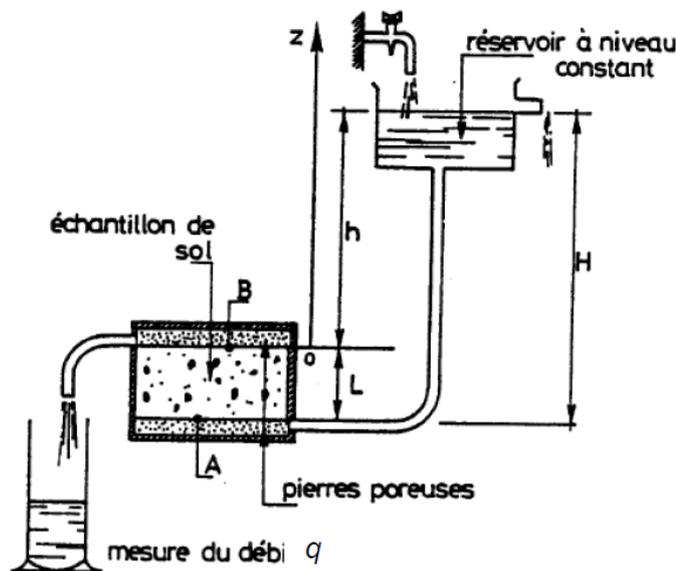


Figure 4.9 : Perméamètre à charge constante

En prenant le plan de référence au niveau de la sortie de l'eau (point B), on a :

- Au point A : $Z_A = -L$ et $u_A = H \cdot \gamma_w$
D'où : $h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A = \frac{H \cdot \gamma_w}{\gamma_w} - L = H - L = h$
- Au point B : $Z_B = 0$ et $u_B = 0$; (Surface libre)
D'où : $h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B = \frac{0}{\gamma_w} + 0 = 0$
- Perte de charge entre A et B : $h_A - h_B = h$
- Gradient hydraulique : $i = \frac{h}{L}$
- Débit traversant l'échantillon : $q = v \cdot S = k \cdot i \cdot S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$

D'où, le coefficient de perméabilité : $k = \frac{q}{S} \cdot \frac{L}{h}$

Tel que : $q = \frac{Q}{t}$

Avec : Q = volume d'eau recueilli dans l'éprouvette graduée pendant le temps t

4.4.2. Perméamètre à charge variable :

Dans le cas des faibles perméabilités, l'essai à charge constante serait trop long, les débits étant très faibles. On procède alors à charge variable : l'eau provient d'un tube de faible diamètre (section s) relié à l'échantillon. Au fur et à mesure que l'écoulement se produit, le niveau de l'eau dans le tube baisse (charge variable). On mesure le temps t nécessaire pour que l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 (Fig. 4.10).

Dans cet essai, le mouvement n'est pas permanent, mais le phénomène est lent et on suppose que la loi de *Darcy* est applicable à chaque intervalle de temps élémentaire ($t, t+dt$).

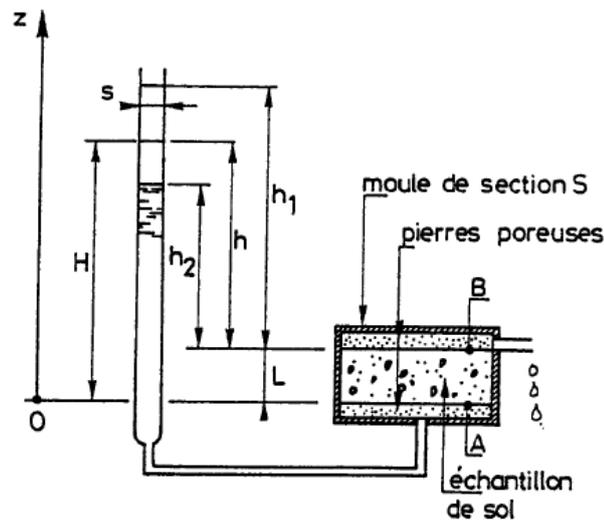


Figure 4.10 : Perméamètre à charge variable

Avec les notations de la figure 4.10 et en prenant le plan de référence au niveau de l'entrée de l'échantillon (point A), on aura pour un temps intermédiaire :

- Au point A : $Z_A = 0$ et $u_A = H \cdot \gamma_w$

$$\text{D'où : } h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A = \frac{H \cdot \gamma_w}{\gamma_w} + 0 = H + 0 = H$$

- Au point B : $Z_B = L$ et $u_B = 0$; (Surface libre) ;

$$\text{D'où : } h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B = \frac{0}{\gamma_w} + L = 0 + L = L$$

- Perte de charge entre A et B : $h_A - h_B = H - L = h$

- Gradient hydraulique : $i = \frac{h}{L}$

- Débit traversant l'échantillon de sol : $q = v.S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$

En écrivant que le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant l'intervalle de temps dt soit $dV = q \cdot dt$ est égal à la diminution du volume d'eau dans le tube ($-s \cdot dh$), on obtient alors :

$$dV = q \cdot dt = -s \cdot dh$$

$$\text{Soit : } k = \frac{h}{L} \cdot S \cdot dt = -s \cdot dh$$

$$\text{D'où : } k \cdot \int_0^t dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} ; \text{ Et après intégration on obtient :}$$

$$k \cdot t = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot (\ln h_2 - \ln h_1) = \frac{s}{S} \cdot L \cdot (\ln h_1 - \ln h_2) = \frac{s}{S} \cdot L \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

$$\text{D'où : } k = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} ; \text{ Avec : } \ln = \text{logarithme népérien.}$$

En passant du logarithme népérien au logarithme décimal, on aura :

$$k = 2.3 \cdot \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} ; \text{ Avec : } \log = \text{logarithme décimal.}$$

Remarque :

- La mesure de k en laboratoire est intéressante lorsque l'homogénéité du massif de sol est suffisante pour qu'un échantillon soit représentatif. C'est rarement le cas, sauf dans le cas de couches argileuses ou de matériaux mis en œuvre dans les ouvrages tels que digues et barrages en terre (matériaux de qualité contrôlée à la mise en œuvre). Dans le cas de problèmes courants tels que rabattements de nappe en milieu perméable, l'hétérogénéité nécessite l'emploi d'autres méthodes (pompages, ...);

- Comme précédemment on observe, pour les deux perméamètres, que la perte de charge totale à travers l'échantillon est égale à la différence entre le niveau de l'eau à l'entrée et le niveau de l'eau à la sortie de l'échantillon de sol.

