



COURS DE MECANIQUE DES SOLS

Tome I

Propriétés des sols

J. M. TCHOUANI NANA avril 1999
M.a.J. par M. CALLAUD décembre 2004

INTRODUCTION A LA MECANIQUE DES SOLS

Peut-on construire avec cette terre ?

On ne peut raisonnablement répondre aussitôt à cette question.

Il est préférable d'adopter une approche jalonnée par des questions successives :

- Que va-t-on construire ? Un barrage, une digue ? Une route , une piste ? Un mur de clôture ? Une maison de plein pied ou un bâtiment à étage ?
- Où va-t-on construire ? En région sèche ou pluvieuse ?
- Comment va-t-on construire ? Quelle technique ou savoir faire disponible ?

Car les sols ont des utilisations multiples :

- Ils peuvent être utilisés comme matériau de construction

Exemple : Adobe, brique de terre cuite ou stabilisée, barrage et digue en terre, chaussée en terre...

Il convient donc de choisir, compte tenu des zones d'emprunt et de la nature de l'ouvrage, le type de sol qui convient, de choisir le mode d'exécution et éventuellement de prévoir le contrôle de l'exécution.

- Ils peuvent être support de fondations de bâtiment, d'ouvrage d'art et de remblai

Il est ici question de choisir un type de fondation au sens large compte tenu des charges à supporter, des propriétés mécaniques du sol d'appui, du niveau de la nappe phréatique, etc..... En particulier, on doit pouvoir prévoir l'amplitude des tassements et vérifier qu'ils sont compatibles avec le bon fonctionnement de l'ouvrage.

On comprend l'importance de la géotechnique qui a pour objet l'étude des comportements mécaniques du sol, et ce, indépendamment des conditions pratiques d'emploi.

La reconnaissance des sols permettra à l'ingénieur ou au technicien de préciser l'utilisation possible ou non d'un sol pour un ouvrage déterminé.

Pour atteindre l'objectif visé, ce cours est divisé en deux grandes parties :

- la première partie sera consacrée à l'étude des propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols ainsi qu'au calcul des tassements,
- la deuxième partie fera une large part au calcul des ouvrages courants.

A Noter :

1. Les fondations profondes ne sont pas traitées dans ce cours.
2. De même les sols organiques ne sont pas abordés.

SOMMAIRE

LES SOLS : ELEMENTS CONSTITUTIFS ET DEFINITIONS.....	6
1. ORIGINE ET FORMATION.....	6
2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL.....	6
2.1. La phase gazeuse.....	6
2.2. La phase liquide.....	6
2.3. La phase solide.....	7
3. DÉFINITION ET CARACTÈRES PRINCIPAUX DES SOLS.....	7
3.1. Les sols grenus.....	7
3.2. Les limons (ou Silts).....	8
3.3. Les argiles.....	8
IDENTIFICATION DES SOLS.....	10
1. INTRODUCTION.....	10
1. CLASSIFICATION DES SOLS.....	10
1.1 Classification par la taille des grains solides d'un sol.....	10
1.2. Classification par le comportement des sols.....	10
1.2.1. Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20 \mu$).....	10
1.2.2. Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20 \mu \Leftrightarrow 0,02 \text{ mm}$).....	10
1.2.3. Cas particulier des argiles.....	11
2. PROPRIETES CARACTERISTIQUES DES SOLS.....	12
2.1 Caractéristiques physiques : définition, notation, ordres de grandeur.....	12
2.1.1. Poids volumiques - Unité SI N/m^3	12
2.1.2 Densités.....	13
2.1.3. Porosité (n) - Indice des vides (e).....	13
2.1.4 Teneur en eau - Degré de saturation.....	13
2.1.5. Relations entre ces grandeurs.....	17
2.1.6. Poids volumique déjaugé (notation γ').....	19
2.1.7 Quelques ordres de grandeurs.....	19
2.2 Identification des sols par Courbe granulométrique (NF P 94-056 & -057).....	21
2.2.1 Analyse granulométrique et sédimentométrie.....	21
2.2.2 Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique.....	23
2.2.2 Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique.....	24
2.3. Identifications propres aux sols fins.....	24
2.3.1. Etats de consistance - Limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	24
2.3.2. Indices de plasticité et de Consistance.....	25
2.3.3. Valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068).....	26
2.4. Identifications propres aux sols grenus.....	27
2.4.1 Essai d'équivalent de sable (NF P 18-598).....	27
2.4.2. Indice de densité ou densité relative.....	27
3. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS.....	31
3.1 But de la classification.....	31
3.2. La classification GTR.....	31
3.3 La classification LPC des sols.....	34
3.4. Exercices.....	36
LE COMPACTAGE DES SOLS.....	38
1. GENERALITES.....	38
2. FACTEURS D'INFLUENCE.....	38
2.1. Influence de la teneur en eau : courbes de compactage.....	38
2.2. Influence de la nature du sol.....	39
2.3. Influence de l'énergie de compactage : courbes de compactage.....	40
2.4. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation.....	40
3. ESSAIS DE COMPACTAGE AU LABORATOIRE & COMPACTAGE IN SITU.....	41
3.1. Essais de laboratoire :.....	41
3.1.1. L'essai PROCTOR.....	41
3.1.2. L'indice portant californien CBR : Essai CBR.....	42
3.1.3. Etude PROTOR -CBR.....	42
3.2. Compactage in situ.....	45
CONTRAINTES DANS LES SOLS : LOI DE TERZAGHI.....	50

1. NOTION DE CONTRAINTES – NOTIONS DE BASE.....	50
1.1. Notion de contrainte dans un milieu quelconque.....	50
2. LOI DE COMPORTEMENT.....	53
3. LES EQUATIONS D'EQUILIBRE D'UN SOL.....	54
4. APPLICATION AUX SOLS.....	55
4.1. Contraintes dans les sols.....	55
4.2. Application des équations d'équilibre.....	56
4.2.1. Sol indéfini à surface horizontale.....	56
4.2.2. Sol indéfini à surface inclinée.....	57
4.2.3. Exemple de calcul de contraintes.....	58
4.2.4. Relation entre σ'_z et σ'_x dans le cas d'un sol considéré comme élastique et au repos.....	58
PROPRIETES HYDRAULIQUES DES SOLS.....	64
1. GENERALITE - DEFINITIONS.....	64
1.1 Nappes souterraines - Vocabulaires.....	64
1.2. Hydraulique des sols.....	64
1.3. Propriété de l'eau libre : écoulement linéaire à travers un sol.....	66
1.3.1. Vitesse de l'eau dans le sol.....	66
1.3.2. Charge hydraulique.....	66
1.3.3. Gradient hydraulique.....	67
1.3.4. Loi de DARCY.....	68
1.3.5. Surfaces équipotentiels.....	69
2. PERMEABILITE DU SOL.....	70
2.1. Coefficient de perméabilité.....	70
2.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire.....	70
2.3. Mesure in situ.....	71
2.4. Perméabilité moyenne fictive horizontale et verticale des terrains lités.....	72
2.4.1 Coefficient de perméabilité moyen perpendiculaire aux plans de stratification ou perméabilité moyenne verticale.....	72
2.4.2 Coefficient de perméabilité moyenne parallèlement au plan de stratification ou perméabilité moyenne horizontale.....	77
2.4.3 Coefficient de perméabilité équivalent.....	77
3. HYDRAULIQUE SOUTERRAINE SOUS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.....	78
3.1. Equation de LAPLACE.....	78
3.2. Cas des écoulements à deux dimensions en milieu homogène et isotrope.....	78
3.2.1. Vocabulaire - Rappel.....	78
3.2.2. Construction graphique d'un réseau d'écoulement bidimensionnel.....	79
3.2.3. Méthode de résolution graphique.....	83
3.3. Cas des écoulements de révolution à trois dimensions.....	87
3.3.1 Essai de pompage en régime permanent : formule de Dupuit.....	87
3.3.2. Rayon d'action et mesure du coefficient de perméabilité k in situ.....	87
3.3.3 Essai LEFRANC.....	88
4. FORMATION DE SABLES BOULANT ET DES RENARDS.....	89
4.1. Sable bouillant.....	89
4.2. Renards.....	90
4.3. Dispositions constructives pour prévenir les Renards.....	90
5. ASCENSION CAPILLAIRE DANS LES SOLS NON SATURES : LOI DE JURIN.....	96
5.1. Description du phénomène.....	96
5.2. Application au sols : conséquence pratique.....	96
COMPRESSIBILITE - CONSOLIDATION - CALCUL DES TASSEMENTS.....	97
1. GENERALITE -DEFINITIONS.....	97
1.1. Avant-propos.....	97
1.2. Définitions.....	97
1.3. Le sol un matériaux imparfaitement élastique.....	97
2. CALCUL DES CONTRAINTES AU SEIN D'UN MASSIF – PRINCIPES GENERAUX.....	99
2.1. Principe de superposition.....	99
2.2. Cas d'un sol à surface horizontale uniformément chargé.....	99
2.4. Cas d'une charge rectangulaire uniforme.....	100
2.5. Cas d'une charge circulaire.....	101
2.6. Charge en remblai de longueur infinie.....	101
2.7. Diffusion simplifiée des contraintes – cas des semelles continues.....	102
2.8. Exercice d'application corrigé.....	106

3. LES TASSEMENTS : REGLES GENERALES.....	107
3.1. Tassement des sols grenus	107
3.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation	107
3.2.1. La consolidation : Analogie mécanique.....	107
3.2.2. Consolidation primaire consolidation secondaire	108
3.3. Les principales méthodes de calcul des tassements.....	109
3.4. Calcul des tassements selon la méthode Oedométrique : principe.....	110
4. L'OEDIOMETRE DE TERZAGHI.....	111
4.1. Description de l'appareil.....	111
4.2. Utilisation de l'Oediomètre de TERZAGHI	111
5. COMPRESSIBILITE	112
5.1. Courbes de compressibilité.....	112
5.2. Paramètres caractéristiques de la compressibilité - Modélisation.....	115
5.2.1. Schématisation de la courbe Oedométrique de compressibilité.....	115
5.2.2. Contrainte de consolidation σ_c	115
5.3 Classification des sols fin saturés vis-à-vis de la compressibilité	116
5.4. Calcul pratique du tassement de consolidation. Méthode oedométrique.....	116
5.4.1. Exercice d'application	117
6. CONSOLIDATION.....	119
6.1. Analyse mathématique de la consolidation.....	119
6.1.1. Degré de consolidation	119
6.1.2. Théorie de la consolidation de Terzaghi	119
6.2. Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v	120
7. EXERCICES RESOLUS	121
LES SOLS : RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS	126
1 GENERALITES	126
2 LOI DE COULOMB (1775).....	126
2.1 comportement à court terme et comportement à long terme.	126
2.2 Courbe intrinsèque, critère de Mohr Coulomb.....	126
3. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DE PLASTICITE c ET φ	128
3.1 La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande)	128
3.2 L'appareil triaxial	129
4 RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS GREUUS SANS COHESION.....	131
4.1 Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent.	131
4.2 paramètres influençant l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent.....	131
5. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS FINS SATURES	132
5.1. La remise sous contrainte.....	132
5.1.1. Boite de cisaillement de Casagrande	132
5.1.2. Appareil triaxial	132
5.2. Essai consolidé drainé (CD).....	133
5.3 Essai non consolidé non drainé, et concept de cohésion non drainée	134
5.4. Essai consolidé non drainé.....	136
5.5. Essai de compression simple	137

LES SOLS : ELEMENTS CONSTITUTIFS ET DEFINITIONS

1. ORIGINE ET FORMATION

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

Les roches (silice, calcaire, feldspath, ...) sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'aux prix de gros efforts mécaniques.

Les sols, au contraire, sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable. Ils résultent de l'altération chimique (oxydation, ...), physique (variation de température, gel, ...) ou mécanique (érosion, vagues, ...) des roches.

Suivant le but recherché, on considère :

a) **La géologie**

La géologie étudie les matériaux constituant la partie observable du globe terrestre, ainsi que l'ordre suivant lequel ces matériaux sont réparties dans le temps et dans l'espace. Son but essentiel est l'histoire de la terre et son évolution.

b) **La pédologie**

La pédologie étudie spécialement la couche supérieure de l'écorce terrestre utilisée par les racines des plantes. Elle met en lumière le rôle des constituants du sol fréquemment négligés par les géotechniciens : les matières organiques et la matière vivante (bactéries).

c) **La mécanique des sols ou géotechnique**

La mécanique des sols est l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydraulique des sols en vue de leur application à la construction.

2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL

Un échantillon de sol est constitué de trois phases :

- une phase gazeuse,
- une phase liquide,
- une phase solide.

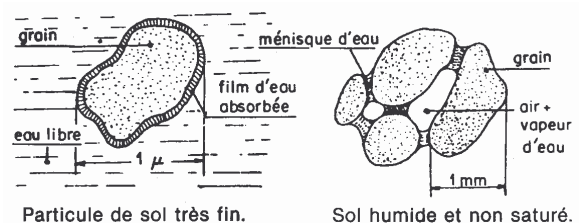
2.1. La phase gazeuse

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

Lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.

2.2. La phase liquide

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions $< 2\mu$), 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 (<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.

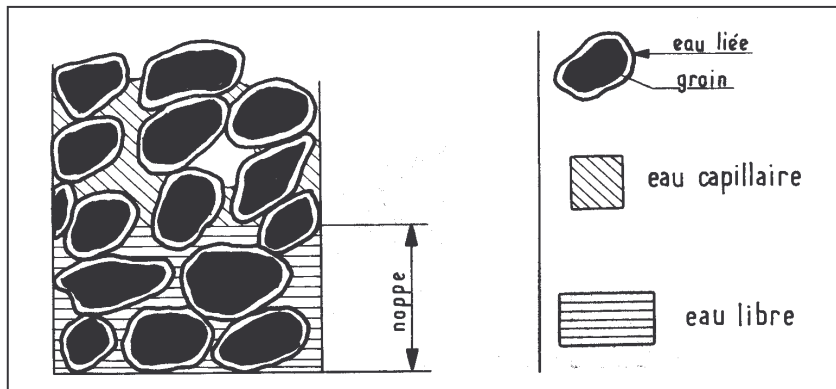


Fig. 1.1. Différents états de l'eau dans les sols

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.

2.3. La phase solide

On a vu que les sols résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit aisément que les grains solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à 2μ .

Les sols de dimension inférieurs à 2μ résultent d'attaques chimiques qui se sont superposées à l'altération physique ou mécanique. Ces processus chimiques sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol fin n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces plus petites particules ainsi formées constituent ce que l'on appellera désormais *les argiles*. Ces derniers matériaux ont un comportement complexe qui nécessite pour bien être compris une étude à l'échelle moléculaire qui dépasse largement le cadre de ce cours.

3. DÉFINITION ET CARACTÈRES PRINCIPAUX DES SOLS

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

Cette constatation va amener le géotechnicien à définir deux grandes familles de sol :

- **les sols grenus** qui sont de dimension supérieure à 20μ ($0,02\text{ mm}$),
- et **les sols fins** de dimensions inférieures à 20μ .

3.1. Les sols grenus

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

On distingue principalement deux sous-familles :

Sables	50% des grains au moins sont compris entre 0,02 et 2 mm
Graviers	50% des grains au moins sont compris entre 2 et 20 mm

A noter : Les dimensions extrêmes varient légèrement suivant le système de classement.

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

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

Ainsi de part leurs altérations mécaniques on distingue:

- o *Les sables éoliens* : transportés par le vent, se rencontrent généralement sous forme de dunes marines ou continentales.
- o *Les sables fluviatiles* : se rencontrent dans les alluvions fluviatiles quelques fois sous forme de terrasses.
- o *Les sables marins* : Comprennent aussi bien les sables littoraux que les sables marins anciens.
- o *Les sables résiduels ou arènes* : Produits de la fragmentation sur place d'une roche mère propice.

, et donnant alors aux Formes de grains les aspect suivantes :

- o *Emoussés luisants* : caractéristique du transport par l'eau
- o *Ronds mats, émoussés et piquetés* caractéristiques du transport par le vent
- o *Non usé* : caractéristiques des grains non transportés.

3.2. Les limons (ou Silts)

La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre 2 et 20 μ (définition purement descriptive).

Ils sont en grande partie formés de quartz.

On distingue suivant leurs origines :

- **Les limons éluviaux** formés par altération sur place d'un substratum favorables (à l'altération),
- **Les limons de ruissellement** et d'inondation qui se présentent en strates.

3.3. Les argiles

On peut les définir granulométriquement comme une roche dont les grains sont compris entre 2 et 0,2 μ .

C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. On la dit **plastique**.

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

On distingue suivant leur origine :

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

1. INTRODUCTION

Quelque soit l'utilisation envisagée d'un sol, il est important de connaître sa nature, sa composition et la répartition des grains de différentes tailles qui le compose. Les essais qui conduisent à cette étude portent le nom d'ESSAIS D'IDENTIFICATION.

L'objet de ce chapitre est d'introduire les paramètres d'état et d'identification menant à la classification géotechnique des sols.

En particulier les paramètres d'état (caractéristiques physiques du sol) serviront par la suite à expliquer le compactage des sols et à décrire leurs comportements hydrauliques et mécanique. Ces paramètres permettront également d'expliquer des phénomènes tels que le tassement et la consolidation.

1. CLASSIFICATION DES SOLS

1.1 Classification par la taille des grains solides d'un sol

Ils sont surtout définis granulométriquement. En considérant le diamètre moyen D des grains, on distingue grossièrement :

- 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	$D < 2\ \mu\text{m}$

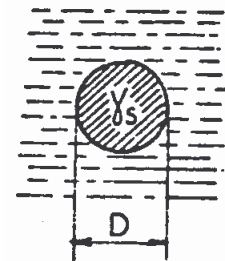


Tableau 2.1 : Définition des classes de dimensions en granulométrie

A noter : Les dimensions extrêmes varient légèrement suivant le système de classification (en particulier les Pédologues n'utilisent pas les mêmes dimensions !)

1.2. Classification par le comportement des sols

1.2.1. Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20\ \mu$)

Les sols pulvérulents : sable, gravier, cailloux, blocs sont constitués essentiellement de la silice (quartz), du calcaire et d'autres roches inertes. Les effets capillaires dus à l'eau sont négligeables ; Les grains se comportent comme les granulats inertes du béton.

1.2.2. Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20\ \mu \Leftrightarrow 0,02\ \text{mm}$)

Bien que de dimension des grains du squelette ait une influence, le comportement d'un sol fin est avant tout fonction :

- De sa composition minéralogique,
- De sa teneur en eau,
- Et de sa structure, c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et orientées les unes par rapport aux autres.

En particulier la consistance d'un sol fin varie beaucoup suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états/comportements suivants :

a) Etat liquide :

Le sol n'a qu'une cohésion très faible. Il a l'aspect d'un fluide. Il tend à s'étaler si on le pose sur une surface horizontale.

b) Etat plastique :

Le sol a une cohésion plus importante. Posé sur une surface horizontale, il n'a pas tendance à s'étaler mais n'offre aucune résistance à l'action de charges même très faibles.

c) Etat solide avec retrait :

La déformabilité du corps est beaucoup plus faible. Soumis à la dessiccation, il perd une partie de son eau interstitielle tout en se contractant d'une valeur appréciable.

d) Etat solide sans retrait :

La rigidité du corps augmente encore et son volume ne change pas quand sa teneur en eau diminue.

Le passage d'un état à l'autre s'effectue évidemment d'une façon progressive.

1.2.3. Cas particulier des argiles

On définit les argiles comme des sols de diamètre moyen inférieures $2\mu\text{m}$. Il s'agit donc d'un sous groupe des sols fin.

Les argiles proviennent de l'altération chimique des roches et plus exactement des minéraux silicates (Feldspaths, mica...).

Le comportement mécanique d'une argile est fortement influencé par sa structure cristalline de base. Ces structure cristalline peuvent être tel qu'en présence d'eau elle augmente de volume (3 à 4 fois). On parle alors **d'argile active**.

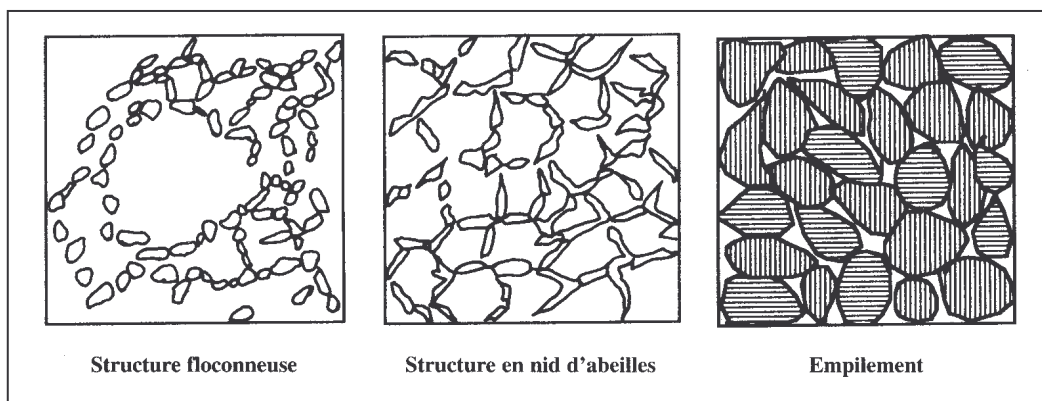


Fig. 2.1 : Différentes structures d'argiles d'après Terzaghi (d'après Fondations et ouvrages en terre)

Les types d'argiles les plus fréquents sont : la koalinite, la montmorillonite et l'illite. Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau.