4.5. Perméabilités moyennes fictives verticale et horizontale des terrains stratifiés :

Les sols sont très souvent lités (ou stratifiés) (origine sédimentaire ou métamorphique) et présentent une anisotropie de perméabilité (c.à.d. Les perméabilités ne sont pas égales dans les différentes directions). La perméabilité est généralement beaucoup plus forte dans le sens parallèle aux lits que dans le sens perpendiculaire aux lits (plans de couches ou plan de stratification).

De nombreux sols sédimentaires sont constitués de couches superposées de granulométries et donc de perméabilités variables.

Soit un terrain stratifié d'épaisseur totale H constitué de n couches horizontales d'épaisseur H_j (c.à.d. $H = \sum_{j=1}^n H_j$), et de perméabilité k_j . On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit.

4.5.1. Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal) :

Soit k_H le coefficient de perméabilité horizontale du terrain fictif homogène. On supposera qu'un écoulement horizontal a lieu dans ce terrain (Fig. 4.11) avec le même gradient hydraulique i (c.à.d. $i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n = i$) à la traversée de chaque couche. La perte de charge est donc aussi la même pour toutes les couches ($h_1 = h_2 = h_3 = \dots = h_n = h$). Et que le débit total est la somme des débits des différentes couches ($q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n$)

Donc les vitesses de décharge dans chaque couche sont :

$$v_1 = k_1 i ; v_2 = k_2 i ; v_3 = k_3 i ; \dots ; v_n = k_n i$$

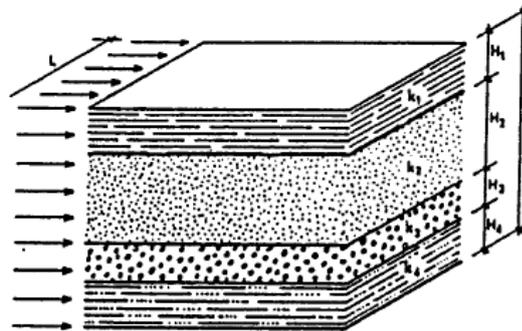


Figure 4.11 : Ecoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal)

En considérant le débit qui traverse une tranche de sol verticale de largeur unité (c.à.d. $S = H \cdot L = H \cdot 1 = H$), on constate que la vitesse moyenne de décharge est égale à :

$$v = \frac{q}{S} = \frac{q}{H \cdot 1} = \frac{q}{H} = \frac{1}{H} \cdot (q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n)$$

$$v = \frac{1}{H} \cdot (v_1 \cdot H_1 + v_2 \cdot H_2 + v_3 \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot H_n)$$

D'où : $v = \frac{i}{H} \cdot (k_1 \cdot H_1 + k_2 \cdot H_2 + k_3 \cdot H_3 + \dots + k_n \cdot H_n)$

$$D'où : v = \left(\frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot H_j}{\sum_{j=1}^n H_j} \right) \cdot i$$

Il s'agit d'un écoulement horizontal : $v = k_H \cdot i \Rightarrow k_H = \frac{v}{i}$; On aura donc :

$$k_H = \frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot H_j}{\sum_{j=1}^n H_j}$$

4.5.2. Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical) :

Soit k_V le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène. Si l'écoulement est vertical (Fig.4.12), le principe de la continuité exige que la vitesse de décharge soit la même à la traversée des différentes couches ($v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n = v$). Le débit est donc aussi le même pour toutes les couches ($q_1 = q_2 = q_3 = \dots = q_n = q$). On a donc :

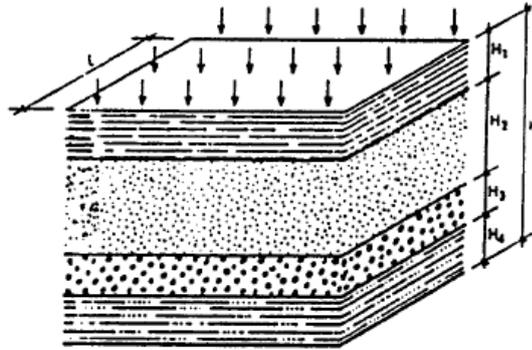


Figure 4.12 : Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical)

$$v = k_V \cdot i = k_V \cdot \frac{h}{H} = k_1 \cdot i_1 = k_2 \cdot i_2 = k_3 \cdot i_3 = \dots = k_n \cdot i_n$$

$$\text{Avec : } h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n = H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + H_3 \cdot i_3 + \dots + H_n \cdot i_n$$

Où : h_1, h_2, h_3, \dots et h_n sont les pertes de charge au travers les différentes couches, et h la perte de charge totale (la somme des pertes de charge de chaque couche).