- **La koalinite** est stable au contact de l'eau.
- **La montmorillonite** n'est pas du tout stable au contact de l'eau. Les sols à forte teneur en montmorillonite sont susceptibles de gonflement et de retrait important.
- **L'illite** a un comportement intermédiaire (**les latérites font partie de cette famille d'argile**).

D'autres argiles peuvent être encore tixotropique. C'est le cas notamment des argiles situées sous la ville de Mexico. Ces argiles sous l'effet par exemple d'un tremblement de terre ou localement d'une machine tournante (mise en mouvement/vibration) deviennent alors liquide.

A noter : le constructeur de manière générale devra toujours se méfier des terrains argileux car se sont des terrains à même de causer de graves désordres sur les ouvrages (argile gonflante ou encore active).

2. PROPRIETES CARACTERISTIQUES DES SOLS

On a vu que le sol était un ensemble de trois phases : solide, liquide, gaz. Aussi est-il important de définir un certain nombre de caractéristiques physiques qui permettront de préciser l'importance de ces différentes phases par rapport à l'ensemble. Ces caractéristiques seront très utiles pour la description des échantillons remaniés et non remaniés ainsi que pour l'évaluation des contraintes au sein des massifs. Les caractéristiques granulométriques et l'état de consistance seront employés pour classer les sols dans le cadre de la classification géotechnique.

2.1 Caractéristiques physiques : définition, notation, ordres de grandeur.

2.1.1. Poids volumiques - Unité SI N/m³

Sol à l'état naturel

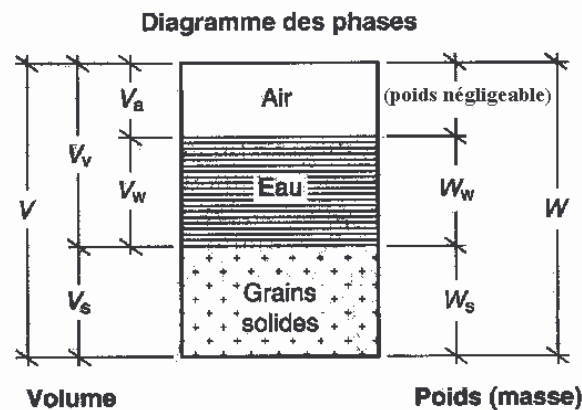
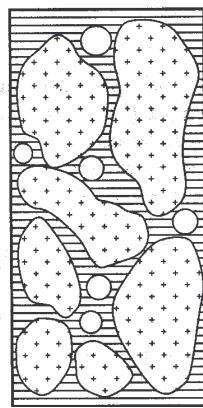


Fig 2.2 Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases

- Définitions et notations

V : Volume total de l'échantillon de sol

V_a : volume d'air contenu dans l'échantillon de sol

V_w : volume d'eau contenu dans l'échantillon de sol ;

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

W_a Poids de l'air contenu dans l'échantillon de sol ; il est en général négligeable ;

- Poids volumique apparent d'un sol (notation γ ; équivaut au poids total du sol)

C'est le poids de l'unité de volume de ce sol

(car $W_a \approx 0$)

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$$

A noter :

Au laboratoire et par convention, W_s sera le poids du sol après un séjour de 24h dans une étuve à 105°

- poids volumique d'un sol sec (notation γ_d)

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$$

- Poids volumique des grains solides (notation γ_s)

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

- Poids spécifique de l'eau contenu dans le sol (notation γ_w)

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

A noter : En pratique $\gamma_w = 10^3 g = 9.81 KN / m^3 \approx 10 KN/m^3$

2.1.2 Densités

- Densité humide $\frac{\gamma}{\gamma_w}$

- Densité sèche $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$

- Densité des grains (notation G) : $G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

2.1.3. Porosité (n) - Indice des vides (e)

- Porosité (n)

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume total de l'échantillon

$$n = \frac{V_a + V_w}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \quad \text{NB : } n \in [0 ; 1]$$

On définit également la compacité $= \frac{V_s}{V} = 1 - n$

- Indice des vides (e)

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume des grains solides de l'échantillon

$$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} \quad \text{NB : } e \in [0,10 ; 5]$$

2.1.4 Teneur en eau - Degré de saturation

- Teneur en eau (notation ω) s'exprime en %

C'est le poids d'eau contenu dans le volume V rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu dans V

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{NB : } \omega \in [0 ; \omega_{sat}] \text{ (voir définition de } \omega_{sat} \text{ ci-après)}$$

- Degré de saturation (notation S_r)

C'est le volume occupé par l'eau ramené au volume total des vides

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_a} \quad \text{NB : } S_r \in [0 ; 1]$$

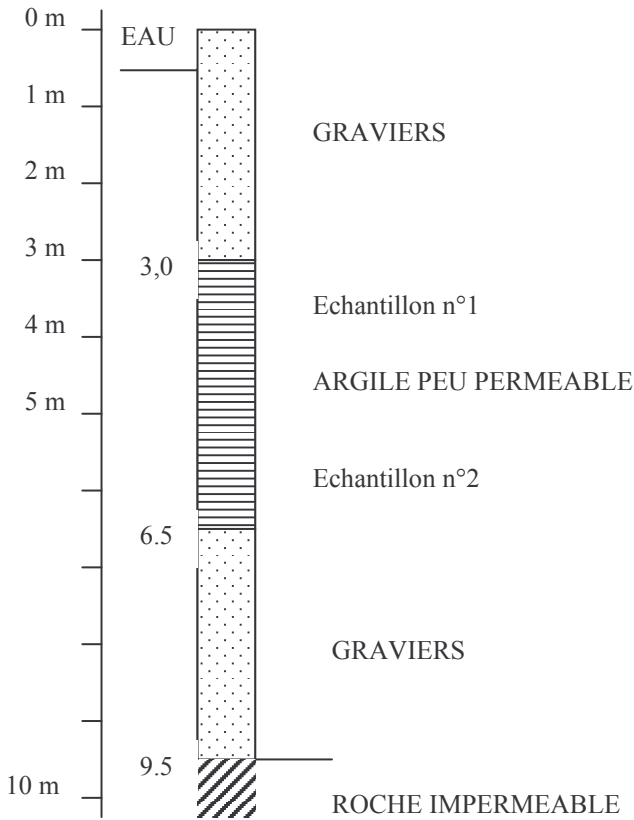
Sol sec $S_r = 0$; saturé $S_r = 1$; un sol est dit saturé lorsque le vide est entièrement occupé par l'eau

- Teneur en eau de saturation (notation ω_{sat})

$$\text{C'est la teneur en eau de tel sorte que : } \omega = \omega_{sat} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{e}{G} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Exercice 2.1

On a réalisé un sondage de reconnaissance dont la coupe est donnée ci-dessous.



A l'arrivée des caisses de carottes au laboratoire, on a pris deux échantillons d'argile sur lesquels on a fait les mesures usuelles de poids et de volume.

	Échantillon n° 1	Échantillon n° 2
Poids total du sol	0,48 N	0,68 N
Volume total du sol	$3 \times 10^{-5} \text{ m}^3$	$4,3 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
Poids sec (après étuvage à 105°C)	0,30 N	0,40 N

Déterminer:

- le poids volumique γ et la teneur en eau w
- l'indice des vides, si l'on suppose que le poids volumique des particules solides γ_s , est égal à 27 kN/m^3 ;
- le degré de saturation S_r , dans la même hypothèse;

Réponses:

- $\gamma_1 = 16 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_2 = 15,8 \text{ kN/m}^3$; $\omega_1 = 60 \%$; $\omega_2 = 70 \%$;
- $e_1 = 1,70$; $e_2 = 1,90$; c) $S_{r1} = 95 \%$; $S_{r2} = 99 \%$;

Exercice 2.2

Le prélèvement d'un échantillon intact au centre d'une couche d'argile molle située sous la nappe phréatique a permis de procéder aux mesures suivantes, en laboratoire, sur un morceau de l'échantillon :

Poids total	Volume total	Poids après passage a l'étuve à 105 °C
0,47 N	$3,13 \times 10^{-5} \text{ m}^3$	0,258 N

- Déterminer le poids volumique γ et la teneur en eau ω .
- Déterminer l'indice des vides e (on rappelle que l'échantillon est sous la nappe phréatique et est mou),
- En déduire γ_s ,
- Calculer le degré de saturation S_r .

Réponses:

- $\omega = 82 \%$; $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$; b) $e = 2,10$; c) $\omega = \omega_{\text{sat}}$ d'où $\gamma_s = 25,61 \text{ kN/m}^3$ d) $S_r = 100 \%$

Exercice 2.3

Connaissant la teneur en eau ω d'un sol saturé et γ_s le poids volumique des particules solides, déterminer :

- a) son poids volumique sec γ_d
- b) son indice des vides e .

Réponses:

$$a) \gamma_d = 1/[1/\gamma_s + \omega/\gamma_w] \quad b) e = \omega \gamma_s/\gamma_w$$

Exercice 2.4

On connaît pour un sol

- le poids volumique $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$
- la teneur en eau $\omega = 40 \%$
- le poids volumique des particules solides $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$

Calculer :

- a) Le poids volumique du sol sec γ_d .
- b) Le degré de saturation S_r .

Réponses :

$$a) \gamma_d = \gamma/(1+w) = 10 \text{ kN/m}^3; \quad b) S_r = w\gamma_s/\gamma_w[(1+w)\gamma_s - \gamma] = 0,64.$$

Exercice 2.5

Un échantillon de sol saturé prélevé sous le niveau de la nappe phréatique a pour poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Au-dessus du toit de la nappe, le même sol a un poids volumique de 18 kN/m^3 .

Calculer son degré de saturation S_r , sachant que le poids volumique des particules solides vaut $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$.

Réponses:

$$a) S_r = [\gamma_s \gamma_{\text{sat}} + \gamma_w - \gamma_s \gamma_w - \gamma_s \gamma] / \gamma_w (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_s) = 0,51.$$

2.1.5. Relations entre ces grandeurs

Paramètres	Définitions	n	e	γ	γ_d
Teneur en eau ω (%)	$\omega = \frac{W_w}{W_s}$	$\omega = \frac{n.S_r.\gamma_w}{(1-n).\gamma_s}$	$\omega = \frac{e.S_r.\gamma_w}{\gamma_s}$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
Porosité n	$n = \frac{V_a + V_w}{V}$	-	$n = \frac{e}{1+e}$	$n = 1 - \frac{\gamma}{(1+\omega).\gamma_s}$	$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Indice des vides e	$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$	$e = \frac{n}{1-n}$	-	$e = \gamma_s \cdot \frac{(1+\omega)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Poids volumique apparent γ (KN/m ³)	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma = (1-n).(1+\omega).\gamma_s$	$\gamma = \frac{(1+\omega)}{1+e}.\gamma_s$	-	$\gamma = (1+\omega).\gamma_d$
Poids volumique apparent sec : γ_d (KN/m ³)	$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_d = \gamma_s.(1-n)$	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$	-
Poids volumique des grains : γ_s (KN/m ³)	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n).(1+\omega)}$	$\gamma_s = (1+e).\gamma_d$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n).(1+\omega)}$	$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)}$

2.1.6. Poids volumique déjaugé (notation γ')

Il caractérise un sol plongé dans une nappe d'eau et par conséquent soumis à la poussée d'Archimède :

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

On a également la relation :

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$$

A noter : On ne parlera de poids volumique déjaugé que dans un milieu saturé.

2.1.7 Quelques ordres de grandeurs

Avant propos – ce qu'il faut retenir

Parmi tous les paramètres définis précédemment, les paramètres sans dimension sont incontestablement les plus importants. Ils définissent en effet l'état du sol, c'est-à-dire l'état de compressibilité (lâche ou serré) dans lequel se trouve le squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air que contient le sol.

Comme nous le verrons dans les chapitres suivants, un sol grenu a un comportement qui dépend presque uniquement de son état de compacité lâche ou serré (sol grenu => *valeur de e* ?) alors qu'un sol fin a un comportement qui est avant tout fonction de sa teneur en eau (sol fin => *valeur de ω* ?)

a) *Densité des particules de la phase solide (grains)*

Les sols se composent en général d'oxydes dont la silice (SiO_2) et d'alumine (Al_2O_3) sont les constituants essentiels (plus de 70%).

Les éléments Si et Al ayant des masses atomiques voisines, le poids volumique des grains solides varie donc dans des limites assez faibles :

$$25,5 \text{ KN/m}^3 < \gamma_s < 28,5 \text{ KN/m}^3$$

Le tableau ci-dessous indique quelques valeurs de la densité des grains G de quelques minéraux constituant les sols.

A noter :

En première approximation on pourra souvent prendre la valeur $G \approx 2,65$
($\gamma_s \approx 26,5 \text{ KN/m}^3$)

Quartz	2,66
K-Feldpath	2,54 - 2,57
$\text{N}_a\text{-C}_a\text{-Feldpath}$	2,62 - 2,76
Calcite	2,72
Dolomite	2,85
Muscovite	2,7-3,1
Chlorite	2,6-2,9
Kaolinite	2,61 a
	2,64
Illite	2,84 .a
Montmorillonite	2,74 .a
	2.75-2,78
Attapulgite	2,30
a = valeur calculée à partir de la structure cristalline	

Tab. 2.3 (réf. WITHMAN et LAMBE)

b) Caractéristique des sols pulvérulents (grenus) en place

	n (%)	e	ω_{sat} (%)	$\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	$\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w}$
Sable homogène (granulométrie serrée)					
- peu compacte	46	0,85	32	1,43	1,89
- compacte	34	0,51	19	1,75	2,09
Sable à granulométrie étalée					
- peu compacte	40	0,67	25	1,59	1,99
- compacte	30	0,45	16	1,86	2,16

Tab 2.4 (réf. TERZAGHI et PECK)

A noter : Les valeurs de densité ci-dessous ont été calculées en prenant pour densité des grains $G = 2,65$

c) Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols

Type de sol	Poids volumiques (kN / m^3)			Indice des vides e		Porosité % n	
	$\gamma_{d \max}$	$\gamma_{d \min}$	γ_{\max}	e_{\max}	e_{\min}	n_{\max}	n_{\min}
Gravier	23	15	24,3	0,77	0,15	44	13
Grave limoneuse	22	17	23,6	0,57	0,20	36	17
Grave argileuse	21,5	17	23,4	0,57	0,24	36	19
Sable	22	15	23,7	0,77	0,20	44	17
Sable limoneux	20	14	22,5	0,91	0,34	48	25
Sable argileux	20	14	22,5	0,91	0,34	48	25
Limon inorganique	19,5	13	22,1	1,04	0,34	51	26
Limon organique	17	6,5	20,9	3,00	0,55	75	35
Argile inorganique	19	8	22,9	2,38	0,42	70	30
Argile organique	16	5	20	4,40	0,70	81	41

Tableau 2.5 : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1957), Hansbo (1975))

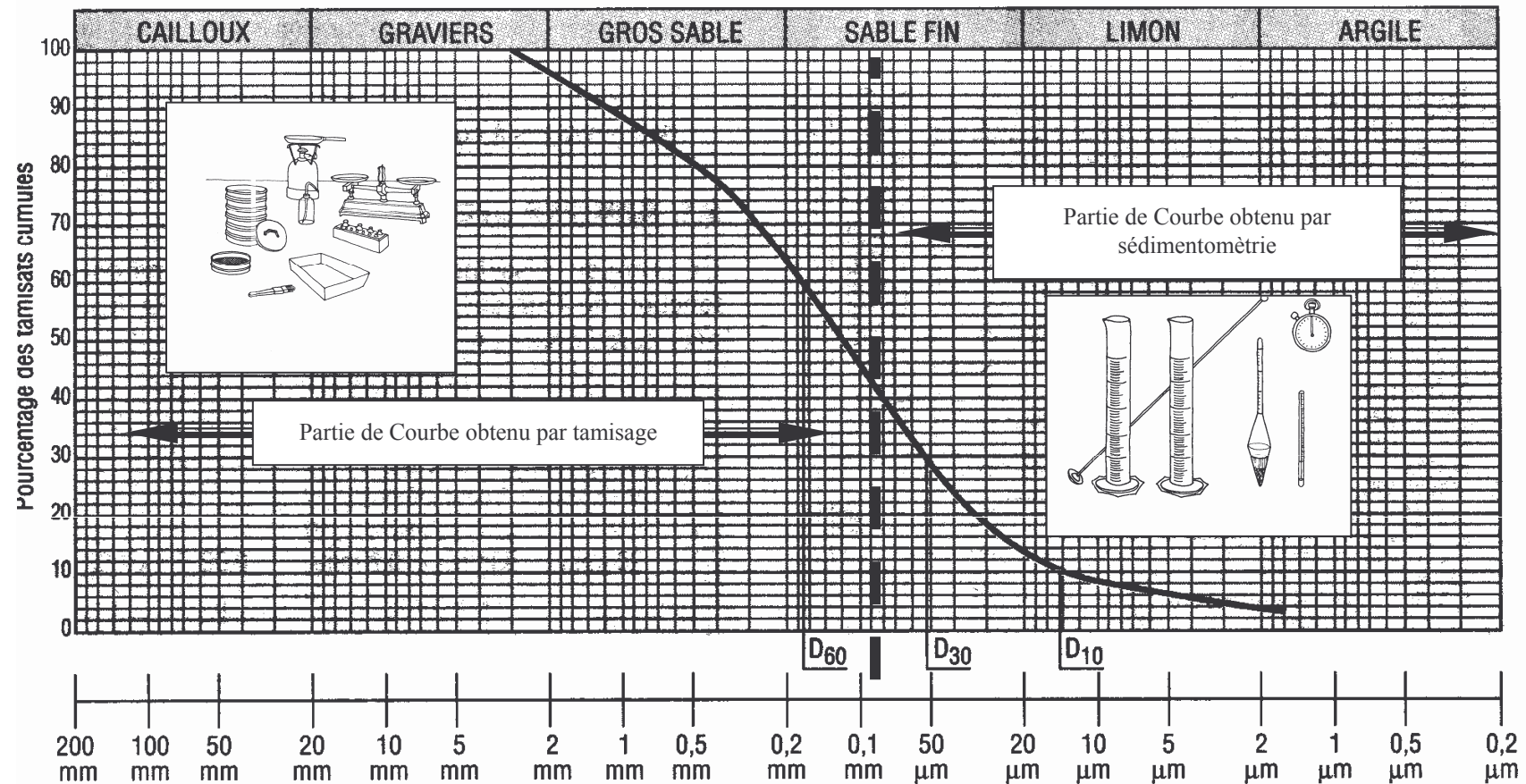
2.2 Identification des sols par Courbe granulométrique (NF P 94-056 & -057)

2.2.1 Analyse granulométrique et sédimentométrie

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80μ ,
- Par sédimentométrie pour les grains plus fins. l'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension « d_y » de particule, le poids (ou masse) « y » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique.