De la première équation on tire :

$$i_1 = \frac{h}{H} \cdot \frac{k_V}{k_1} ; i_2 = \frac{h}{H} \cdot \frac{k_V}{k_2} ; \dots ; i_n = \frac{h}{H} \cdot \frac{k_V}{k_n}$$

En portant ces dernières équations dans l'expression de la perte de charge h on obtient :

$$h = \frac{h}{H} \cdot k_V \cdot \left(\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n} \right) \Leftrightarrow k_V = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n} \right)}$$

$$\text{Donc : } k_V = \frac{\sum_{j=1}^n H_j}{\sum_{j=1}^n \frac{H_j}{k_j}}$$

Remarque :

La perméabilité du terrain fictif homogène est beaucoup plus élevée dans le sens des couches que dans le sens perpendiculaire aux couches ($k_H > k_V$).

Dans les terrains stratifiés, la perméabilité est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement. Dans le cas d'un terrain constitué de deux couches on peut facilement

démontrer que $\frac{k_H}{k_V} > 1$.

Chapitre 5 : Notions de contraintes dans le sol et Loi de Terzagui

5.1. Notion de contraintes – Notions de base :

5.1.1. Notion de contrainte dans un milieu quelconque :

Soit un solide quelconque soumis à un système de forces surfaciques (Fig. 5.1).
Considérons un plan fictif (P) qui sépare le solide au voisinage du point M en deux parties (I) et (II). Soit dS une petite portion de surface entourant M .

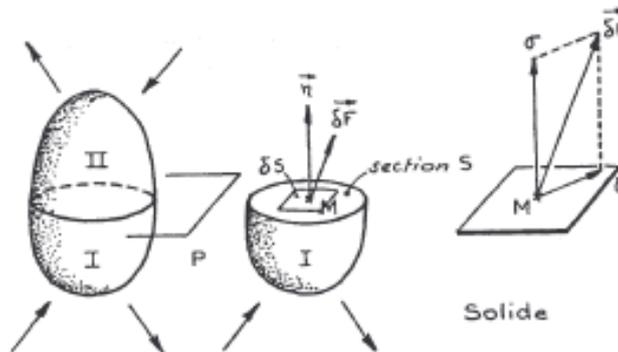


Figure 5.1 : Contrainte dans un milieu

Soit \overline{dF} la force exercée sur dS par la partie (II) sur la partie (I). On appelle vecteur contrainte au point M sur la facette dS le vecteur :

$$\vec{f} = \frac{\overline{dF}}{dS}$$

Le vecteur de contrainte peut se décomposer en une composante normale et une composante tangentielle au plan (P) :

$$\vec{f} = \sigma \cdot \vec{n} + \tau \cdot \vec{t}$$

\vec{n} : Vecteur unitaire normal sortant (orientation directe de l'espace)

\vec{t} : Vecteur unitaire tangent

σ : contrainte normale

τ : contrainte tangentielle de cisaillement

Le vecteur de contrainte est une fonction du point considéré et de l'orientation de la facette passant par ce point (changement de repère) (Fig. 5.2) :

$$\vec{f} = \vec{f}(M \cdot \vec{n})$$

Pour un point M donné, \vec{f} a donc une expression différente selon la facette considérée (changement de repère).

C'est une remarque fondamentale : cela signifie qu'en un point M donné et pour une contrainte f donnée *selon le plan considéré*, un sol aura ou n'aura pas par exemple une composante tangentielle (cisaillement).

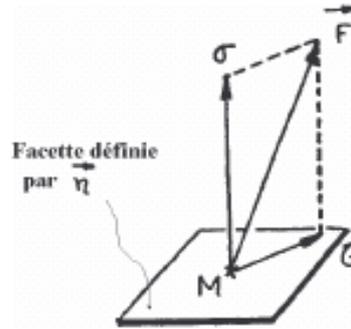


Figure 5.2 : Décomposition du vecteur contrainte selon l'orientation de la facette considérée.

C'est d'autant plus important si le matériau n'a pas les mêmes limites de résistance qu'en traction, compression ou cisaillement ! (Ce qui est souvent le cas).

Exemple : Cas d'une barre bidimensionnelle en traction simple (Fig. 5.3).

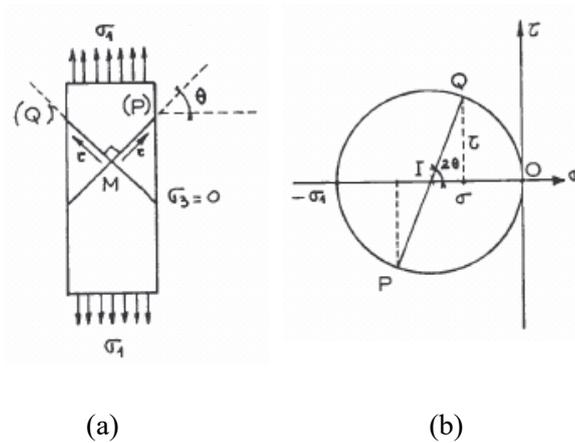


Figure 5.3 : Contraintes et cercle de Mohr.

Soit une barre bidimensionnelle (Fig. 5.3.a) soumise sur ses bases à une traction uniforme σ_1 , tel que $(|\vec{f}| = \sigma_1)$. Sur ces faces latérales ne s'exerce aucune contrainte ($\sigma_3 = 0$). Dans la barre, l'état de contraintes est dit homogène, c'est-à-dire qu'en tout point M la contrainte qui s'exerce sur le plan horizontal est normale et a pour valeur σ_1 tandis que la contrainte qui s'exerce sur le plan vertical est nulle. L'état des contraintes est donc le même partout (même intensité). En particulier par rapport au plan horizontal (I), Le vecteur contrainte \vec{f} s'écrit :

$$\vec{f}(M, \vec{n}_{(I)}) = \begin{pmatrix} -\sigma_1 \\ 0 \end{pmatrix} ; \tau = 0$$

Soit un plan (P) faisant l'angle θ avec l'horizontale. Par rapport au plan (P) , Le vecteur contrainte \vec{f} s'écrit :

$$\vec{f}(M, \vec{n}_{(P)}) = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_1}{2}(1 - \cos(2 \cdot \theta)) \\ -\frac{\sigma_1}{2}\sin(2 \cdot \theta) \end{pmatrix} ; \tau \neq 0 \text{ (Contrainte tangentielle non nulle)}$$

Remarque : Pour une rotation θ du plan étudié autour de M , on tourne de 2θ sur le cercle de Mohr (Fig. 5.3.b).

A noter :

1. Demander la contrainte en un point dans un sol, sans préciser par rapport à quel plan, cela ne veut rien dire au sens de la RDM (Résistance des matériaux), car un matériau donné peut avoir des résistances qui en traction, compression ou cisaillement sont différentes (exemple : béton, l'eau, ...)
2. La théorie montre que pour déterminer les contraintes qui s'exercent sur toutes les différentes facettes autour d'un point M , il suffit de connaître en ce point les valeurs des six quantités : σ_x ; σ_y ; σ_z ; $\tau_{xy} = \tau_{yx}$; $\tau_{zx} = \tau_{xz}$ et $\tau_{zy} = \tau_{yz}$. C'est-à-dire les composantes des contraintes s'exerçant sur les faces d'un cube centré au point M et dont les arêtes sont parallèles aux axes ox ; oy ; oz . (Fig. 5.4).
3. Il existe en tout point M trois plans privilégiés pour lesquels la contrainte est uniquement normale ($\tau = 0$). Ils sont appelés **plans principaux**, leurs directions normales, **directions principales**, et les contraintes correspondantes, **contraintes principales**. On les note : σ_1 ; σ_2 et σ_3 . Telles que ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$), et elles sont respectivement appelées contraintes principales **mineures**, **intermédiaires** et **majeures**.

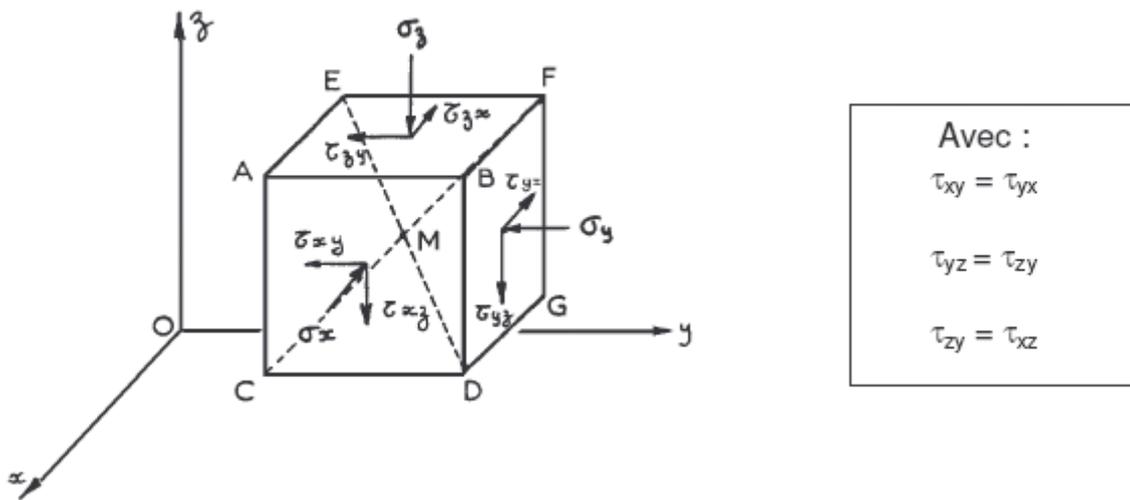


Figure 5.4 : Contraintes dans un milieu

En d'autres termes, en prenant ces trois directions dites principales, comme repère, le tenseur des contraintes devient diagonal, et le vecteur contrainte \vec{f} dans ce système d'axes formé par les vecteurs principaux, s'écrit :

$$\vec{f} = [\sigma] \cdot \vec{n} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{Bmatrix}$$

4. Mr MOHR a eu l'idée de représenter de façon avantageuse (simple), pour un point M donné d'un solide, soumis à une contrainte \vec{f} donnée, la ventilation des contraintes normales ou tangentielles selon la facette considérée en utilisant un cercle appelé cercle de MOHR (voir figure 5.3) dont chaque point décrit par le cercle représente la lecture de $(\sigma ; \tau)$ pour la facette

d'angle θ considérée (θ angle entre la facette considérée et la facette siège de la contrainte majeure)

5.1.2. Loi de comportement :

La déformation d'un solide résulte des contraintes qui lui sont appliquées et inversement les contraintes apparaissent dans un solide sous l'action des déformations. Ceci exprime une réalité à savoir qu'il existe une relation entre contraintes et déformations dépendant essentiellement de la nature du matériau considéré. L'expérimentation est indispensable, et révèle que ce lien entre contrainte et déformation, parfois complexes, peut généralement s'exprimer à partir d'un nombre de paramètres mécaniques mesurables : C'est la **loi de comportement**.

Par exemple : La loi de *Hooke* en élasticité linéaire et isotrope exprime dans un solide la linéarité et la réversibilité des déformations. C'est une loi de comportement, dont on peut dire par ailleurs qu'elle est la loi support à la description du comportement de nombreux matériaux. Comment s'écrit-elle :

Considérons par exemple la déformation d'un volume élémentaire de sol en M provoquant les contraintes σ_v et σ_h (Fig. 5.5). Les déplacements seront suffisamment faibles pour pouvoir appliquer la loi de *Hooke*.