ANALYSE GRANULOMETRIQUE

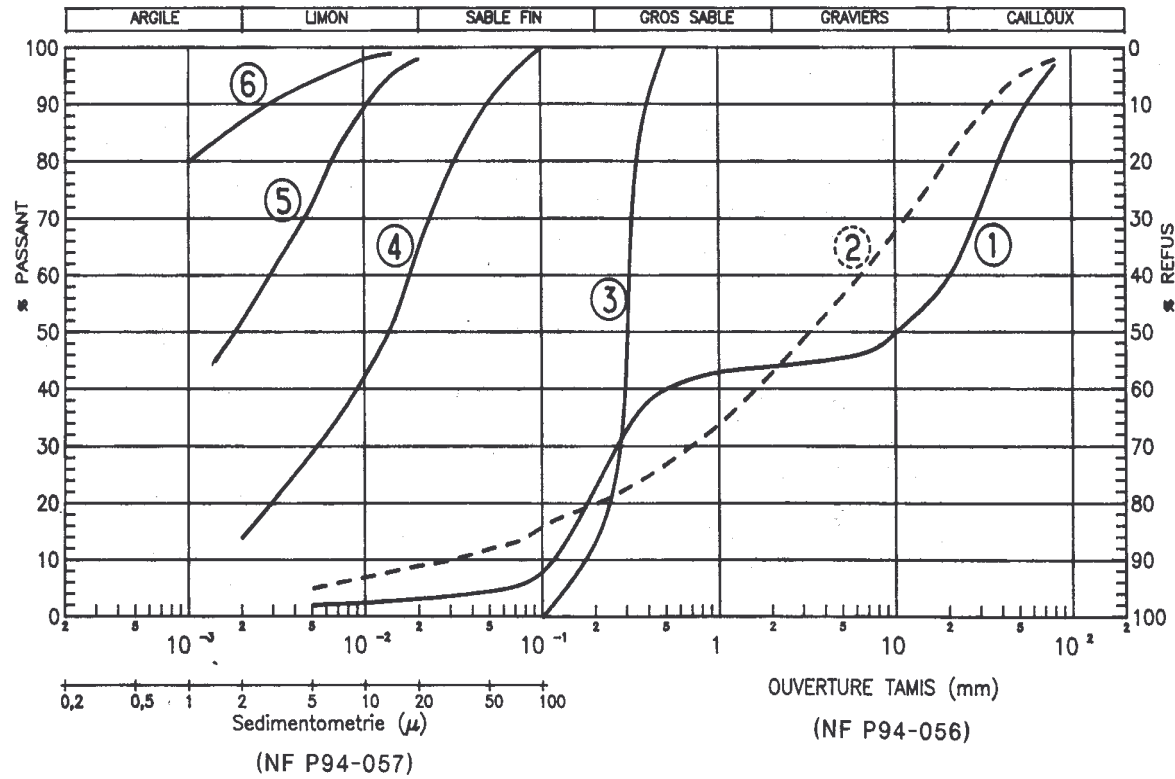


Fig 2.3.b Exemples de courbes granulométriques

2.2.2 Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique

La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; Cette uniformité est exprimée par le **Coefficient d'uniformité** ou COEFFICIENT DE HAZEN c_u défini par le rapport

$$c_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

d_y : dimension du tamis correspondant à $y\%$ de passants.

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

- si $c_u < 2$, la granulométrie est uniforme (ou serrée),
- si $c_u > 2$, la granulométrie est étalée (ou variée).

On définit également le **coefficient de courbure** :

$$c_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad \text{A noter : Un sol est bien gradué si } c_c \text{ est compris entre 1 et 3}$$

Exercice : Calculer C_u et C_c du sol représenté page 19

2.3. Identifications propres aux sols fins

2.3.1. Etats de consistance - Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

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

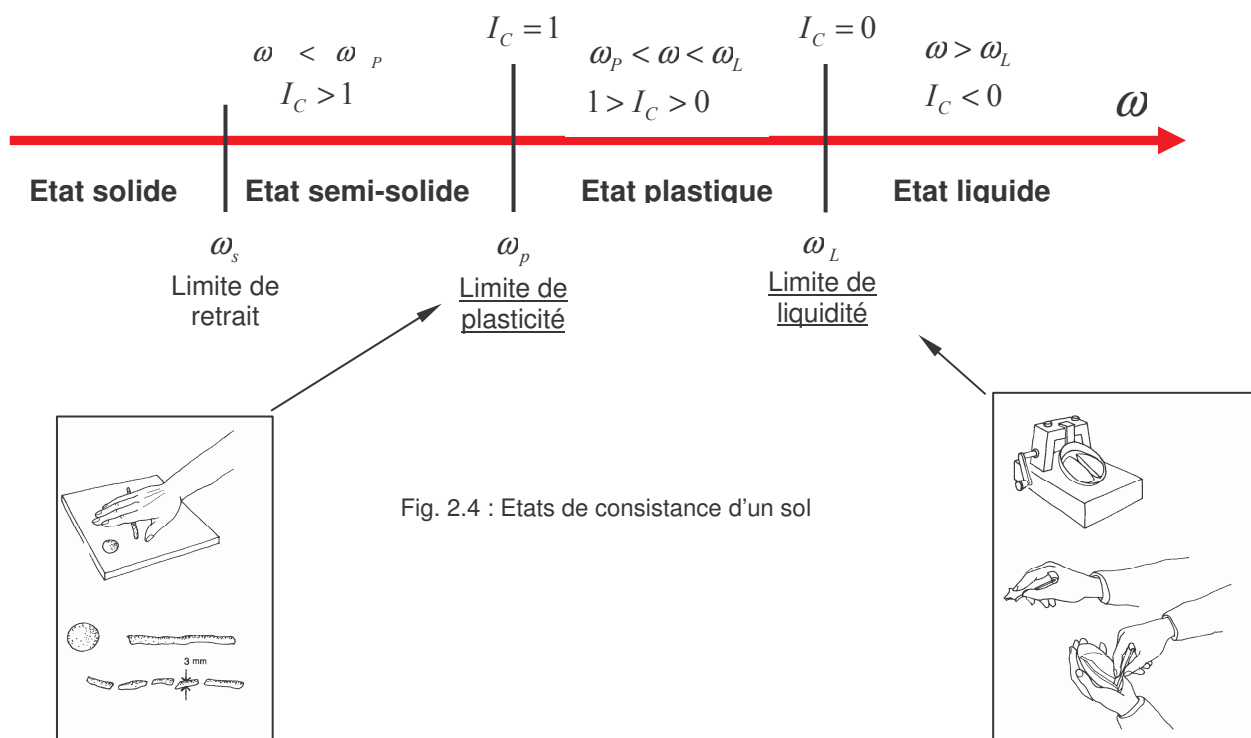


Fig. 2.4 : Etats de consistance d'un sol

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

- La limite de plasticité (ω_p)
- la limite de liquidité (ω_L)

La limite de plasticité (ω_p) est définie comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. En générale elle ne dépasse pas 40%.

La limite de liquidité (ω_L) est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

Ces limites sont désignées sous le nom de limites d'ATTERBERG. Il existe en fait 5 limites d'ATTERBERG. Les deux ici mentionnées sont les principales et les trois autres, quoique intéressantes, sont peu utilisées.

La connaissance de ces limites est importante pour l'exécution de travaux de terrassements (fouille, tranchée, ...). En particulier, si le matériau doit être utilisé après remaniement (remblais, barrage en terre, ...), leur détermination revêt une importance considérable.

2.3.2. Indices de plasticité et de Consistance

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

$$I_p = \omega_L - \omega_p$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique.

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

Tableau 2.6 Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité I_p

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants.

I_p précise donc aussi les risques de déformation du matériaux.

- Indice de consistance I_c
La comparaison de la teneur en eau naturelle ω d'un sol et des limites D'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractérisé par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p}$$

Indice de consistance I_c	Etat- du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

Tableau 2.7 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance

L'indice de consistance croît en même temps que la consistance du sol. A partir de 1, le sol peut être éventuellement réutilisé en remblai (on peut travailler).

Minéraux argileux	Ions métalliques	ω_p Limite de plasticité (%)	ω_L Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité I_p
Kaolinite	Na	32	53	21
	K	29	49	20
	Ca	27	38	11
	Mg	31	54	23
	Fe	37	59	22
Montmorillonite	Na	54	710	656
	K	98	660	562
	Ca	81	510	429
	Mg	60	410	350
	Fe	75	290	215
Illite	Na	53	120	67
	K	60	120	60
	Ca	45	100	55
	Mg	46	95	49
	Fe	49	110	61
Argile d'Orly (France)	-	32	18	14
Argile de Londres	-	80	30	50
Argile de Mexico	-	500	375	125

Tableau 2.8 : Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux (d'après Cornell, 1951)

2.3.3. Valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068)

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

Le résultat VBS s'exprime donc en grammes de bleu pour 100g de sol.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol.

Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

VBS ≤ 0,2	: sols sableux (sol insensible à l'eau)
0,2 < VBS ≤ 2,5	: sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)
2,5 < VBS ≤ 6	: sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)
6 < VBS ≤ 8	: sols argileux
VBS > 8	: sols très argileux

2.4. Identifications propres aux sols grenus.

2.4.1 Essai d'équivalent de sable (NF P 18-598)

L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. En particulier la présence de particules argileuses dans le sable d'un mortier ou béton, en abaissant l'adhérence « pâte de ciment/granulats », est défavorable à la mise en œuvre et aux performances finales du béton ou mortier (micro-fissuration).

Il est effectué sur les éléments de dimensions inférieures à 5 mm (fraction 0/5 mm du sol).

A noter : Le paramètre équivalent de sable, retenu dans la classification des sols de 1976 pour distinguer les sols peu à très peu argileux, perd beaucoup de son intérêt depuis l'introduction de la VBS. En d'autres termes, en géotechnique cet essai n'est pratiquement plus utilisé. L'intérêt de l'équivalent de sable est de nos jours plus pour la formulation des bétons et mortier (qualité du sable).

2.4.2. Indice de densité ou densité relative.

Pour caractériser l'état de densité d'un dépôt de sol pulvérulent (type gravier et sable), on est amené à calculer son indice de densité (I_D) ou densité relative (D_r).

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} : \text{indice des vides dans l'état le plus compact ;} \\ e_{\max} : \text{indice des vides dans l'état le moins compact ;} \\ e : \text{indice des vides in situ.} \end{array} \right.$

Le tableau suivant précise l'état de compacité des sols pulvérulents en fonction de leur indice de densité.

I_D	Etat de compacité Du sol grenu
0 - 15	Très peu compact
15 - 35	Peu compact
35 - 65	Compacité moyenne
65 - 85	Compact

I_D	Etat de compacité Du sol grenu
85 - 100	Très compact

Tab. 2.9 : Etat de compacité des sols grenus

Exercice 2.6

1. Le creusement d'une tranchée de drainage a permis de mettre à jour deux couches d'argile dont les caractéristiques sont les suivantes:

(1) $\omega_L = 72$, $I_p = 35$, teneur en eau $\omega = 65\%$

(2) $\omega_L = 72$, $\omega_p = 37$, teneur en eau $\omega = 30\%$

Montrer que les deux argiles ont les mêmes limites d'Atterberg ; calculer leurs indices de consistance respectifs. Qu'en concluez-vous quant à leurs propriétés ?

2. Le remblaiement a nécessité la mise en place d'un poids sec de 49,5kN d'un matériau, ayant en place un volume de 3 m³. Le poids volumique γ_s , des particules solides de ce sol est égal à 27 kN/m³.

Déterminer:

a) la quantité d'eau qui serait nécessaire pour saturer les 3 m³ de remblai;

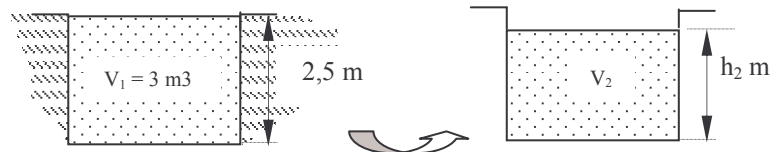
b) l'indice des vides et la teneur en eau de ce sol à saturation;

c) la valeur du poids volumique γ_{sat} du sol à saturation.

3. L'indice des vides vaut au maximum 0,90 et au minimum 0,40.

a) Calculer l'indice de densité correspondant I_D du matériau. Dans quel état de compacité se trouve ce remblai ?

b) Par compactage en masse de ce sol, mis en remblai sur une hauteur de 2,5 m, on obtient un accroissement de l'indice de densité à $\Delta I_D = 0,20$. De combien a tassé, par compactage, la surface du remblai si l'on suppose qu'il ne s'est produit aucune déformation latérale



Réponses :

1) $I_{c1} = 0,2$; $I_{c2} = 1,2$; Etats plastique et solide

1 a) $V_w = 1,17\text{m}^3$; b) $e = 0,64$; $\omega = 24\%$; c) $\gamma = 20,40\text{ kN/m}^3$;

2 a) $I_D = 52\%$;

b) $e_1 = \frac{V_1 - V_s}{V_s} = 0,64$; $e_2 = \frac{V_2 - V_s}{V_s} = 0,54$; Avec $V_s = \text{cte} = \frac{49,5}{27} = 1,83\text{ m}^3$ et $V_1 = 2,5 \cdot S = 3\text{ m}^3$; en

écrivait que $\Delta e = \frac{\Delta V}{V_s} = \frac{\Delta h \cdot S}{V_s} = 0,10$, on obtient $\Delta h \approx 15\text{ cm}$.

Exercice 2.7

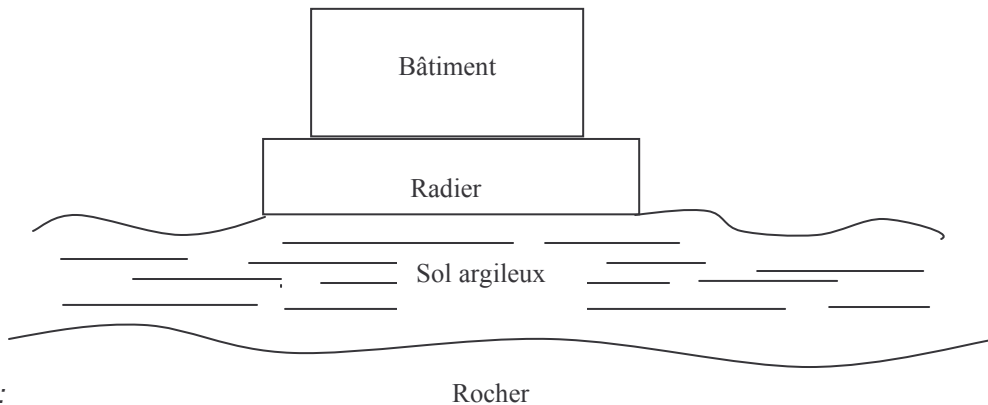
On considère un bâtiment industriel fondé sur un radier de fondation reposant sur une couche de sol argileux saturé de 2,5 m d'épaisseur. Les caractéristiques initiales de cette couche sont :

Poids volumique $\gamma_1 = 19,5 \text{ kN/m}^3$
 Teneur en eau $\omega_1 = 29,2 \%$
 Poids volumique des grains $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$

Par suite de l'exécution de la construction, la compacité de la couche augmente et les caractéristiques finales sont:

Poids volumique $\gamma_2 = 19,9 \text{ kN/m}^3$
 Teneur en eau $\omega_2 = 26,6 \%$

Déterminer le tassement du radier en supposant qu'il n'y a aucune déformation latérale du sol autour du radier, sachant qu'on trouve le rocher au-dessous de la couche de sol argileux.



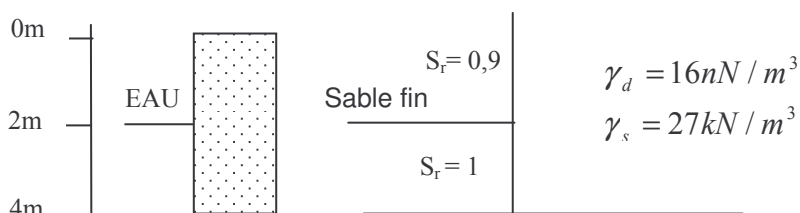
Réponse :

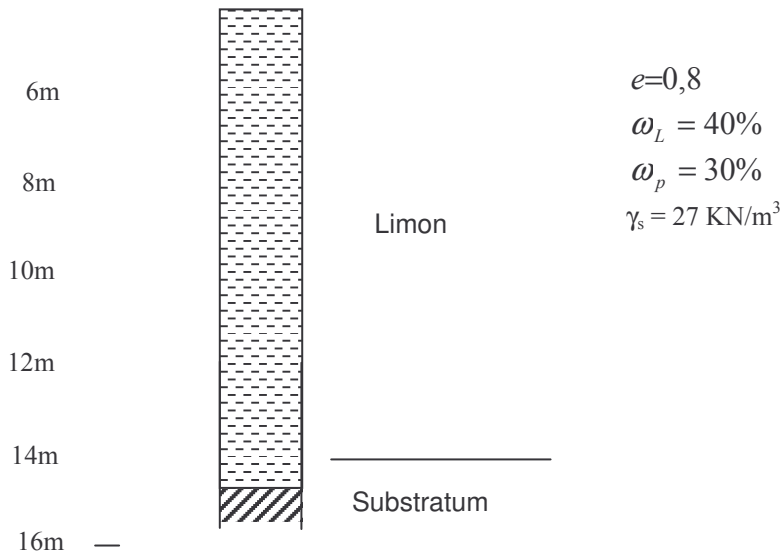
Rocher

Tassement = 0,10m ($\Delta e = 0,07$)

Exercice 2.8

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





Déduire de ces données les poids volumiques du sable fin et du limon et l'indice de plasticité du limon.

Réponses : γ (sable, 0-2m) = 19,7 kN/m³ ; γ (sable, 2-4m) = 20,1 kN/m³
 γ (limon) = 19,4kN/m³ ; $I_p = 10$, limon peu plastique LP.

Exercice 2.9

Un remblais autoroutier ayant un volume de 250 000 m³ doit être construit avec un sol dont l'indice des vides sera $e = 0,70$. Si ce sol est pris dans un banc d'emprunt dont l'indice des vides est $e = 1,20$, quel volume de sol devra être pris dans le banc d'emprunt pour construire ce remblai ?

Réponse : $V = 323\,529\text{ m}^3$

3. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS.

3.1 But de la classification.

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires.

Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations empiriques, elles-même basées sur une grande expérience.

Il existe de par le monde de nombreuses classification.

3.2.La classification GTR

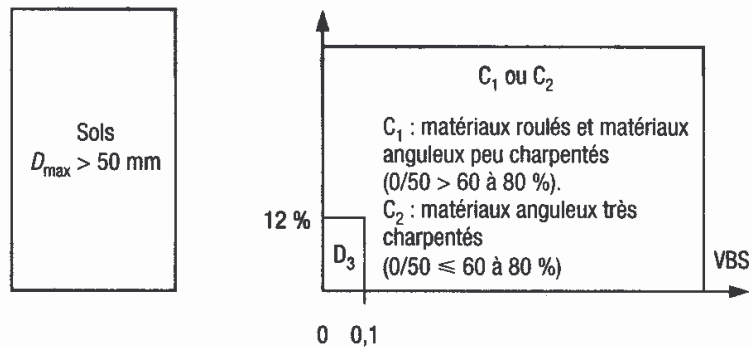
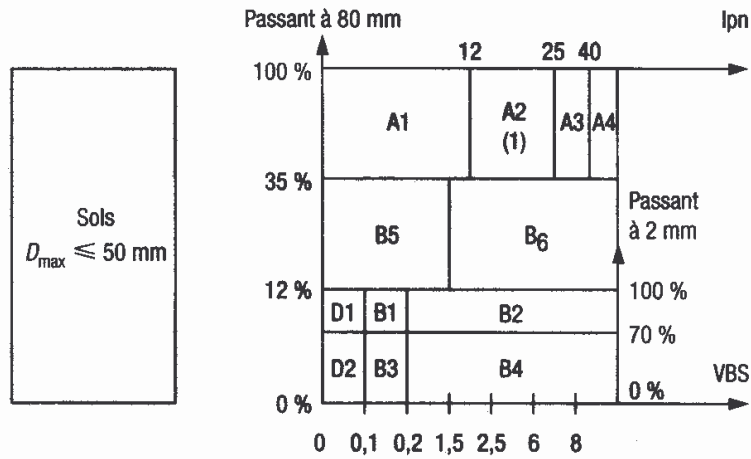
Cette **classification** est la seule **présentant un réel intérêt pratique** et utilisée **dans les travaux de terrassement**. Son utilisation est détaillée dans le *Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme* ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par *classification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

Les grandes familles de matériaux de cette classification sont présentées dans le tableau 2.5.ci-dessous.

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

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

Tab. 2.10.a : Classification GTR (SETRA)



Matériaux rocheux	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R_1
			Calcaires	R_2
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R_3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R_4
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R_5
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...		R_6
Matériaux particuliers	Sols organiques et sous-produits industriels			F

Tableau de correspondance

- A : sols fins (limons, argiles...),
- B : sols sableux ou graveleux avec fines (sables et graves argileuses...),
- C : sols comportant des fines et des gros éléments (alluvions grossières, argile à silice...),
- D : sols et roches insensibles à l'eau (sables et graves propres, matériaux rocheux sains...),
- R et F (détaillés ci-dessus) : d'autres essais concernant spécifiquement ces classes.

(1) Classification détaillée de la sous-classe de sol A_2 :

A_2 correspond le plus fréquemment aux sols suivants : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes. La majorité des outils de terrassement est adaptée à ce type de sol si la teneur en eau n'est pas trop élevée. Dès que Ip est inférieur à 12 (NF P 94-051), il est préférable d'utiliser la valeur de bleu VBS pour identifier le sol.

On retrouve l'utilisation de ce classement dans de nombreuses applications comme le montre les tableaux 2.11, 2.12 et 2.13 ci-après.