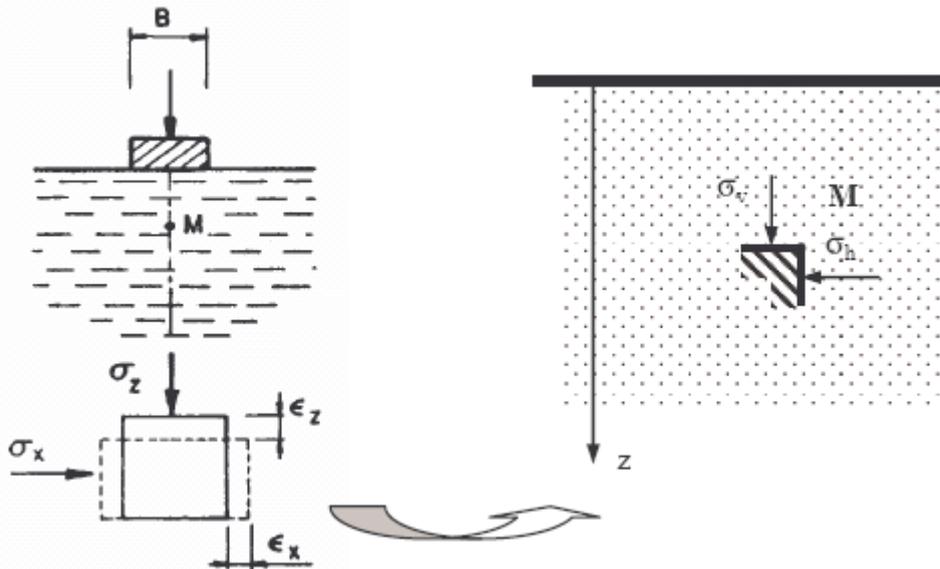


Figure 5.5 : Déformation volumétrique d'un échantillon de sol

Cette loi s'écrit alors : $\varepsilon_v = \frac{dh}{h} = \frac{\sigma_v}{E}$

Il existe par ailleurs une grandeur ν appelée Coefficient de Poisson, tel que : $\varepsilon_H = -\nu \cdot \varepsilon_v$

A noter :

- E est appelé le module d'*Young* ; E a la dimension d'une contrainte,
- Le coefficient de Poisson ν est un coefficient sans dimension toujours compris dans l'intervalle $[0 ; 0,5]$

Notre sol a donc :

- Comme loi de comportement : la loi de *Hooke*,
- Avec pour paramètres mécaniques mesurables : les coefficients E et ν .

Dans le cas d'un sol, ces paramètres dépendent en réalité, de l'état de contrainte : en particulier E croît lorsqu'on augmente la contrainte moyenne σ_v . On pourra cependant toujours travailler par plage d'efforts, de manière à pouvoir utiliser localement la loi de Hooke (notion de calculs élastique appliqués localement)

Un calcul élastique dans les sols qui ne tiendrait pas compte de cette variation serait entaché d'une erreur.

5.1.3. Les équations d'équilibre d'un sol :

L'état des contraintes dans un solide peut être variable en tout point, c'est-à-dire que les six quantités que nous avons définies précédemment, à savoir σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{yz} et τ_{zx} , sont des fonctions de coordonnées x , y , z du point M considéré.

Considérons un cube de solide de centre M dont les côtés sont parallèles aux axes Ox , Oy et Oz . Ce cube, pouvant être aussi petit que désiré, est soumis à une force de volume $\vec{F}(X;Y;Z)$ ayant pour composantes $X(x,y,z)$, $Y(x,y,z)$ et $Z(x,y,z)$.

L'équilibre intérieur du solide (parties d'équation exprimant la résultante des forces nulle ($\Sigma \vec{F} = \vec{0}$)) s'exprime en deux dimensions (2D) par les relations :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y \end{cases}$$

Et dans le cas d'un solide en trois dimensions (3D) on obtient les relations :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = X \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = Y \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = Z \end{cases}$$

A noter :

En général, en mécanique des sols les forces de volume se réduisent aux forces de pesanteur et l'axe oz est pris vertical ascendant, donc :

$$X = 0 ; Y = 0 \text{ et } Z = -\gamma$$

5.2. Application aux sols :

5.2.1. Contraintes dans les sols :

Les sols ne développent que très peu de contraintes normales de traction, on adopte en mécanique des sols, à l'inverse de la mécanique des milieux continus (cours de RDM), la convention de signe suivante :

$\sigma < 0$: Contrainte de traction ;

$\sigma > 0$: Contrainte de compression.

Considérons le cas d'un sol saturé. Dans un tel sol, les contraintes se répartissent entre le squelette solide (grains solides) et l'eau de la même manière que dans une barre composite de métal et de caoutchouc (Fig. 5.6), la force de compression F se répartit entre une force de compression F_1 dans le caoutchouc et une force de compression F_2 dans le métal.

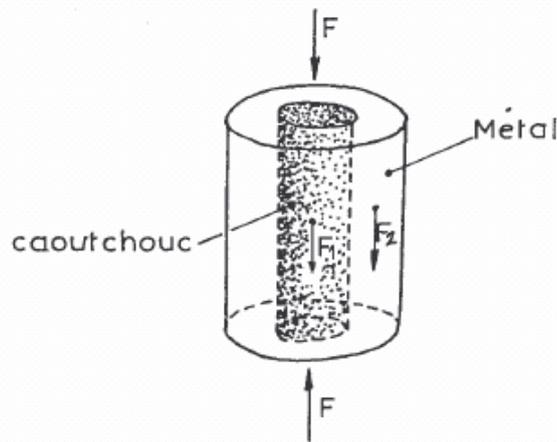


Figure 5.6 : Equivalence eau / sol & caoutchouc / métal

La seule différence est que, dans le sol, l'eau et le squelette solide (grains) sont intimement mélangés.

Par ailleurs :

1. Nous savons que dans un liquide à l'équilibre, donc l'eau sans mouvement, les contraintes sont uniquement normales quel que soit le plan considéré (un liquide ne peut pas « tenir » une contrainte tangentielle. C.-à-d. : quel que soit le plan considéré en un point M de l'eau, $\tau = 0$). Les contraintes dans l'eau se réduisent donc à la pression de l'eau au point M considéré, pression appelée *pression interstitielle* et notée : u
2. Dans un squelette solide (sol sans eau), sur toute facette, s'exerce une contrainte normale notée σ' et une contrainte tangentielle τ' , appelées *contraintes effectives*.

Ainsi, si les contraintes totales qui s'exercent dans les deux phases du sol (squelette + eau) sur une facette, sont σ et τ , on a alors la relation très importante de *Terzaghi* :

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau = \tau'$$

Où :

u : pression interstitielle ;

σ' et τ' : contraintes effectives ;

σ et τ : contraintes totales.

5.2.1.1. Principe de la contrainte effective :

Les différentes phases qui forment un sol saturé ou non ne sont pas régies par les mêmes lois. L'étude des phases gazeuse ou liquide relève de la mécanique des fluides ou de l'hydraulique. Pour l'étude de résistance et de déformation de la phase solide, nous utilisons la pression effective c.à.d. la pression réellement appliquée sur le squelette solide. On considère ainsi que le comportement mécanique du sol ne dépend que des contraintes effectives. Cette notion fut introduite par Terzaghi et est connue sous le nom de postulat de Terzaghi ou principe des contraintes effectives qui est un principe très important en géotechnique.

5.2.2. Contrainte verticale totale (σ_v) :

Appliquons les équations d'équilibre précédentes pour les cas de sols suivants :

5.2.2.1. Sol indéfini à surface horizontale :

Soit un sol indéfini à surface horizontale (Fig. 5.7), soumis uniquement à l'action de la pesanteur (poids volumique total du sol γ).

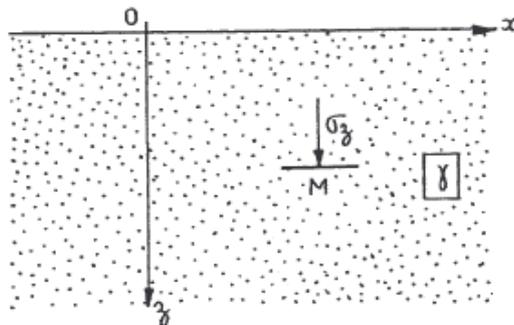


Figure 5.7 : Sol indéfini à surface horizontale

D'après la symétrie du problème, les contraintes totales σ_x et σ_z sont principales donc $\tau_{xy} = 0$

$$\text{Equation d'équilibre : } \begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \end{cases} ; \text{ D'où : } \begin{cases} \sigma_x = f(z) = \sigma_H \\ \sigma_z = \gamma \cdot z + cte = \sigma_v \end{cases}$$

Cas1 : La surface libre du sol n'étant pas chargée (Fig. 5.8.a), il ne s'exerce sur elle aucune contrainte si bien que $cte = 0$ et l'on a :

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z$$

Où γ est le poids volumique du sol (grain et eau).

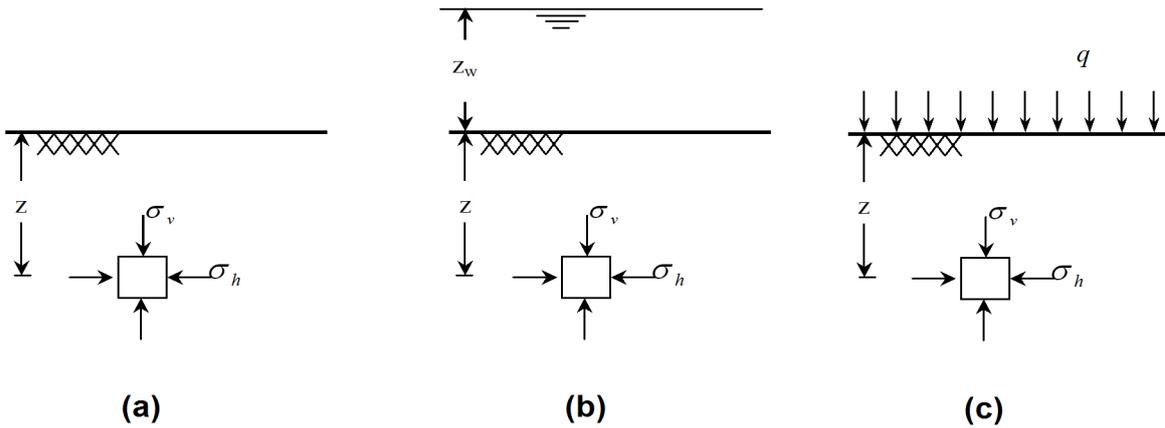


Figure 5.8 : Contraintes verticales totales dans un sol à surface horizontale.

Cas 2 : Le sol est soumis à une surcharge surfacique q (Fig. 5.8.c) due à une fondation ou un remblai, alors $cte = q$ et σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + q$$

Cas 3 : Si le niveau d'eau est au-dessus de la surface du sol tel qu'un lac ou une mer (Fig.5.8. b), la contrainte verticale totale σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + \gamma_w \cdot z_w$$

Où γ_w est le poids volumique de l'eau ; et z_w : hauteur d'eau au-dessus de la surface du sol.

Donc : Dans un volume de sol, la contrainte verticale totale σ_v à une profondeur donnée z est due au poids de tous ce qui est au-dessus : grain, eau et surcharge.