Classe	Nature du matériaux	F _f	F _c
A	Argiles, limons, sables argileux (ou encore terre végétale)	1,25	0,90
B	Sables et graves sableuses	1,10	1,00
C	Sol meuble consolidé ou argiles et marnes en mottes (ex.: sol latéritique)	1,35	1,10
D	Sols rocheux défoncés au rippeur, roche altérée	1,30	1,15
R	Matériaux rocheux de carrières	1,40	1,20

Tab. 2.11 : Coefficient de foisonnement et de contre foisonnement

Classe	Nature du matériaux	Temps unitaire h/m ³
A	Argiles, limons, sables argileux (ou encore terre végétale)	1,55 h/m ³
B	Sables et graves sableuses	2,20 h/m ³
C	Sol meuble consolidé ou argiles et marnes en mottes (ex.: sol latéritique)	3,10 h/m ³
D	Sols rocheux défoncés au rippeur, roche altérée	- Sans objet -
R	Matériaux rocheux de carrières	5,00 h/m ³

Tab. 2.12 : Temps unitaire moyen pour des terrassements faits manuellement (équipe de 2 manœuvres)

Classe de sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en couche de forme	Code G W T S
B ₄₁ th	Les sols de cette classe contiennent une fraction fine en faible quantité mais cependant suffisante pour leur conférer une grande sensibilité à l'eau. Leur fraction grenue est résistante et ne risque donc pas de se broyer sous l'action du trafic. Pour utiliser ces sols en couche de forme, deux solutions sont applicables :	++ ou + ou = ou -	toutes conditions météorologiques	G : Élimination de la fraction 0/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3
		++ ou +	pluie même forte	G : Élimination de la fraction 0/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3
B ₄₁ h	a) Éliminer par tout moyen <i>ad hoc</i> la fraction 0/d responsable de la sensibilité à l'eau. Le matériau ainsi élaboré devient insensible à l'eau et peut être utilisé en toutes situations météo. Il est toutefois conseillé de répandre en surface une couche de fin réglage de 2 à 3 cm d'épaisseur d'un granulat frottant qui améliorera nettement la traficabilité. b) Traiter ces matériaux avec les liants hydrauliques en place (ou en centrale lorsqu'ils sont dans un état moyen ou sec).	= ou -	pas de pluie	Solution 1 : G : Élimination de la fraction 0/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3
				Solution 2 : T : Traitement avec un liant hydraulique S : Application d'un enduit de cure éventuellement gravillonné	0 0 1 1
B ₄₁ m		++ ou +	pluie même forte	G : Élimination de la fraction 0/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3
		= ou -	pas de pluie	Solution 1 : G : Élimination de la fraction 0/d S : Mise en œuvre d'une couche de fin réglage	1 0 0 3
				Solution 2 : W : Arrosage pour maintien de l'état hydrique T : Traitement avec un liant hydraulique S : Application d'un enduit de cure éventuellement gravillonné	0 1 1 1

Tab. 2.13. : Conditions d'utilisation des sols B41 en couche de forme (extrait du Guide Technique Réalisation des Remblais et couche de forme pour route – Editions : SETRA-LCPC)

3.3 La classification LPC des sols.

Cette classification est celle utilisée dans les pays Afrique francophone. Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification U.S.C.S (The Unified Soil Classification System) mis au point par le « Bureau of reclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis

La classification LPC des sols utilise les résultats de l'analyse granulométrique, de l'Equivalent de sable et des limites d'Atterberg.

Suivant la classification LPC, on distingue trois grands types de sols :

- les sols grenus dont 50% d'éléments en poids sont supérieurs à 80 μ ;
- les sols fins dont 50% d'éléments en poids sont inférieurs à 80 μ ;
- les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée

Nous vous proposons ci-après la classification complète qui s'utilise avec le diagramme de plasticité associée :

<p>+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm</p> <p>Sols grenus</p>	<p>+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm sont retenus au tamis de 2 mm</p> <p>Grave</p>	<p>– de 5% des éléments de dimensions $< 0,08$ mm et examiner la courbe granulométrique (1)</p>	<p>$C_u > 4$ et $1 < C_c < 3$</p>	Grave bien graduée (Gb)
			<p>$C_u < 4$ ou $C_c > 3$ ou $C_c < 1$</p>	Grave mal graduée (Gm)
		<p>+ de 12% des éléments $< 0,08$ mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_p et situer le point I_p-W_L (1)</p>	<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité</p>	Grave limoneuse (GL)
		<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité</p>	Grave argileuse (GA)	
	<p>+ de 50% des éléments de dimensions $\geq 0,08$ mm passent au tamis de 2 mm</p> <p>Sable</p>	<p>– de 5% des éléments $< 0,08$ mm et examiner la courbe granulométrique (1)</p>	<p>$C_u > 6$ et $1 < C_c < 3$</p>	Sable bien gradué (Sb)
			<p>$C_u < 6$ ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$</p>	Sable mal gradué (Sm)
<p>+ de 12% des éléments $< 0,08$ mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_p et situer le point I_p-W_L dans le diagramme de plasticité (1)</p>		<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité</p>	Sable limoneux (SL)	
		<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité</p>	Sable argileux (SA)	
<p>$MO(2) \leq 10\%$ et + de 50% des éléments de dimensions $< 0,08$ mm</p> <p>Sols fins</p>	<p>$MO \leq 3\%$</p> <p>Argile (A)</p> <p>ou</p> <p>Limon (L)</p>	<p>Faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_p et situer le point I_p-W_L dans le diagramme de plasticité</p>	<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$</p>	Limon peu plastique (Lp)
			<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$</p>	Limon très plastique (Lt)
			<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$</p>	Argile peu plastique (Ap)
			<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$</p>	Argile très plastique (At)
	<p>$3\% < MO \leq 10\%$</p> <p>Sol faiblement organique (fo)</p>	<p>Faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_p et situer le point I_p-W_L dans le diagramme de plasticité</p>	<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$</p>	Sol faiblement organique limoneux peu plastique (fo-Lp)
			<p>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$</p>	Sol faiblement organique limoneux très plastique (fo-Lt)
			<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L < 50$</p>	Sol faiblement organique argileux peu plastique (fo-AP)
			<p>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et $W_L > 50$</p>	Sol faiblement organique argileux très plastique (fo-At)
<p>$MO > 10\%$</p> <p>Sols organiques</p>	<p>$10\% < MO < 30\%$</p>		Sol moyennement organique (mo)	
	<p>$MO \geq 30\%$</p>		Sol très organique (to)	

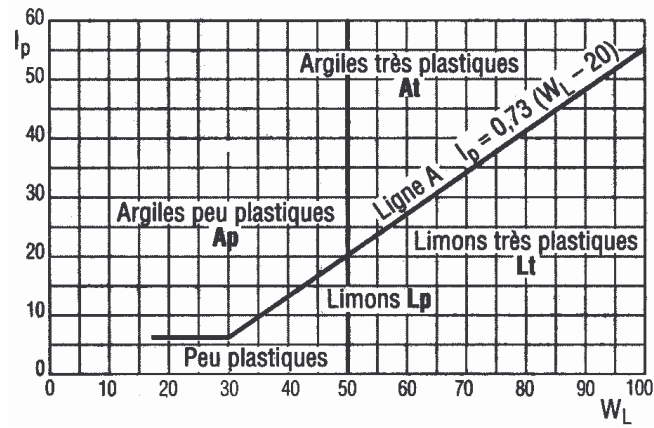
(1) entre 5 et 12% d'éléments $< 0,08$ mm : cas limite nécessitant le double symbole adapté aux caractéristiques de la courbe granulométrique et de plasticité.

Exemple : Gb-GL = grave bien graduée – grave limoneuse

Sb-SL = sable bien gradué – sable limoneux

(2) MO : matières organiques

Tab. 2.14.a. : Classification LPC

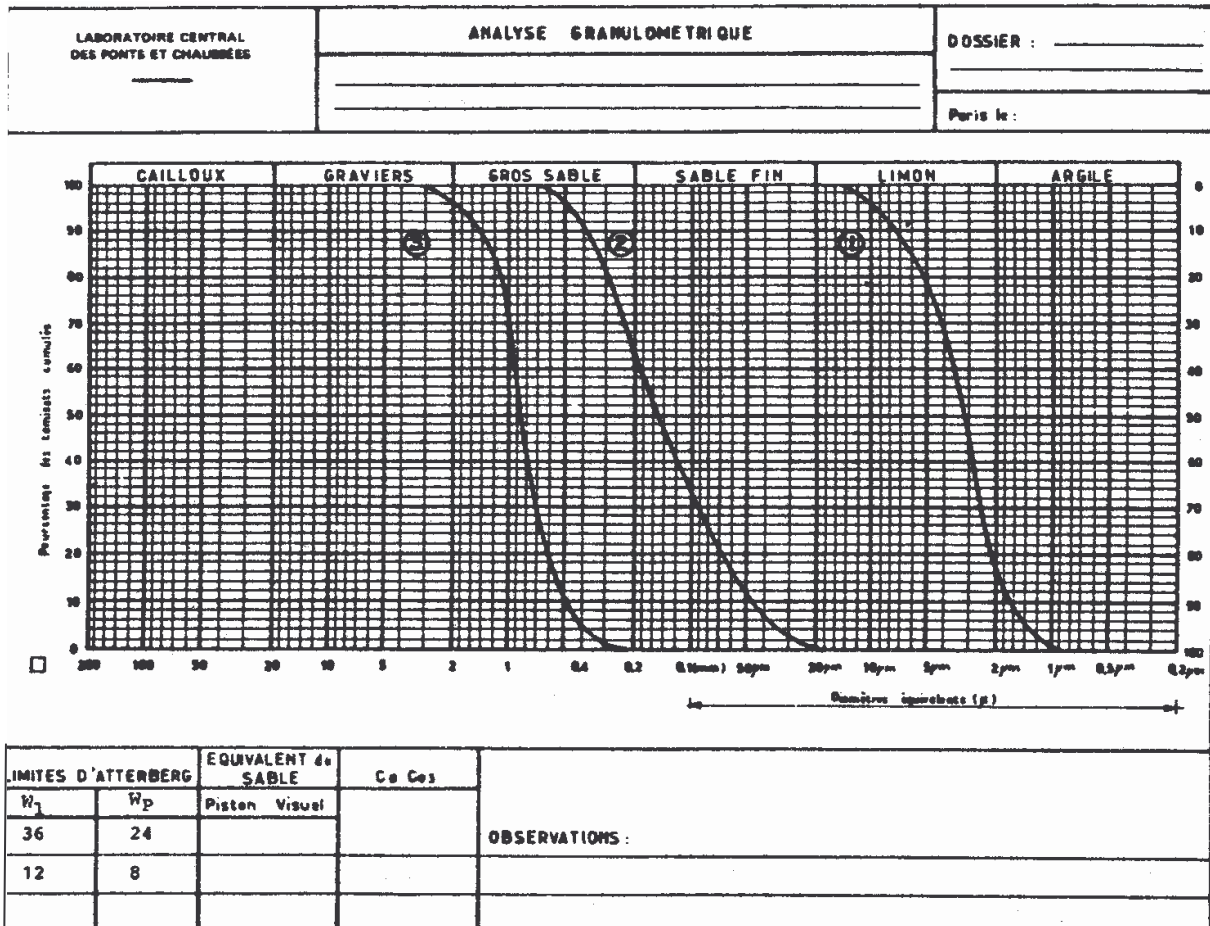


Tab. 2.14.b. : Classification LPC : Diagramme de plasticité

3.4. Exercices

Exercice 2.10

Quelle est la classification géotechnique des sols (1), (2) et (3) dont les courbes granulométriques sont indiquées ci-dessous ?



Réponses

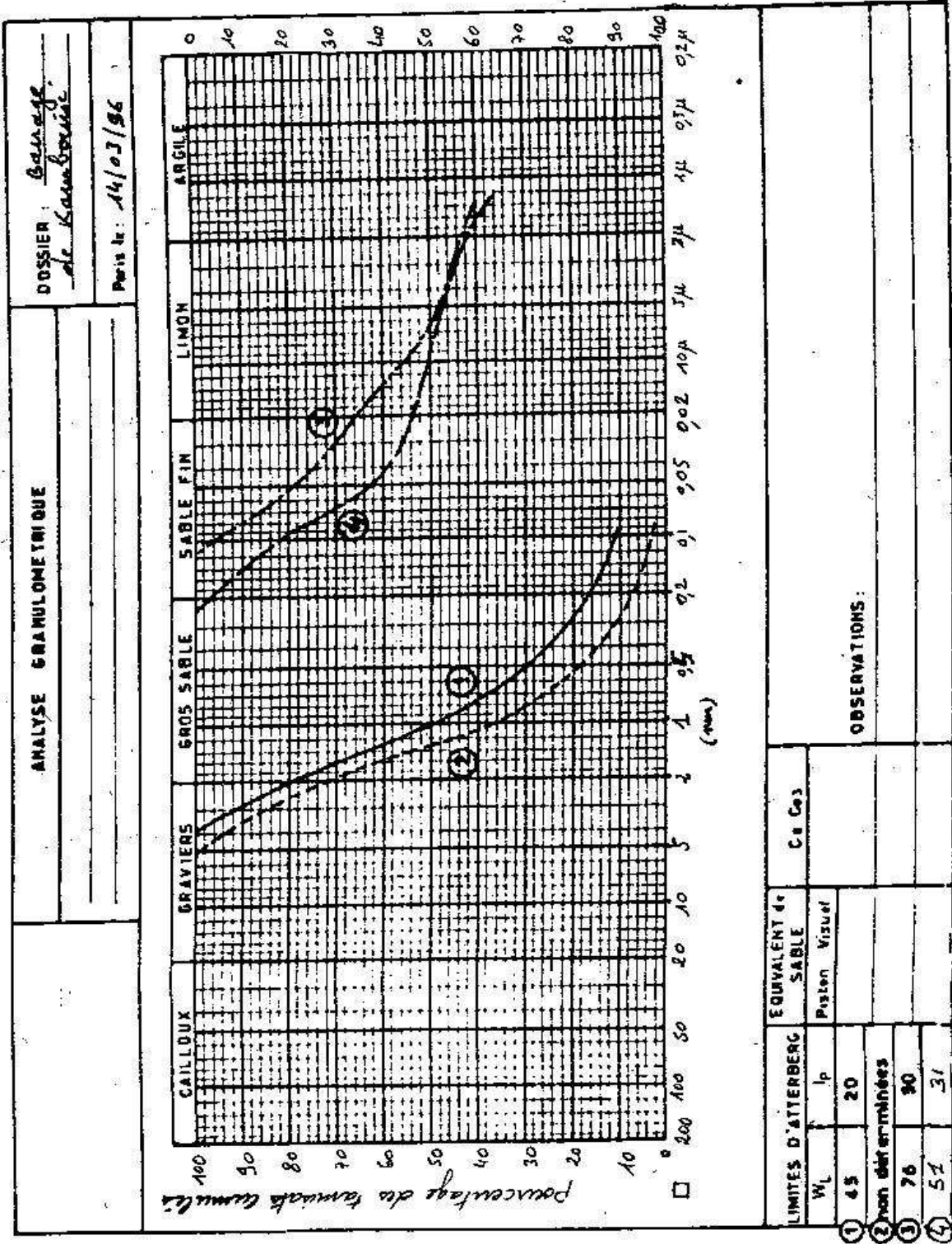
Sol (1) : Ap

Sol (2) : SL

Sol (3) : Sm

Exercice 2.11

Quelle est la classification géotechnique des sols (1), (2), (3) et (4) dont les courbes granulométriques sont indiquées ci-dessous ?



1. GENERALITES

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche $\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w}\right)$ du sol traité. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par 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, 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.

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 ;

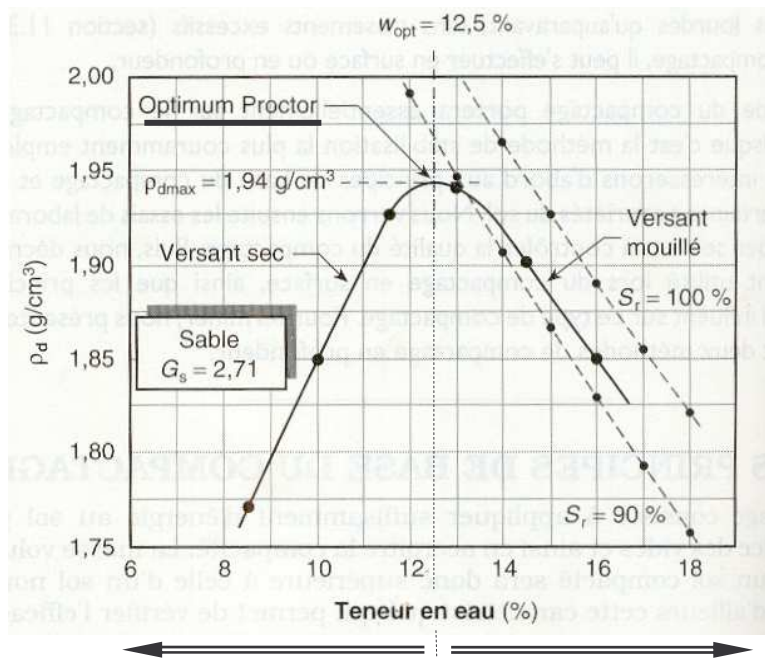
2. FACTEURS D'INFLUENCE

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

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

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

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



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

Fig.3.1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.

2.2. Influence de la nature du sol

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

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau.

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

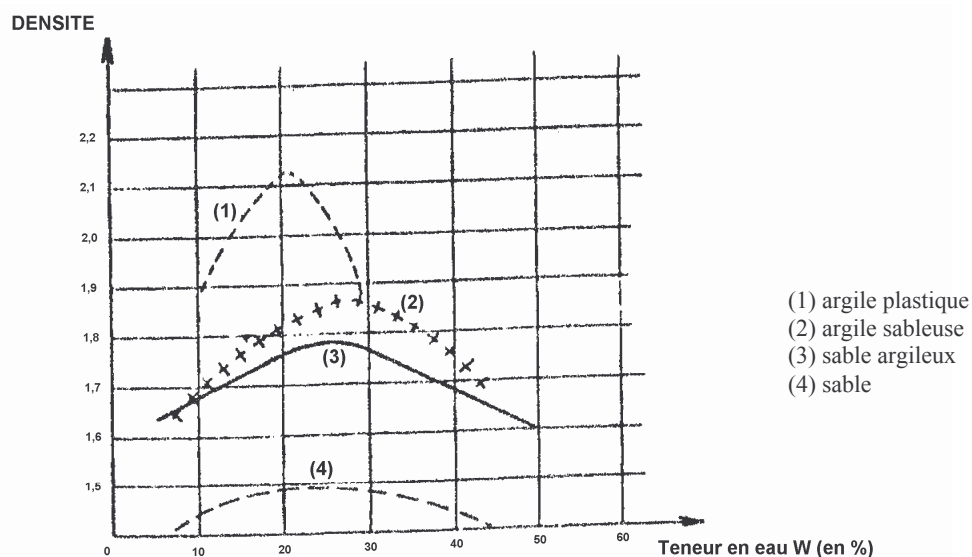


Fig.3.2 : Influence de la nature du sol sur l'optimum proctor

A noter :

Suivant la teneur en eau du sol compacté par rapport à w_{opt} , on obtient pour les sols fins les perméabilités suivantes :

ω_{faible} : forte perméabilité (1 000 à 10 000 fois plus étanche)

ω_{fort} : faible perméabilité

Cela tient à la structure des argiles, comme le montre la figure ci-contre.

Aux faibles teneurs en eau, les particules d'argile ont une structure floculée, alors qu'aux fortes teneurs en eau les particules sont plus orientées.

Ainsi pour un barrage en terre, on recherche une faible perméabilité et il faut compacter du côté humide. Dans les travaux routiers, on recherche au contraire un sol plutôt perméable, pouvant drainer facilement : on compacte donc côté sec (de la courbe Proctor).

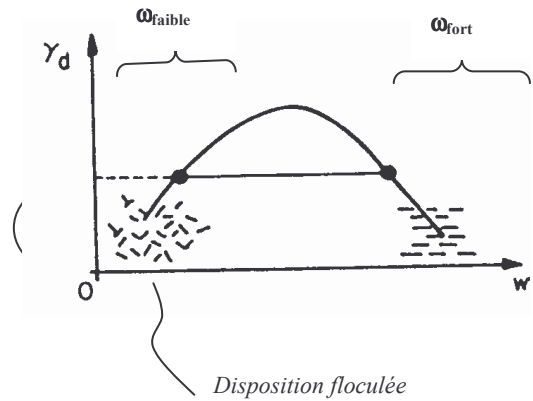


Fig.3.3 : Orientation des flocules selon le compactage

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

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

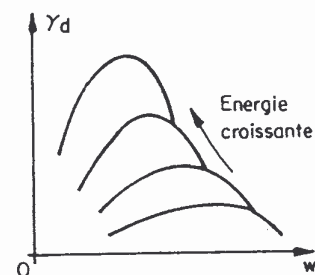


Fig.3.4 : Influence de l'énergie de compactage

2.4. Enveloppe des courbes de compactage : Courbe de saturation

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

L'équation de cette courbe est :

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

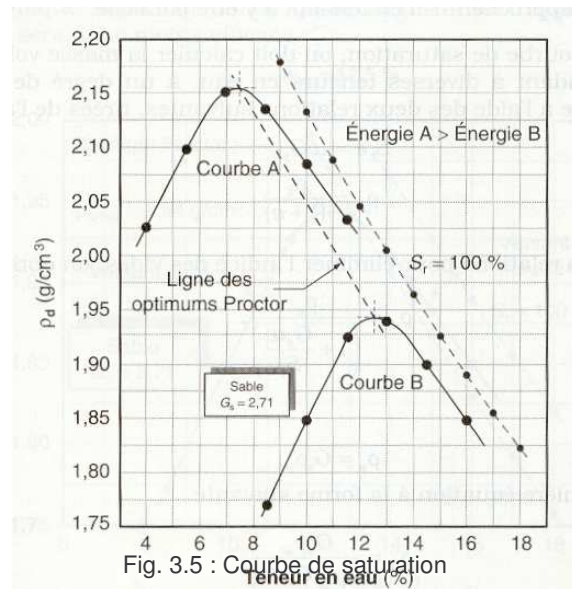


Fig. 3.5 : Courbe de saturation

3. ESSAIS DE COMPACTAGE AU LABORATOIRE & COMPACTAGE IN SITU

3.1. Essais de laboratoire :

3.1.1. L'essai PROCTOR

But : 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.

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

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ($\gamma_d / \gamma_w; \omega$) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale (cf. Fig.3.1).

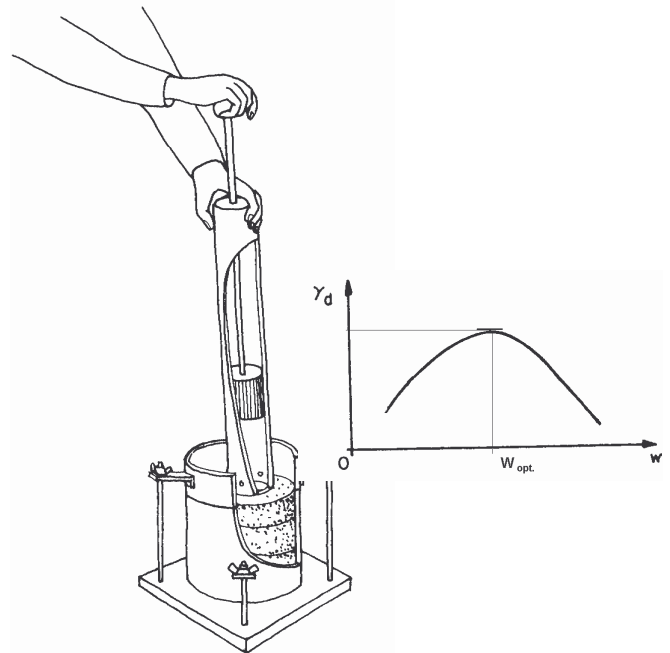


Fig.3.6 : Essai Proctor

On utilise pour ces essais deux types de moules de dimensions différentes :

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

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

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

	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	Normal	2,490	30,50	25 (moule Proctor)	3	0,59
				55 (moule CBR)	3	0,53
	Modifié	4,540	45,70	25 (moule Proctor)	5	2,71
				55 (moule CBR)	5	2,41

Tab. 1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié

3.1.2. L'indice portant californien CBR : Essai CBR

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

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

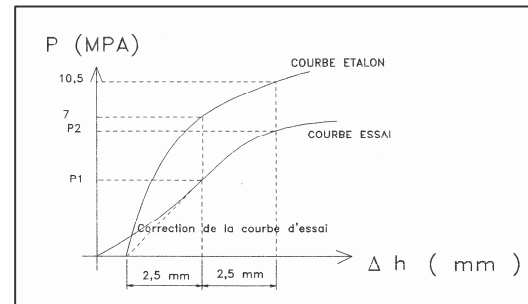
Le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau.

Il est ensuite poinçonné par un piston de 19,3 cm² de section, enfoncé à la vitesse constante de 1,27mm/min.

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

$$\frac{\text{Pression à 2,5 mm d'enfoncement}}{0,7}$$

$$\frac{\text{Pression à 5 mm d'enfoncement}}{1,05}$$



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

A noter :

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

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

3.1.3. Etude PROTOR -CBR

But : Pouvoir classer les sols suivant leur 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, et à effectuer un essai CBR. On peut de cette façon tracer les courbes indiquées sur la figure ci-après, qui montrent :

1. Le poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau 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 teneur 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.

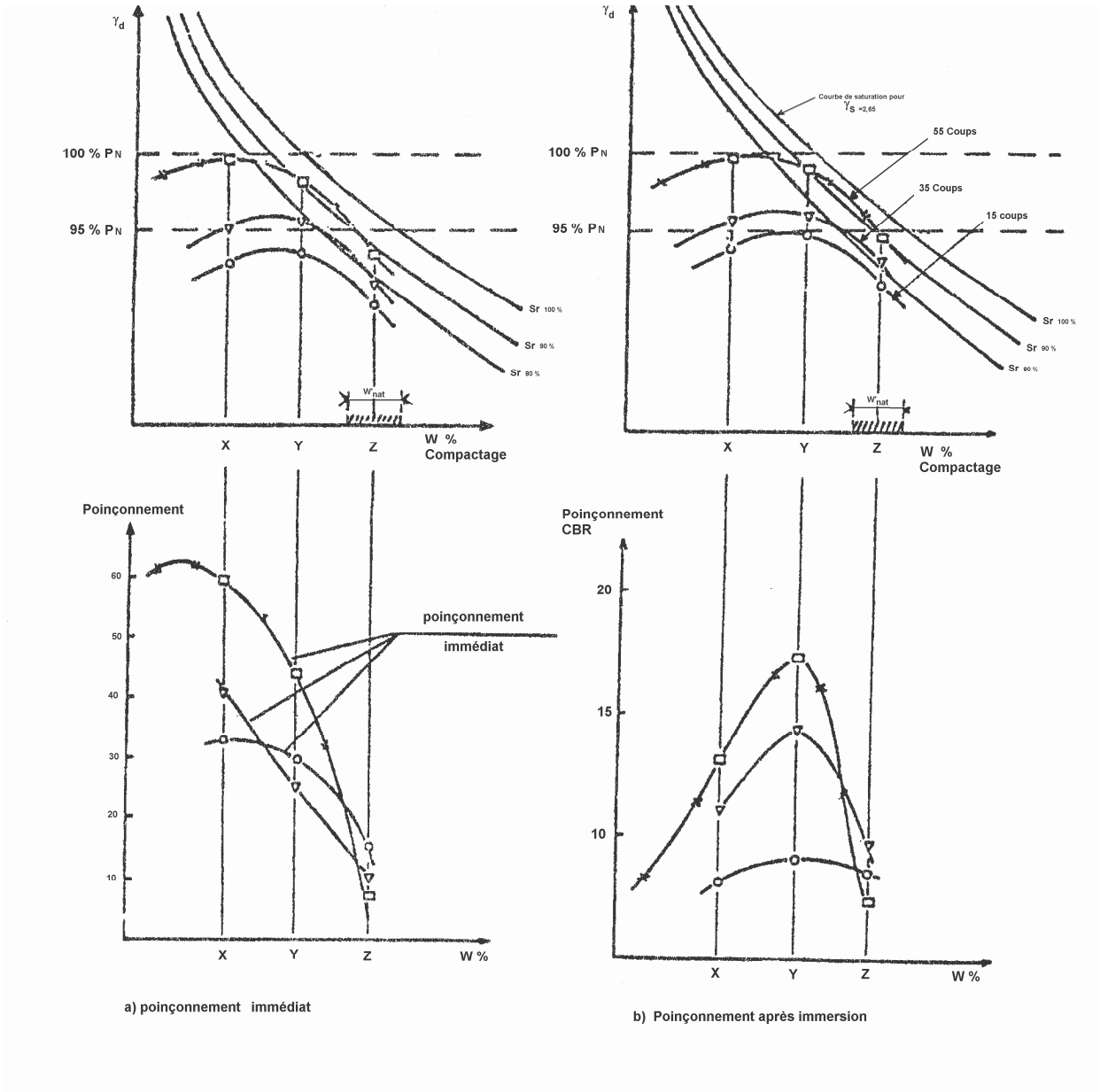


Fig. 3.6 : Etude Proctor-CBR d'un sol

3.2. Compactage in situ

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...)

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

3.2.1. 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).

3.2.2. 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 a une valeur réduite.

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

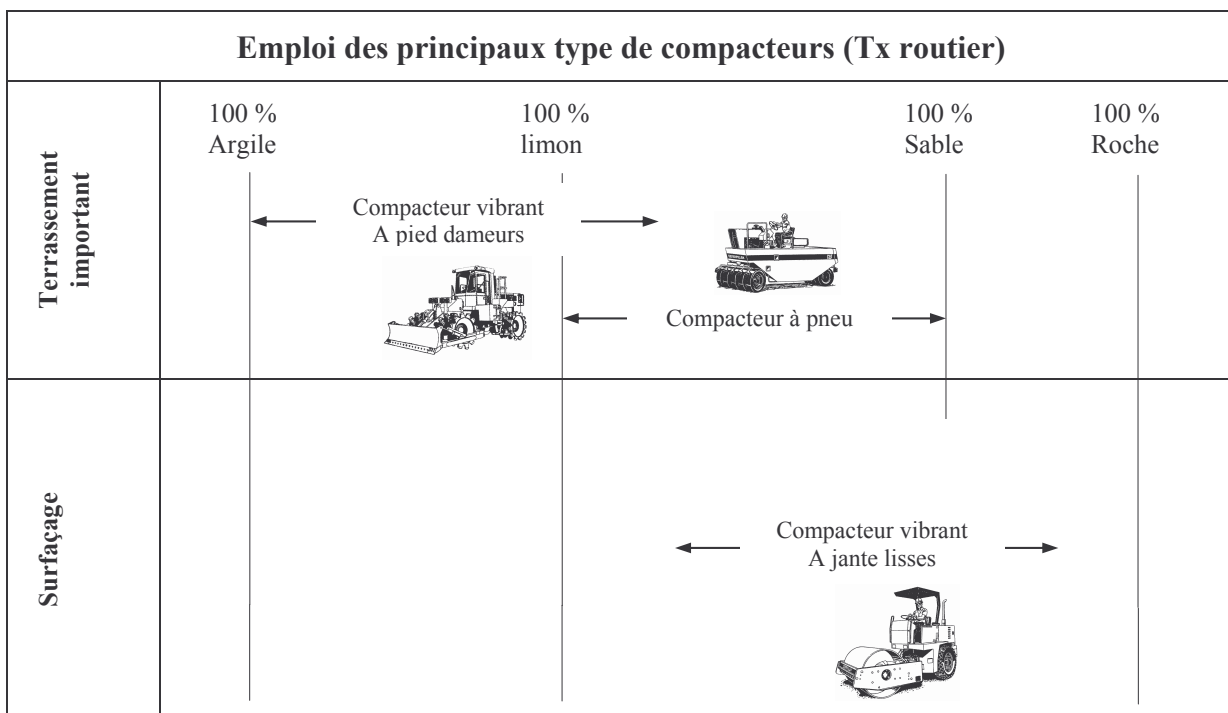


Fig. 3.7 : Domaine d'emploi des principaux engins de compactage (Tx routier)

3.2.3. Influence du nombre de passes

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. 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.

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

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

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

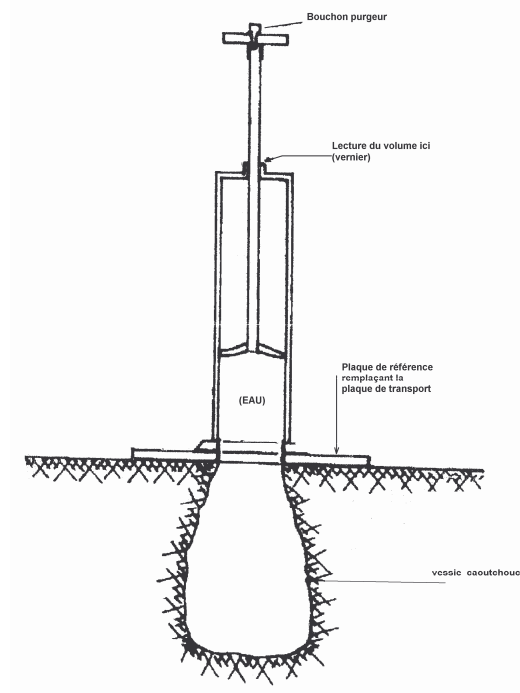
Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage, tend vers 100% lorsque la valeur de $\gamma_{d \text{ chantier}}$ tend vers celle de $\gamma_{d \text{ opt. proctor}}$. En général le cahier des charges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

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

A Noter : peut-on avoir $D_c = 105\%$?

3.2.4. Densitomètre à membrane

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



Exercice 3.1

Deux échantillons 1 et 2 du même sol (sable limoneux) ont été compactés au même poids volumique sec $\gamma_d = 19,6 \text{ kN/m}^3$ mais à des teneurs en eau respectives $\omega_1 = 4 \%$ et $\omega_2 = 12 \%$. Le poids volumique des particules solides est $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$

- Porter sur un graphique (ω ; γ_d) la courbe de saturation du sol et les points correspondant aux échantillons compactés 1 et 2 (courbe Proctor).
- Déterminer pour chacun d'eux le degré de saturation S_r , et le poids volumique γ .
- L'échantillon 1 ($\omega_1 = 4 \%$) est amené à saturation sans changement de son volume, qui est de 243 cm^3 . Déterminer le volume d'eau nécessaire.

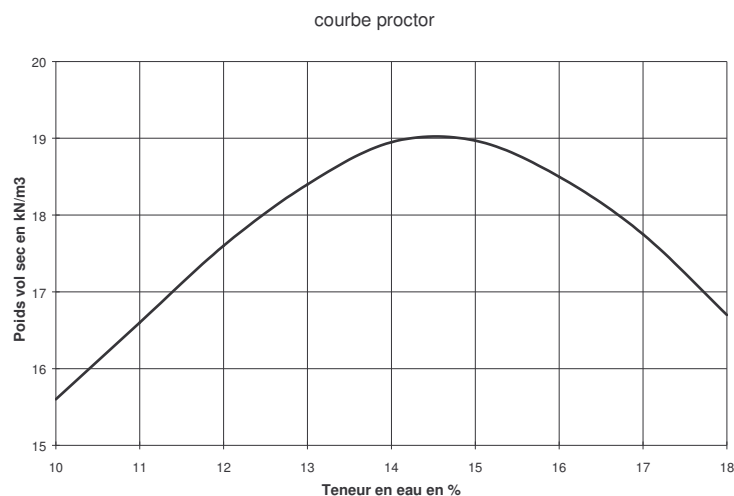
Réponses :

- Courbe Proctor tracée approximativement à partir des deux points
- $S_r = \gamma_s \cdot \omega / (\gamma_w \cdot e)$ avec $e = \gamma_s / \gamma_d - 1$
d'où : échantillon 1 : $S_r = 28,6\%$; $\gamma = 20,4 \text{ kN/m}^3$; Échantillon 2 : $S_r = 85,8\%$; $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$;
- Volume d'eau = $47,8 \text{ cm}^3$

Exercice 3.2

Dans le but de définir les conditions de compactage d'une argile sableuse pour un chantier de remblai routier, des essais Proctor Normal ont été réalisés et ont permis de dresser la courbe ci-dessous (γ_d en fonction de ω).

- Quelle serait la teneur en eau optimale de compactage à adopter ?
- Le matériau a un poids volumique $\gamma = 18,7 \text{ kN/m}^3$ et un poids volumique sec $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$. Déterminer le volume d'eau à ajouter par mètre cube de matériau pour être à l'Optimum Proctor Normal.



Réponses : a) $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$; $\omega = 14,5\%$ b) $\omega = 10\%$; $V_w = 76,5 \text{ litres/m}^3$

4. PROBLEME : Etude d'une couche de fondation d'une piste d'atterrissage d'un aéroport

On veut réaliser la couche de fondation d'une piste d'atterrissage pour des avions gros porteurs. Le matériau utilisé est une latérite dont on se propose de déterminer les caractéristiques Proctor, les paramètres de compactage in-situ ainsi que la quantité de matériaux à prélever à l'emprunt.

Des essais d'identification effectués sur un échantillon de sol prélevé dans un banc d'emprunt de cette latérite ont fourni les résultats suivants :

- Poids volumique de l'échantillon $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Teneur en eau in situ $\omega = 10\%$
- Poids volumique des constituants solides $\gamma_s = 27 \text{ kN} / \text{m}^3$

Des essais Proctor modifiés réalisés sur un échantillon de ce sol ont fourni les résultats ci-après :

Teneur en eau estimée	9%	10,5%	12%	13,5%	15%
Teneur en eau réelle (%)	9,20	10,60	11,50	12,50	13,97
Poids volumique γ_d sec (kN/m^3)	18,82	19,03	19,17	19,22	18,91

1^{ère} partie : Préliminaires

1) Montrer que la courbe de saturation (pour un degré de saturation S_r , quelconque) est donnée par la relation :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\omega \gamma_s}{S_r \gamma_w}}$$

avec : S_r = degré de saturation
 γ_w = poids volumique de l'eau pris égal à $10 \text{ kN}/\text{m}^3$
 ω = teneur en eau
 γ_d = poids volumique sec du sol

- 2) Calculer le poids volumique sec (γ_d) de ce sol in situ
- 3) Calculer la teneur en eau de saturation (ω_{sat}) de ce sol

2^{ème} partie : Interprétation des essais

- 4) Tracer rapidement sur le même graphique :
 - le diagramme Proctor relatif à ce sol
 - les courbes de saturation de 90% et 100%
- 5) En déduire les caractéristiques optimum Proctor (γ_{dopt} et ω_{opt}) pour ce sol
- 6) Calculer le degré de saturation à l'optimum Proctor

3ème Partie : Avant métré

La réalisation de la couche de fondation nécessite la mise en place d'un volume total de remblai $V = 75\,000\text{ m}^3$ de latérite.

Dans toute la suite du problème on admettra les valeurs suivantes :

$$\gamma_d = 16,36\text{ k} / \text{m}^3$$

$$\gamma_{dopt} = 19,23\text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\omega_{dopt} = 12,30\%$$

- 7) Déterminer le volume V_0 de sol foisonné à prélever à l'emprunt pour réaliser la totalité de la couche de fondation
- 8) Déterminer le volume d'eau à apporter par m^3 de remblai mis en place pour être à l'optimum Proctor.
- 9) En déduire le volume total d'eau (V_w) nécessaire à la réalisation du remblai.

1. NOTION DE CONTRAINTES – NOTIONS DE BASE

1.1. Notion de contrainte dans un milieu quelconque

Soit un solide quelconque (S) soumis à un système de forces surfaciques.

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.

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

$$\vec{f} = \frac{d\vec{F}}{dS} \quad [f] = \text{Pa} = \text{N/m}^2$$

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

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

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

\vec{t} : **vecteur unitaire tangent**

σ : **contrainte normale**

τ : **contrainte de cisaillement**

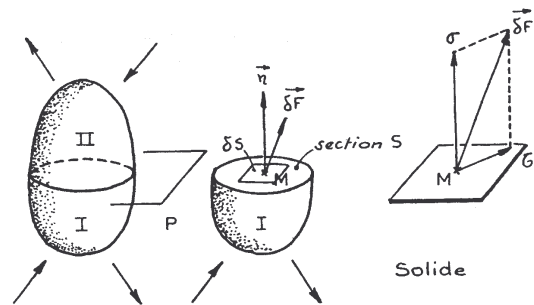
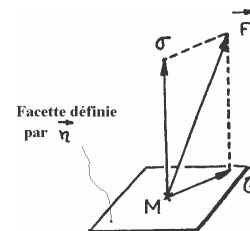


Fig. 4.1 : Contrainte dans un milieu

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

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



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

C'est une remarque fondamentale : cela signifie que en un point M donnée et pour une contrainte donnée *selon le plan considéré*, un sol aura ou n'aura pas par exemple une composante tangentielle (cisaillement). C'est d'autant plus important si le matériau n'a pas les mêmes limites de résistance qui en traction, compression ou cisaillement ! (ce qui est souvent le cas)

Exemple : Cas d'une barre bidimensionnelle en traction simple

Soit une barre bidimensionnelle soumise sur ses bases à une traction uniforme σ_1 . ($\|\vec{f}\| = \sigma_1$)

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 $-\sigma_1$ tandis que la contrainte qui s'exerce sur le plan vertical est nulle. L'état des contraintes est donc le même partout (intensité). En particulier par rapport au plan horizontal (I), Le vecteur contrainte \vec{f} s'écrit :

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

Soit un plan (P) faisant l'angle θ avec l'horizontale. Par rapport au plan (P), Le vecteur

$$\text{contrainte } \vec{f} \text{ s'écrit : } \vec{f} \left(M, \vec{n}_{(P)} \right) = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_1}{2} \cdot (1 - \cos(2\theta)) \\ -\frac{\sigma_1}{2} \cdot \sin(2\theta) \end{pmatrix} \quad (\text{contrainte tangentielle non nulle !})$$

A noter :

1. Demander la contrainte en un point dans un sol, sans préciser par rapport à quel plan \Rightarrow cela ne veut rien dire au sens de la RDM, 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 :

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{zx} = \tau_{xz} \text{ et } \tau_{zy} = \tau_{yz}$$

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.