Cas 4 : Dans le cas des sols stratifiés (Fig. 5.9). La contrainte totale verticale, en précisant le point (ou le niveau) où on désire la calculer, est définie par :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i$$

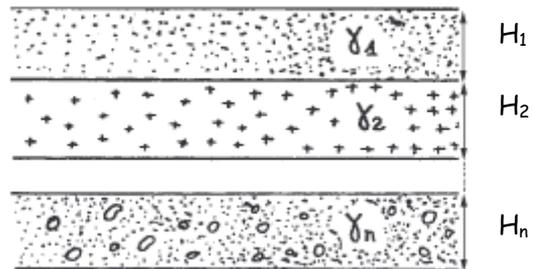


Figure 5.9 : Cas des sols stratifiés (multicouches)

A noter : Pour déterminer la contrainte totale horizontale σ_x , il faut connaître la loi de comportement du sol.

5.2.2.2. Sol indéfini à surface inclinée :

Soit un sol indéfini dont la surface plane fait un angle α avec l'horizontale (Fig. 5.10) ;

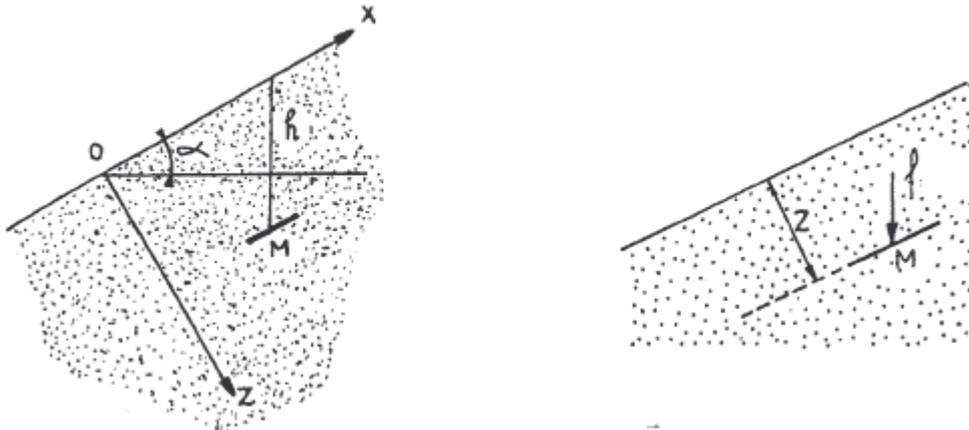


Figure 5.10 : Sol indéfini à surface inclinée

Calculons la contrainte f qui s'exerce sur une facette parallèle à la surface en M :

Les équations d'équilibre s'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = -\gamma \cdot \sin \alpha \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \cdot \cos \alpha \end{cases}$$

Mais, dans ce problème l'état des contraintes en un point, c'est-à-dire $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ doit être indépendant de x , ce qui impose :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 ; \text{ Et } \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = 0$$

D'où, les équations d'équilibre se résument à :

$$\begin{cases} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = -\gamma \cdot \sin \alpha \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \cdot \cos \alpha \end{cases}$$

L'intégration de ces équations d'équilibre donne alors :

$$\begin{cases} \tau_{xz} = -\gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \\ \sigma_z = \gamma \cdot z \cdot \cos \alpha \end{cases} \Rightarrow |\vec{f}| = \gamma \cdot z \cdot \cos(\alpha) ; \text{ Et } \vec{f} \text{ est verticale.}$$

5.2.3. Contrainte horizontale dans les sols (ou pression latérale des terres) :

L'analyse de la pression latérale des terres (ou de la contrainte horizontale dans les sols) est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un

comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

5.2.3.1. Relation entre la contrainte verticale (σ_V) et la contrainte horizontale (σ_H) :

Selon les principes de la mécanique des fluides, la pression dans un liquide est la même dans toutes les directions, vers le haut, vers le bas, sur les côtés ou suivant n'importe quelle inclinaison. Ceci ne s'applique pas aux contraintes dans les sols. Dans les dépôts naturels il arrive très rarement que la contrainte horizontale soit exactement la même que la contrainte verticale. En d'autres mots, les contraintes résiduelles in situ ne sont pas nécessairement hydrostatiques. On peut définir le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale in situ de la façon suivante :

$$\sigma_H = K \cdot \sigma_V$$

Donc : la contrainte totale horizontale σ_H est proportionnelle à la contrainte totale verticale σ_V .

Où K est un *coefficient de pression des terres*. La position de la nappe phréatique étant susceptible de fluctuer et les contraintes totales, de changer, le coefficient K n'est pas constant pour un dépôt de sol donné. On peut cependant éviter le problème engendré par les fluctuations de la nappe phréatique en exprimant ce rapport en fonction des contraintes effectives.

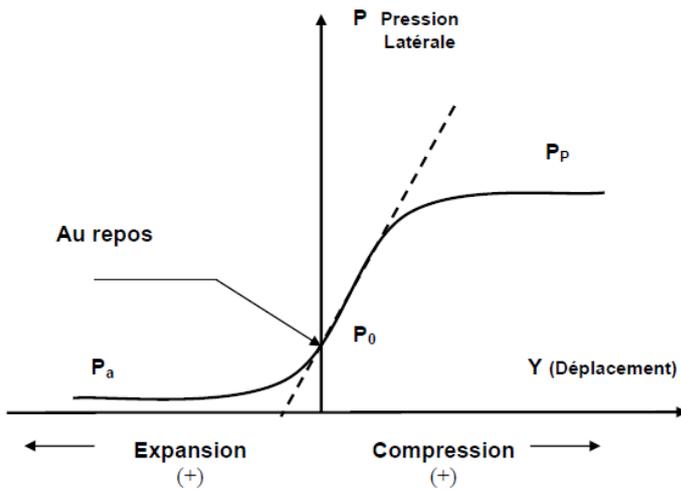
$$\sigma'_H = K_0 \cdot \sigma'_V$$

K_0 est un coefficient très important en géotechnique, on l'appelle *coefficient des terres au repos*. Il décrit l'état des contraintes dans le sol en fonction des *contraintes effectives* et conserve la même valeur pour une même couche de sol et une même masse volumique, quelle que soit la position de la nappe phréatique. Cependant, ce coefficient est très sensible au passé géologique, à la succession des contraintes et la masse volumique des couches de sol sus-jacentes (Massarsch & coll., 1975). La valeur de K_0 joue un rôle important dans les analyses de contrainte, dans l'attribution d'une valeur de résistance au cisaillement à certaines couches de sol et dans la conception d'ouvrages de retenue des terres, de barrages en terre, de talus et de plusieurs types de fondations.