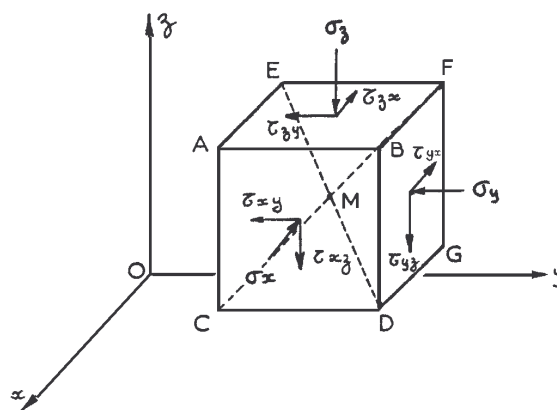


Fig. 4.3 : Contrainte dans un milieu

Avec :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy}$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz}$$

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 notes

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$$

, telles que ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$), et elles sont respectivement appelées contraintes principales **mineures**, **intermédiaires** et **majeures**.

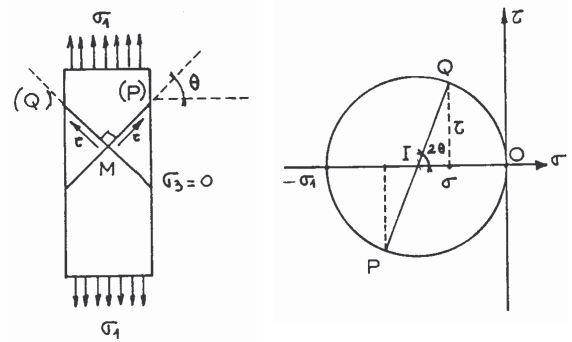


Fig.4.2b contraintes et cercle de Mohr

A noter :

Pour θ de rotation du plan étudié autour de M, on tourne de 2θ sur le cercle de Mohr

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 :

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

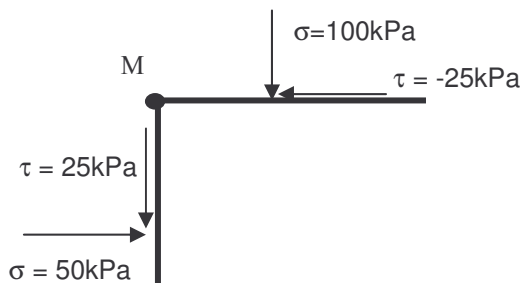
4. Mr MOHR eu l'idée de représenter de façon avantageuse (simple) pour un point M donnée d'un solide, soumis à une contrainte f donnée la ventilation des contraintes normales ou tangentielles selon la facette considérée en utilisant un cercle appelé cercle de MOHR (voir figure 4.2b) dont chaque point 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)

Exercice 4.1

Tracer le cercle de Morh en un point M d'un volume d'eau subissant une pression de 2 bar.

Exercice 4.2

Sachant qu'en un point M les contraintes normales et tangentielles sont de 100 kPa et 25 kPa sur une facette horizontale, et de 50 kPa et 25 kPa sur une facette verticale, déterminer le cercle de Mohr et la direction et la valeur des contraintes principales.



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**.

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 . Les déplacements seront suffisamment faibles pour pouvoir appliquer la loi Hooke.

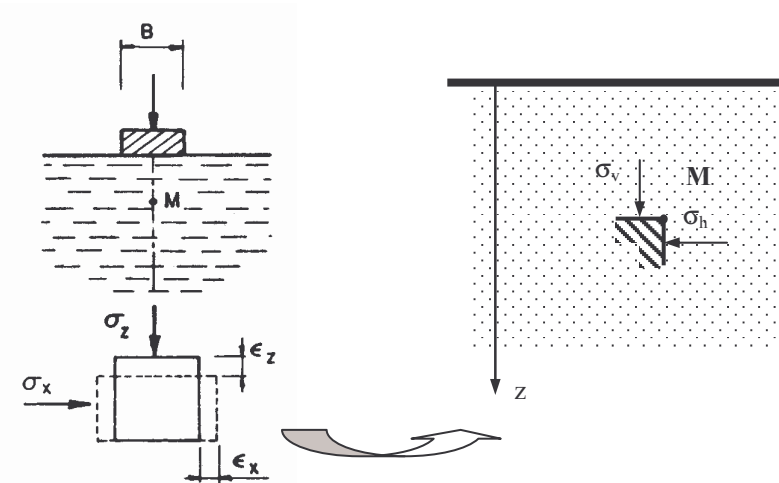


Fig.4.4. Déformation volumétrique d'un échantillon de sol

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 :

1. E est appelé le module d'Young ; E a la dimension d'une contrainte,
2. Le coefficient de Poisson est un coefficient sans dimension toujours compris entre [0 ; 0,5]

Notre sol à 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 (exemple : $\sigma_v \in] 10 \text{ KPa} ; 11 \text{ Kpa}] \Rightarrow E = 10 \text{ Mpa}$; $\sigma_v \in] 11 \text{ KPa} ; 11 \text{ KPa}] \Rightarrow E = 15 \text{ Mpa}$), de manière à pouvoir utiliser localement la loi de Hook (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 systématique.

3. LES EQUATIONS D'EQUILIBRE 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, à savoir σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{yz} , 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 $\vec{F}(X;Y;Z)$ avec $X(x,y,z)$, $Y(x,y,z)$ et $Z(x,y,z)$.

L'équilibre intérieur du solide (PFS : partie d'équations exprimant la résultante des forces nulles $\sum \vec{F} = \vec{0}$) s'exprime en dimension 2 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 dimension 3 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 :

1. 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 :

$$X = 0 \quad Y = 0 \quad Z = -\gamma$$

2. La partie d'équation du PFS exprimant la résultante des moments nulles ($\sum \vec{M}_{(\vec{F}/M)} = \vec{0}$) amène le résultat $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ et $\tau_{zx} = \tau_{xz}$, résultats déjà annoncé ci-avant.

4. APPLICATION AUX SOLS

4.1. Contraintes dans les sols

Les sols ne développant 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 :

$$\sigma < 0 : \text{traction}$$

$$\sigma > 0 : \text{compression}$$

Considérons le cas d'un sol saturé.

Dans un tel sol, les contraintes se répartissent entre le squelette solide et l'eau de la même manière que dans une barre composite de métal et de caoutchouc, 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.

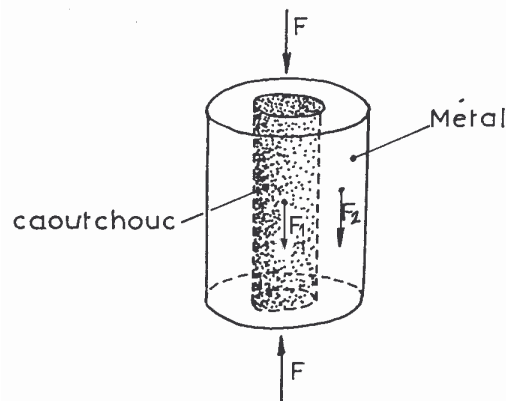


Fig. 4.5 Equivalence eau/sol & caoutchouc/métal

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

Par ailleurs :

1. Nous savons que dans un liquide à l'équilibre, donc dans l'eau sans mouvement, les contraintes sont uniquement normales quelque soit le plan considéré (un liquide ne peut pas « tenir » une contrainte tangentielle \Rightarrow quelque 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 notée τ' appelées **contraintes effectives**.

Ainsi, si les contraintes totales qui s'exercent dans les deux phases du sol (squelette + eau) sur la facette précédente citée en 2), sont σ et τ , on a alors la relation **très importante** de TERZAGHI :

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma' + u \\ \tau &= \tau' \end{aligned}$$

u : **pression interstitielle**
 σ' et τ' : **contraintes effectives**
 σ et τ : **contraintes totales**

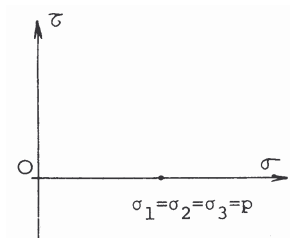


Fig. 4.6 : Cercle de Mohr de l'eau en un point M de pression P ($\tau = 0 \forall$ la facette)

4.2. Application des équations d'équilibre

4.2.1. Sol indéfini à surface horizontale

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

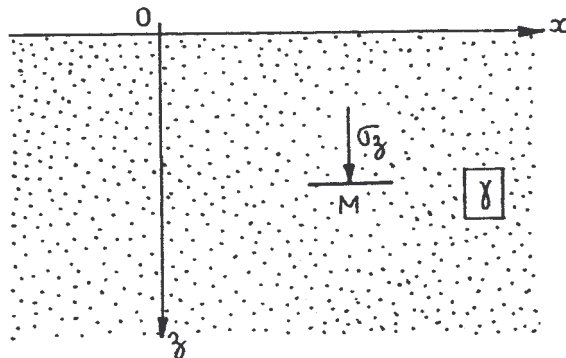


Fig. 4.7. : Sol indéfini à surface horizontale

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

Equation d'équilibre :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \end{cases} \quad \text{d'où : } \begin{cases} \sigma_x = f(z) \\ \sigma_z = \gamma z + cte \end{cases}$$

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

$$\sigma_z = \gamma \cdot z$$

Dans le cas des sols lités (Fig. 4.7).

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i d_i$$

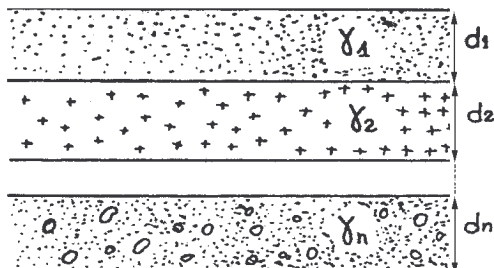


Fig. 4.8. : Cas des sols lités

Par contre la connaissance de σ_x nécessite la connaissance de la loi de comportement du matériau. Nous aborderons la question aux chapitres 8 et 9 du présent cours. Ce que nous pouvons en dire à ce stade, c'est que l'exploitation de σ_x concerne en particulier la stabilité des talus (chap. 8) et/ou le calcul des murs de soutènement (chap.9).

4.2.2. Sol indéfini à surface inclinée

Soit un sol indéfini dont la surface plane fait un angle α avec l'horizontale ;

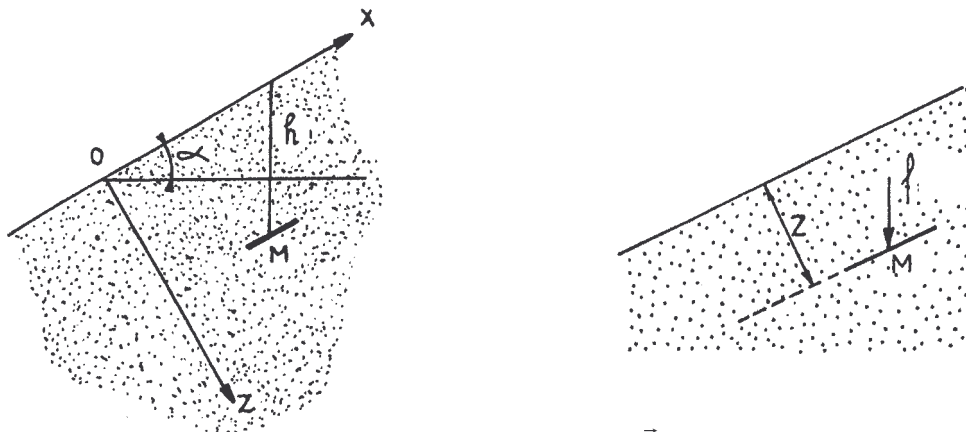


Fig. 4.9. : Sol indéfini à surface inclinée : calcul de \vec{f} pour une facette // à la surface en M

Cherchons la contrainte qui s'exerce sur une facette parallèle à la surface.

Les équations d'équilibre s'écrivent :

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

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 :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} = 0$$

L'intégration des équations d'équilibre donne alors :

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

$$\Rightarrow \|\vec{f}\| = \gamma \cdot Z = \gamma \cdot h \cdot \cos(\alpha) \quad \text{et} \quad \vec{f} \text{ est vertical}$$

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

4.2.3. Exemple de calcul de contraintes

Soit un sol indéfini à surface horizontale, submergé, l'eau «étant à la hauteur H au-dessus du sol (fig. 4.7)

A la profondeur Z, la contrainte verticale totale a pour valeur :

$$\sigma_z = H \cdot \gamma_w + \gamma \cdot z$$

γ = poids volumique total du sol.

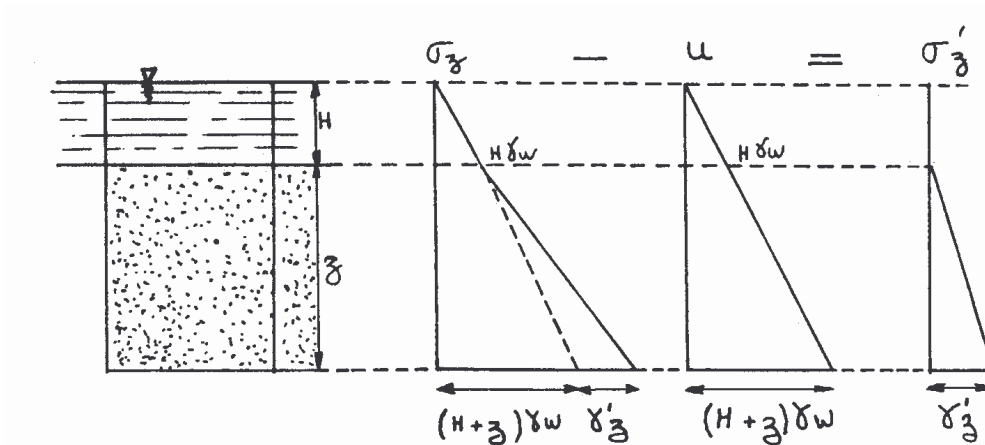


Fig. 4.10. Calcul de contraintes

La pression de l'eau est :

$$U = (H + z) \cdot \gamma_w$$

Donc la contrainte effective est :

A noter :
L'expression $U = z \cdot \gamma_w$ (pression de l'eau) n'est valable que pour **un sol sans écoulement** (voir contre exemple ci-après).

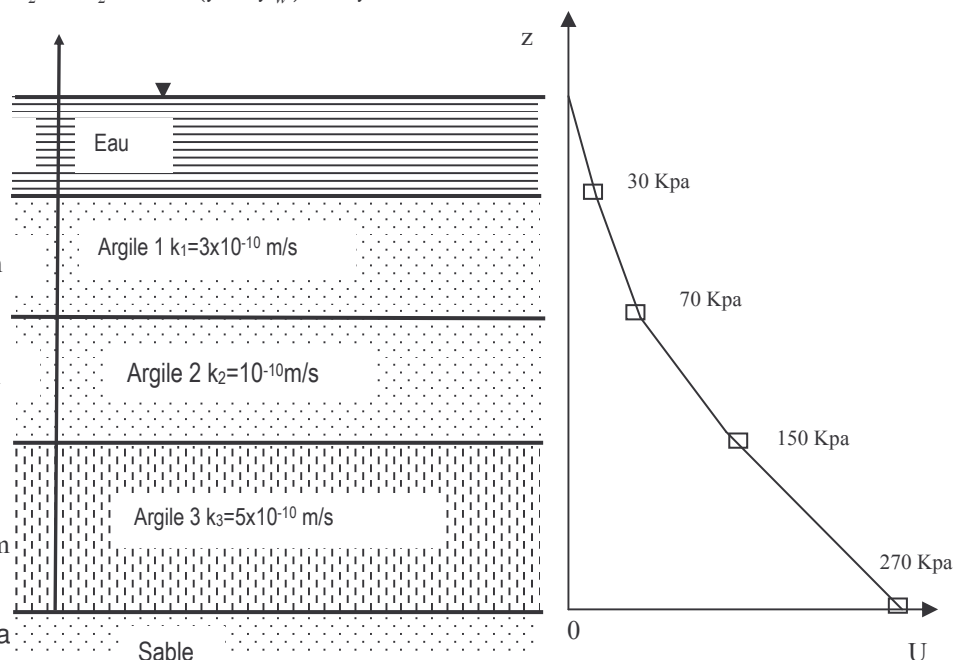
$$\sigma'_z = \sigma_z - u = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = \gamma' \cdot z$$

Contre exemple

On considère la coupe géotechnique ci-après d'un sol constituant le fond d'une fouille creusée par dragage. Il s'agit essentiellement de trois argiles surmontant une couche de sable de perméabilité très élevée, siège d'un écoulement verticale descendant

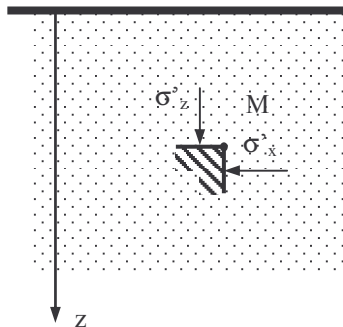
La courbe de variation de la pression interstitiel u en fonction de z est ici-après tracée.

On constate que dès passage de la



4.2.4. Relation entre σ'_z et σ'_x dans le cas d'un sol considéré comme élastique et au repos

Nous prendrons comme paramètres mécaniques mesurables de la loi de comportement de ce sol les coefficients E et ν (module d'Young et coefficient de Poisson respectivement). On considérera par ailleurs que ce sol n'a subi aucun déplacement horizontal de ses plans verticaux (pas de détente possible \Leftrightarrow terrain au repos).



On démontre alors la relation suivante sur les contraintes effectives σ'_x et σ'_z de ce sol parfait :

$$\sigma'_x = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_z = K_o \cdot \sigma'_z$$

, de sorte que dans le cas d'un sol saturés d'eau :

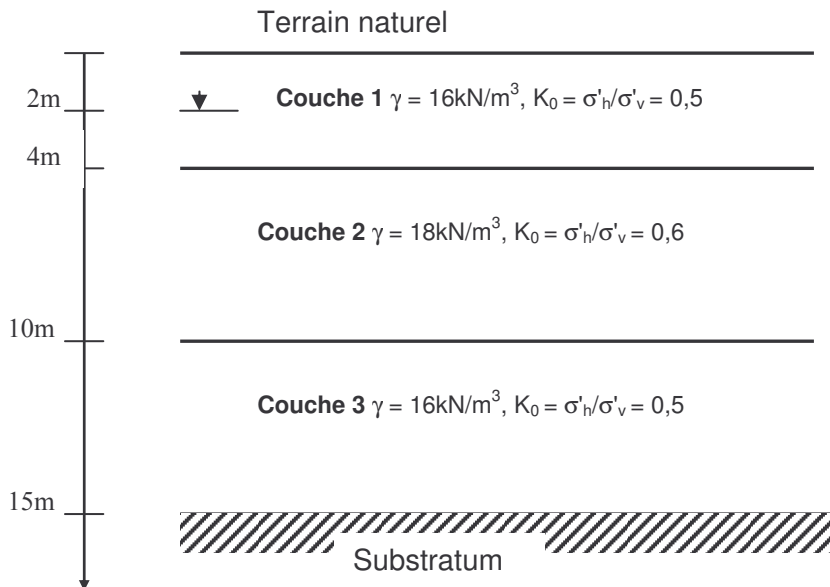
$$\sigma'_x = \sigma_x - u$$

A noter :

1. σ'_x existe à cause de σ'_z (principe de l'action/réaction)
2. La valeur de ν la plus courante pour un sable étant voisine de 0,3 on a alors K_o voisin de 0,43,
3. Pour plus de détails sur K_o voir le chapitre 2 du Tome II du cours de mécanique des sols,
4. Cette relation entre σ'_x et σ'_z n'est valable (sous sa forme) que parce que nous partons du principe qu'il s'agit d'une déformation Oedométrique.

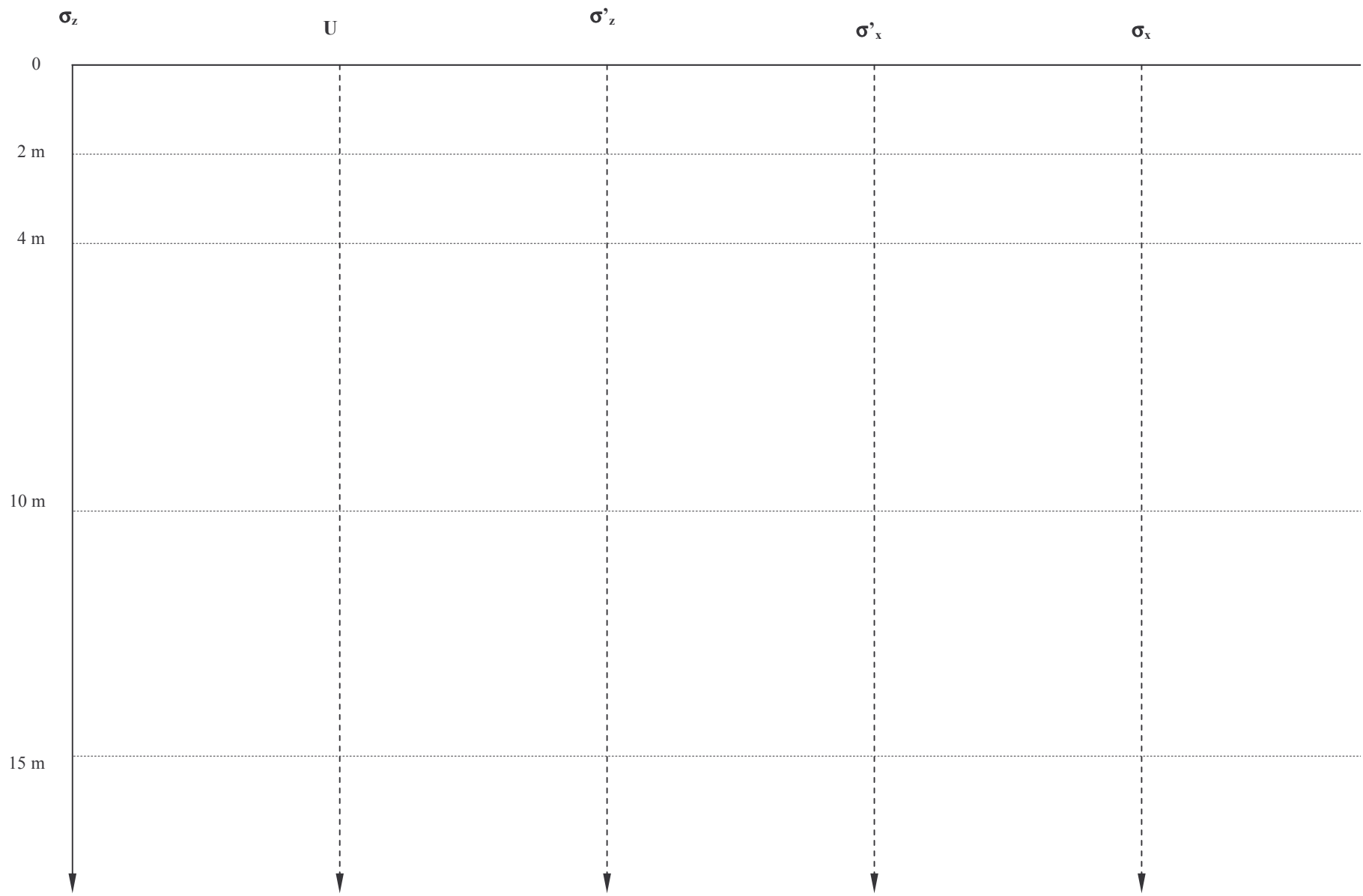
Exercice 4.3.

Calculer la distribution avec la profondeur des contraintes totales horizontales dans le cas représenté sur la figure.



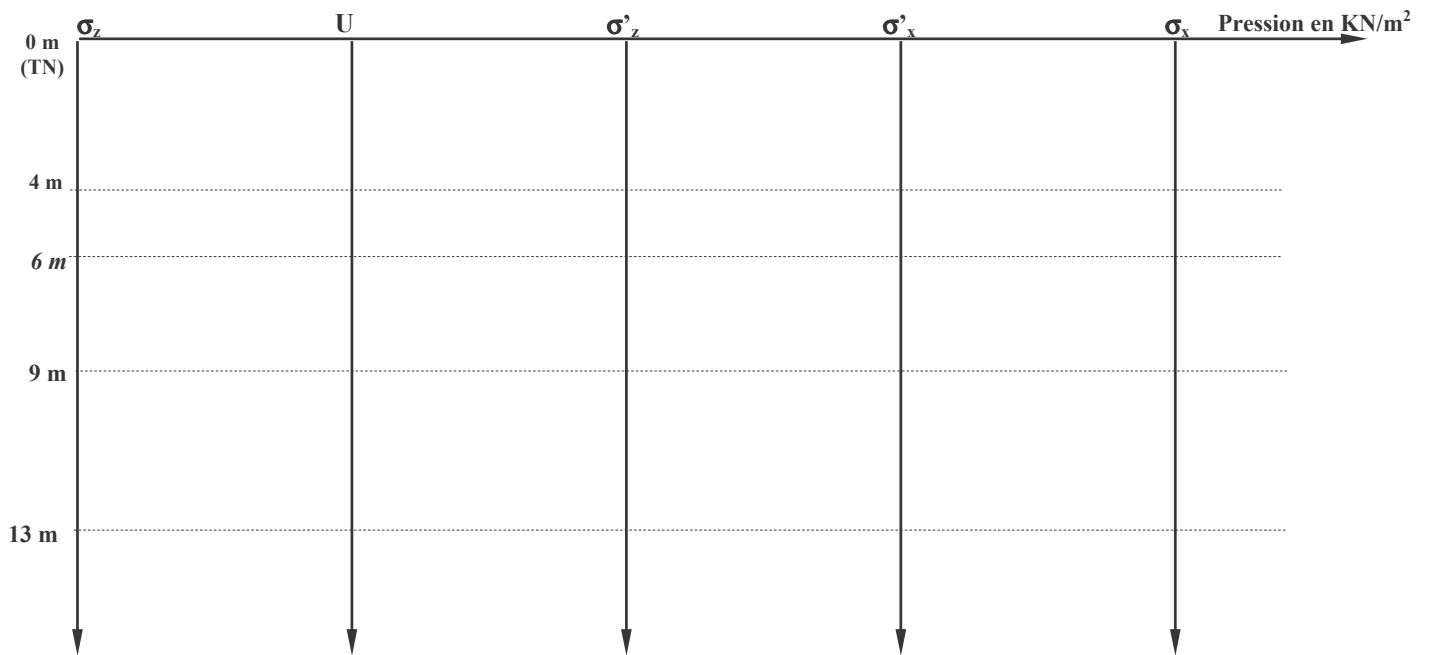
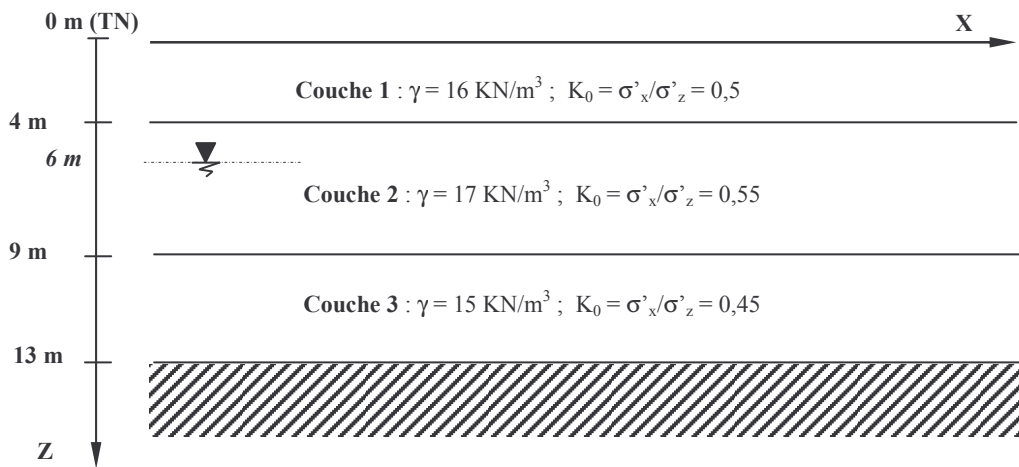
A noter :

1. On considère, dans cet exercice, que pour la couche n°1 $\gamma = \text{cte} = 16 \text{ KN/m}^3$, et ce indépendamment que l'on soit au dessus ou en dessous de la nappe phréatique
2. est le symbole habituellement pour désigner la nappe phréatique

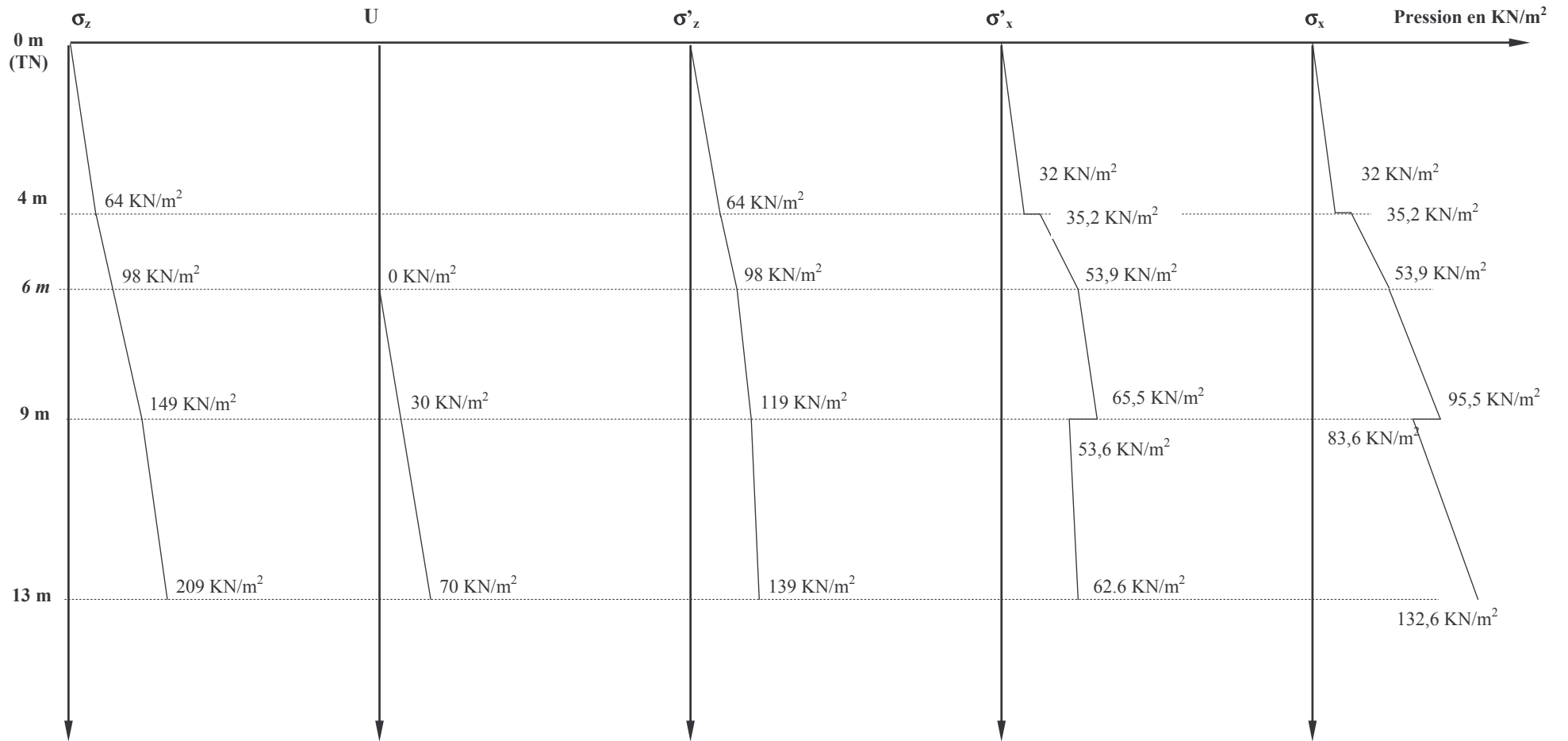


Exercice 4.4 – Exercice corrigé

Calculer/Tracer la distribution des contraintes avec la profondeur de σ_z , U , σ'_z , σ'_x et σ_x , dans le cas d'un sol représenté sur la figure ci-après :

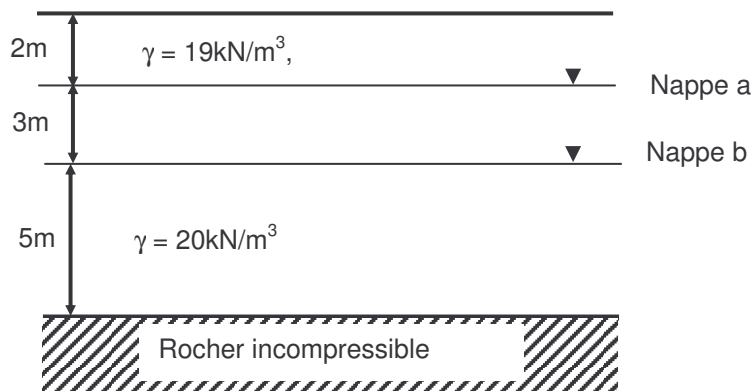


Correction Exercice 4.4



Exercice 4.5 – Exercice de synthèse.

Un bâtiment de grandes dimensions exerce sur un sol sablo-limoneux une pression verticale uniforme de 100 kPa. Les caractéristiques du sol sont données sur la figure ci-dessous.



a) Déterminer le supplément de contrainte effective ($\Delta\sigma'_z$) en fonction de la profondeur quand le niveau de la nappe varie de - 2 m à - 5 m (de a vers b) ; on supposera que le matériau a un poids volumique de 20 kN/m³ sous la nappe et 19 kN/m³ quand il est au-dessus.

b) En supposant que le squelette solide a un comportement élastique, quel est le tassement engendré par le rabattement de la nappe phréatique ? On supposera que le sol a un module d'Young $E = 17 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$; les déformations horizontales seront supposées nulles (tassement oedométrique).

1. GENERALITE - DEFINITIONS

1.1 Nappes souterraines - Vocabulaires

Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un gradient hydraulique apparaît, 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. 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
- **Nappes artificielles**, ce sont des nappes créées par l'homme, telles celles qui existent à l'intérieur du corps d'un barrage en terre

1.2. 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 ($\text{SO}_4\text{Ca}, 2\text{H}_2\text{O}$, ou encore appelé plâtre – Voir cours de sur les Matériaux)
- **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 formés par les grains solides et peut y circuler.

L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne exclusivement :

1. L'eau libre des sols,
2. Son écoulement en régime permanent,
3. Et en supposant que le sol est complètement saturé.

Par ailleurs, pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous admettrons les hypothèses suivantes :

- a) L'eau interstitielle est incompressible ; il en est de même pour les grains solides,
- b) La masse d'eau interstitielle se conserve,

En effet si l'on considère un volume V de sol saturé, la quantité d'eau V_1 qui rentre dans ce

volume en un instant donné est égale au volume V_2 qui en sort, si bien qu'à tout instant le volume d'eau contenu dans le sol est le même.

C'est-à-dire : $V_1 = V_2$



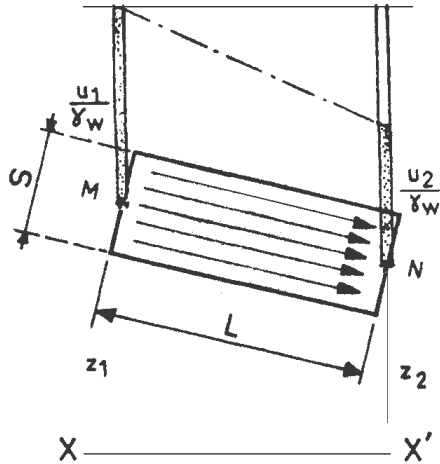
Si $\vec{V} (v_x, v_y, v_z)$ est la vitesse d'écoulement de l'eau dans le sol, la condition de conservation de la masse d'eau interstitielle s'écrit :

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0 \quad (\Leftrightarrow \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0)$$

- c) Les contraintes totales σ et effectives σ' ainsi que la pression de l'eau (u) restent liées par la relation de TERZAGHI : $\sigma = \sigma' + u$ et $\tau = \tau'$

1.3. Propriété de l'eau libre : écoulement linéaire à travers un sol

Considérons un cylindre de sol de section S (fig.5.1) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N.



u_M : pression interstitielle au point M

v : vitesse de l'eau

z_M : cote altimétrique du point M

L : distance MN

u_N : pression interstitielle au point N

z_N : cote altimétrique du point N

Fig.5.1 écoulement dans un tube

1.3.1. Vitesse de l'eau dans le sol

Soit Q le débit à travers S . la vitesse apparente v de l'eau est par définition :

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

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse moyenne v' par le rapport :

$$v' = \frac{Q}{nS}$$

1.3.2. Charge hydraulique

En hydrodynamique, on appelle charge hydraulique en un point M la quantité :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M + \frac{v^2}{2g}$$

A noter :

1. La charge h_M s'exprime en m.
2. Dans les sols les vitesses d'écoulement sont si faibles (10 cm/s grand maxi) que l'on peut négliger la quantité $\frac{v^2}{2g}$. La charge hydraulique s'écrit alors :

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

1.3.3. Gradient hydraulique

On définit le gradient hydraulique i entre deux points A et B par le rapport :

$$i = \frac{h_A - h_B}{L}$$

Si A est voisin de B ,

$$i = -\frac{dh}{dl}$$

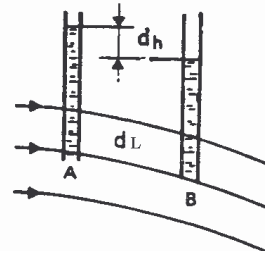


Fig. 5.2 : Définition du gradient hydraulique

A noter :

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

$$\vec{i} = \left(-\frac{\partial h}{\partial x}; -\frac{\partial h}{\partial y}; -\frac{\partial h}{\partial z} \right) = -\text{grad}h$$

2. Si $\vec{i} = \vec{0}$ la charge hydraulique est la même en tout point du milieu ; l'eau interstitielle est dite en équilibre hydrostatique,
3. i est une quantité sans dimension,
4. En tout point M du sol, le vecteur \vec{i} et la ligne de courant sont tangents et sont orientés dans le même sens
5. En tout point M du sol, le vecteur vitesse est tangent à la ligne de courant et orienté dans le même sens

Cette perte de charge « i » traduit le frottement exercé par l'eau sur le squelette solide. La poussée d'écoulement qui en résulte est à l'origine de nombreux sinistres (glissement de terrain, formation de renard, ...).

Exercice d'application:

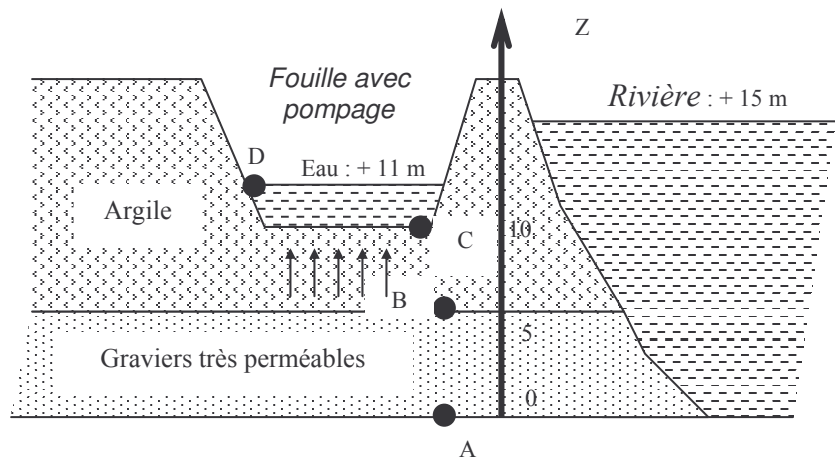
Calculer la perte de charge à travers l'argile dans l'écoulement permanent ascendant.

Côte de référence : 0 en A

$$h_B = 10 + 5 = 15 \text{ m}$$

$$h_C = 1 + 10 = 11 \text{ m}$$

$$i = \frac{h_c - h_b}{Z_c - Z_b} = 0,8$$



1.3.4. Loi de DARCY

La loi de DARCY est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols.