Lorsque le sol subit des déformations, on parle de *coefficient de pression latérale* tout court. La variation de la pression latérale, donc de ce coefficient, en fonction des déformations latérales est montrée ci-dessous (Fig. 5.10). On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la pression passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement). Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale.

D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, *Jaky* (1944) propose la relation :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$



Avec :

P_p : pression latérale passive (ou buté) (K_p)

P_0 : pression latérale des terres au repos (K_0)

P_a : pression latérale active (ou poussée) (K_a).

Figure 5.10 : Variation de la pression latérale des terres en fonction des déplacements.

5.2.3.2. Essais sur la poussée des terres :

1. Etat actif :

Soit un massif de sol semi infini avec une surface horizontale et un écran vertical lisse. Le sol est supposé homogène et isotrope. Dans ces conditions, les contraintes σ_z et σ_x (ou σ_1 et σ_3) sont des contraintes principales (Fig. 5.11). Supposons que l'on effectue un déplacement de l'écran loin du massif. Ce déplacement est équivalent à une expansion du sol, ce qui induit une diminution de σ_x (cette diminution est fonction des déformations latérales dues au déplacement). Si le déplacement de l'écran est assez suffisant, σ_x atteint une valeur minimale correspondant à un état d'équilibre plastique dans lequel le cercle de *Mohr* touche l'enveloppe de rupture. Puisque σ_x diminue, elle représente donc la contrainte principale mineure σ_3 . La contrainte verticale σ_z sera la contrainte principale majeure σ_1 . La contrainte σ_3 est dite *pression latérale active* (ou poussée).

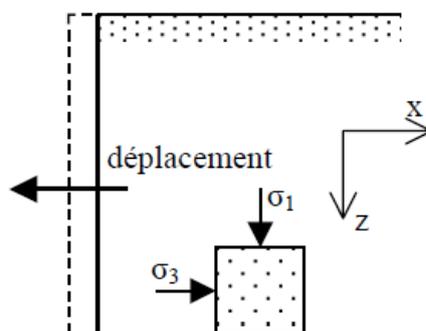


Figure 5.11 : Etat actif

2. Etat passif :

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (Fig. 5.12). La contrainte σ_x croît jusqu'à ce qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. Dans ces conditions, σ_x devient la contrainte principale majeure σ_1 et σ_z sera la contrainte principale mineure σ_3 . La contrainte maximale σ_1 est atteinte lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture. La contrainte horizontale est dite *pression latérale passive (ou buté)*.

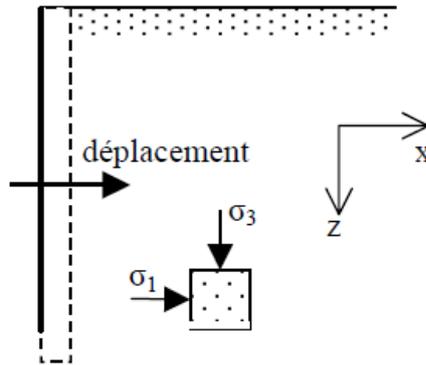


Figure 5.12 : Etat passif

Références bibliographiques

- Atkinson, J. (2017). *The mechanics of soils and foundations*. CRC press.
- Aysen, A. (2002). *Soil mechanics: basic concepts and engineering applications*. CRC Press.
- Bodo, B., & Jones, C. (2013). *Introduction to soil mechanics*. John Wiley & Sons.
- Bouafia, A. (2000). *Mécanique des sols appliquée : Problèmes résolus*. Office des publications universitaires.
- COSTET, J., & SANGLERAT, G. (1981). COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS. 1-PLASTICITE ET CALCUL DES TASSEMENTS.
- Craig, R. F. (2013). *Soil mechanics*. Springer.
- Habib, P. (1991). Histoire de la mécanique des sols. *Les Cahiers de rhéologie (Paris)*, 9(1), 1-14.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Presses inter Polytechnique.
- Hurtado, J. (1981). Les caractéristiques mécaniques des sols fins déduites des essais d'identification. *Revue Française de Géotechnique*, (14), 70-71.
- Philipponat, G. (1979). Fondations et ouvrages en terre.
- Robitaille, V., & Tremblay, D. (1997). *Mécanique des sols : Théorie et pratique*. Modulo.
- Sanglerat, G., Olivari, G., & Cambou, B. (1980). *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations*. Paris : Dunod.
- Schlosser, F. (1983). *Eléments de mécanique des sols*.
- Scott, C. R. (1980). *Soil mechanics and foundations*. Applied science.
- Skempton, E. (1981). Les premiers temps de la mécanique des sols. *Revue Française de Géotechnique*, (15), 5-34.
- Verruijt, A. (2017). *An introduction to soil mechanics* (Vol. 30). Springer.
- Terzaghi, K. A. R. L. (1961). Past and future of applied soil mechanics. *J. Boston Soc. Civ Engr*, 68, 110-139.