La loi fondamentale de DARCY publiée en 1856 exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. C'est une loi expérimentale :

$$\vec{V} = K \cdot \vec{i}$$

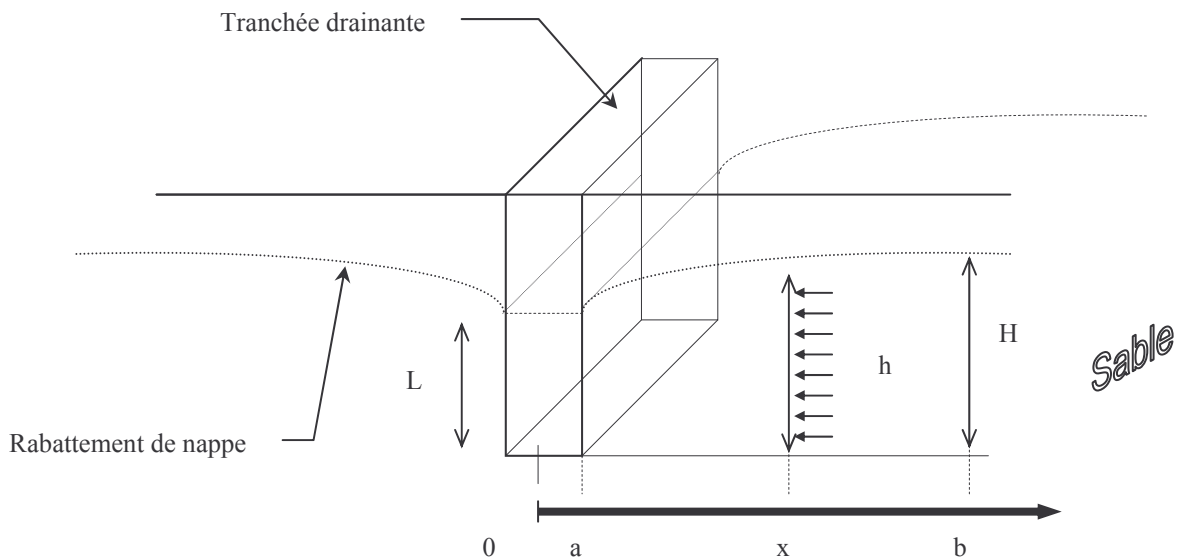
A noter :

1. La loi de DARCY se vérifie en générale très bien à condition de rester en régime laminaire, c'est-à-dire quand les vitesses restent faibles
2. Le coefficient de proportionnalité k est appelé coefficient de perméabilité du sol. Il s'exprime en cm/s
3. L'équation du débit à travers une section S de sol, s'écrit alors en fonction de i et K :

$$Q = K \cdot i \cdot S$$

Exercice 5.1 – Cas d'une tranchée drainante ; exercice résolu

On recherche le débit Q par mètre de longueur de tranchée pour descendre le niveau de la nappe à proximité de la tranchée à une cote L en régime permanent. On supposera l'écoulement horizontal ; le sol est un sable dont $d_{10} = 0,06$ mm (voir formule de HAZEN pour le calcul de k , au paragraphe 2.2 du présent chapitre, « A noter » n° 3).



En supposant l'écoulement horizontal on a : $V = Q/S = k \cdot i$
 La section entrante à la cote x est $h \cdot U$
 Avec U unité perpendiculaire au plan de figure, donc : $Q = 2 \cdot V \cdot h$

$$Q = 2 \cdot V \cdot h = 2 \cdot k \cdot i \cdot h \quad , \quad \text{avec} \quad i = \frac{dh}{dx} \quad \text{d'où} : Q = k \cdot 2 \cdot h \frac{dh}{dx}$$

$$, \quad \text{et} \quad Q = k \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{x_1 - x_2}$$

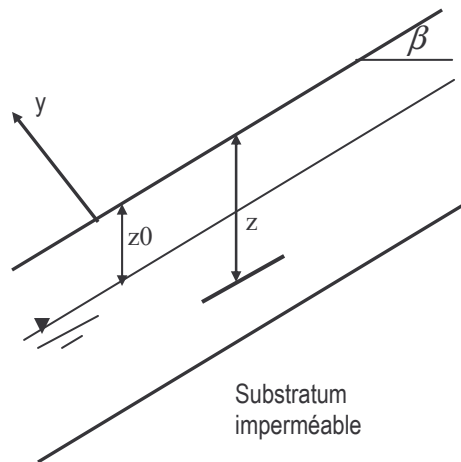
En particulier avec h_1 au bord de la tranchée et h_2 à une distance b où l'on mesure la pression hydraulique :

$$Q = k \cdot \frac{H^2 - l^2}{b - a} = 125 \cdot d_{10}^2 \cdot \frac{H^2 - l^2}{b - a}$$

Exercice 5.2

On considère une pente infinie inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale. Le sol, de poids volumique γ est le siège d'un écoulement parallèle à la pente et dont la surface libre est à la profondeur z_0 . On considère que le poids volumique est le même au-dessous et au-dessus de la nappe.

- Déterminer la contrainte totale s'exerçant au point M (z) sur la facette parallèle à la surface.
- Déterminer la pression interstitielle en M, ainsi que la contrainte effective normale sur la facette parallèle à la surface.
- Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement.



✓ Réponse

- $\sigma_y = \gamma z \cos^2 \beta$, $\tau_{xz} = \gamma z \cos \beta \sin \beta$;
- $u(M) = (z - z_0) \cos^2 \beta \cdot \gamma_w$; $\sigma'(M) = [\gamma(z - z_0) + \gamma z_0] \cos^2 \beta$
- $i = \sin \beta$

1.3.5. Surfaces équipotentiellles

Nous avons vu que dans le cas d'une nappe d'eau *stagnante*, la charge hydraulique est alors la même en tout point.

Par contre, s'il y a un *écoulement* (fig.5.3), caractérisé par les lignes ou filets d'eau (a,b,c, ...), les points (A,B,C, ...) perpendiculaire à ces lignes d'écoulement et sur un même plan, ont la même charge hydraulique.

Ces surfaces portent le nom de **surfaces équipotentiellles**.

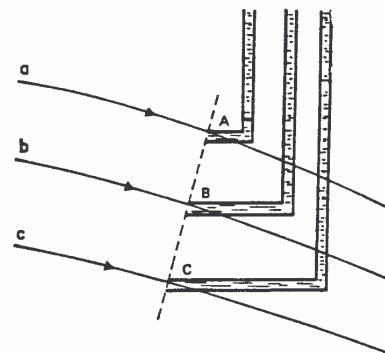


Fig. 5.3. Cas d'une nappe avec écoulement

2. PERMEABILITE DU SOL

2.1.Coefficient de perméabilité

Etudions l'écoulement de l'eau dans un tube horizontal comprenant un échantillon de sol AB (fig. 5.4).

L'expérience montre que le débit Q d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

$$Q = K.S.\frac{h_1 - h_2}{L} = K.S.\frac{\Delta h}{L} \quad (1)$$

avec :

S : section de l'échantillon,

L : sa longueur,

h_1, h_2 : niveaux piézométriques respectivement en A et B,

Δh : différence piézométrique ou perte de charge piézométrique à travers l'échantillon,

K : coefficient de proportionnalité qui dépend de la nature du sol et qu'on désigne par **coefficient de perméabilité**.

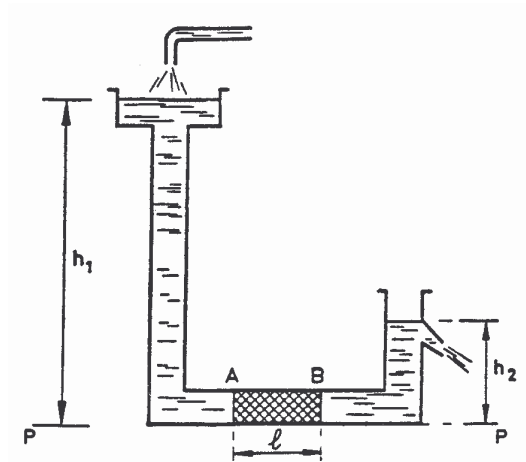


Fig. 5.4. : Ecoulement de l'eau à travers l'échantillon AB

Exemple : $K_{\text{latérite compacté}} \in [10^{-7}; 10^{-5}]$
 $K_{\text{latérite lâche}} \in [10^{-3}; 10^{-2}]$ (K en cm/s)

2.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un **perméamètre**.

L'échantillon E est placé entre deux pierres poreuses P. Le récipient R est maintenu toujours plein. La mesure du volume d'eau Q qui traverse l'échantillon d'épaisseur pendant un temps T permet d'avoir la valeur de K .

En effet, on tire de l'équation (1) :

$$Q = \frac{V}{T} = K.S.\frac{\Delta h}{L} \quad \text{d'où : } K = \frac{L}{S.\Delta h} \cdot \frac{V}{T}$$

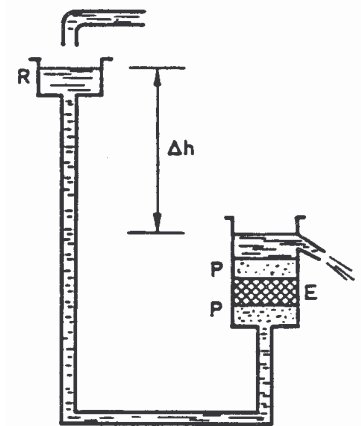


Fig. 5.5. : Perméamètre à charge constante

La valeur du coefficient de perméabilité K dépend de nombreux facteurs. On peut citer notamment :

- La granulométrie,
- La forme des grains,
- L'enchevêtrement des grains et la compacité du milieu.

Le tableau ci-après donne quelques caractéristiques correspondant à diverses valeurs de K :

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon					Mauvais		Pratiquement imperméable			
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile				Argiles		
Travaux Génie Civil	Zones perméables				Zones imperméables						

A noter :

- 10^{-6} cm/s représente une vitesse de 30 cm/an,
- Il est utilisé pour des sols à très faible perméabilité ($K < 10^{-5}$ cm/s - exemple cas des Argiles) un **perméamètre dit à charge variable** :

Le tube (1) (fig.5.6) est rempli d'eau.

A l'instant $t = t_1$ la hauteur de l'eau dans le récipient est h_1 ;

A l'instant $t = t_2$ la hauteur devient h_2

On démontre dans ce cas que la perméabilité de l'échantillon est donnée par la relation :

$$k = 2,3 \cdot \frac{d}{D} \cdot \frac{l}{(t_2 - t_1)} \cdot \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

d : est le diamètre de la section (1)

D : est le diamètre de l'échantillon de sol.

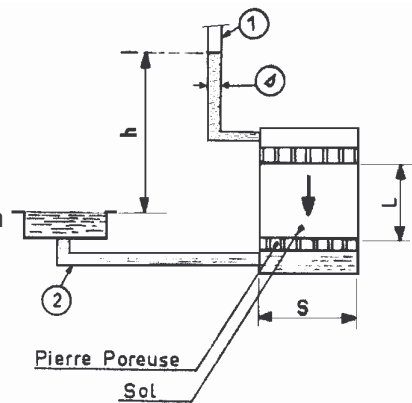


Fig. 5.6. : Perméamètre à charge variable

- La perméabilité des sables à granulométrie uniforme ($\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 2$) peut être évaluée en utilisant la formule approchée de HAZEN :

$$k = 125 \cdot d_{10}^2$$

NB : K en m/s et d en mm

d_{10} est le diamètre efficace c'est à dire le diamètre correspondant à 10% de passant.

A noter : En Pratique HAZEN est valable si l'on trouve $K \in [10^{-5} ; 1]$ ($[K] = [m/s]$), ou encore si $\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 2$

2.3. Mesure in situ

Les mesures de perméabilité au laboratoire ont l'inconvénient d'opérer sur des échantillons trop petits pour fournir une représentation valable de la perméabilité d'un sol, par suite des hétérogénéités locales. Les perméabilités mesurées en laboratoire sont toujours plus faibles que celles mesurée in situ.

Il existe plusieurs méthode de mesure de perméabilité in situ, parmi lesquels les essais **Dupuit** et **Lefranc** qui seront examinés plus loin.

2.4. Perméabilité moyenne fictive horizontale et verticale des terrains lités

La plupart des sols sont lités (succession de roches altérées de différentes origines). Il apparaît que la perméabilité est beaucoup plus forte dans le sens des lits que dans le sens perpendiculaire aux lits.

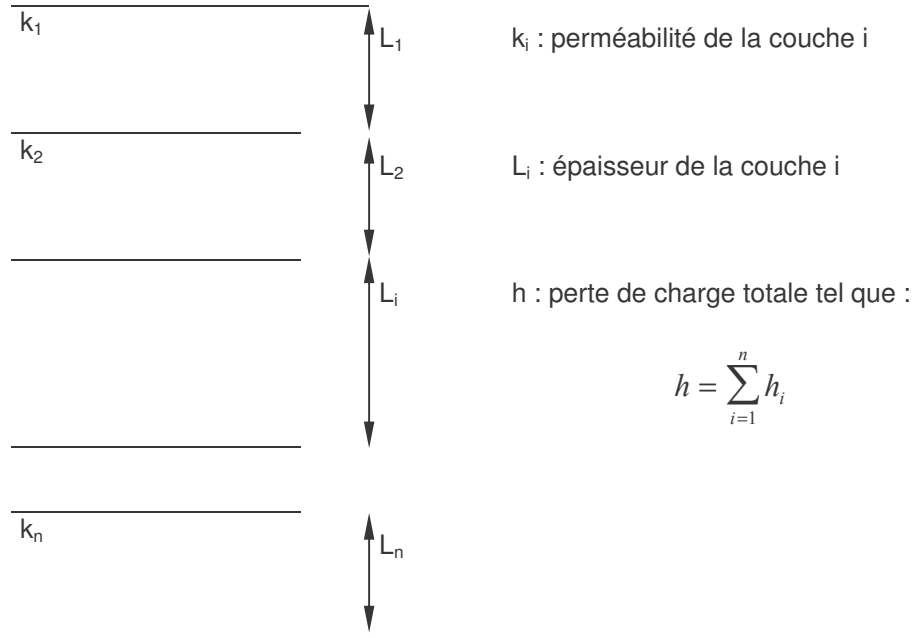


Fig. 5.7. Perméabilité verticale moyenne des sols lités

2.4.1 Coefficient de perméabilité moyen perpendiculaire aux plans de stratification ou perméabilité moyenne verticale

Ecrivons l'équation de conservation de la masse d'eau interstitielle :

$$v = \frac{H}{L} k_v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_n i_n \Rightarrow i_i = \frac{H}{L} \frac{k_v}{k_i}$$

avec :

$$H = l_1 i_1 + l_2 i_2 + \dots + l_n i_n = \sum_{i=1}^n l_i \frac{H}{L} \frac{k_v}{k_i} = \frac{H}{h} k_v \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}$$

d'où :

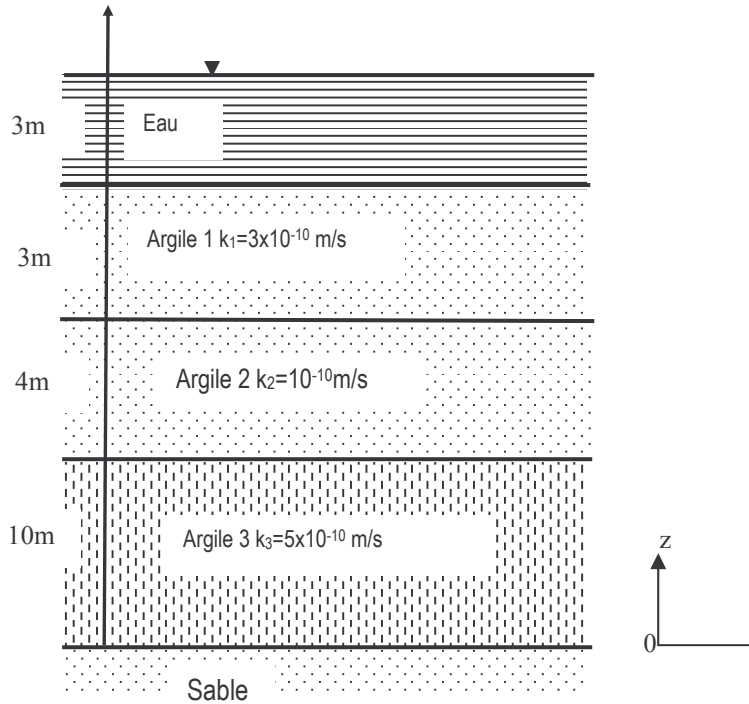
$$k_v = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}}$$

Exercice 5.3

On considère la coupe géotechnique ci-après d'un sol constituant le fond d'une fouille creusée par dragage. Il s'agit essentiellement de trois argiles surmontant une couche de sable de perméabilité très élevée

On supposera que les couches d'argile ont le même poids volumique, soit $\gamma = 20\text{kN/m}^3$. La pression interstitielle à la base de la couche 3 est $U_D=270\text{kPa}$.

En admettant que les couches d'argile sont le siège d'un écoulement permanent vertical :



- a) Calculer la perméabilité verticale équivalente de l'ensemble des trois couches d'argile.

$$K_{ep \text{ Vert.}} = \frac{\sum l_i}{\sum \frac{l_i}{K_i}} = \frac{17}{\frac{10}{5 \cdot 10^{-10}} + \frac{4}{10^{-10}} + \frac{3}{3 \cdot 10^{-10}}} = 2,42 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

- b) Calculer le débit traversant les trois couches.

Quelque soit la couche ou la somme de couche traversée on a la conservation du débit soit :

$$Q = cte = K \cdot S \cdot \Delta h / l \Leftrightarrow \left(\frac{Q}{S} \right)_i = K_i \cdot \frac{\Delta h_i}{l_i} = cte ;$$

En particulier pour les trois couches d'argile on détermine cette constante :

$$cte = K_{eq \text{ vert.}} \cdot \frac{h(0) - h(17)}{17} = \frac{17 \cdot 10^{-10}}{7} \cdot \frac{(27 - 20)}{17} = 10^{-10} \text{ (unité SI)}$$

- c) Tracer la courbe de variation de la charge hydraulique h en fonction de z .

NB : On appliquera le principe de la conservation du débit de couche en couche :

d) En déduire la courbe de variation de la pression interstitielle u en fonction de z .

e) Calculer les forces agissant sur la phase solide en tête de chacune des couches. En tirer des conclusions quant à leur stabilité.

On a les relations suivante (en m d'eau) : $\sigma_z = 3 + \frac{\gamma_w}{10} \cdot \xi$ et $\sigma'_z = \sigma_z - u$, avec ξ l'épaisseur de terre (en m) en partant du haut de la couche 1 (changement de repère).

De sorte que :

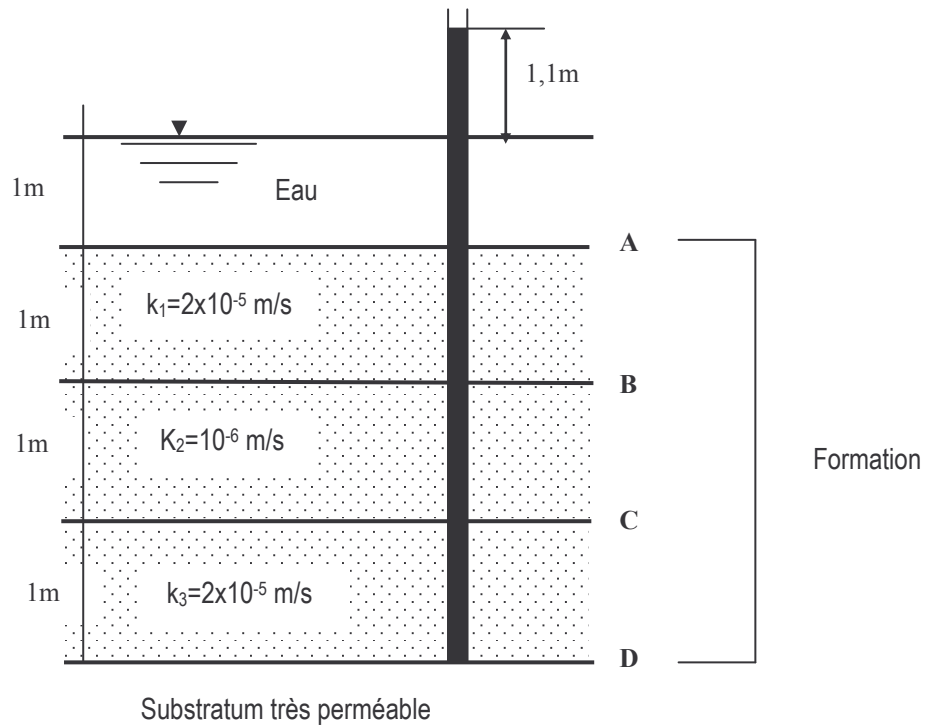
	$\xi = 17$ m (en D)	$\xi = 7$ m (haut couche 3)	$\xi = 3$ m (haut couche 2)	$\xi = 0$ m
σ_z	$3+17 \times 2 = 37$ m (ou encore 370 KPa)	$3+7 \times 2 = 10$ m	$3+3 \times 2 = 10$ m	3 m

D'où σ'_z , force agissant sur la phase solide en tête de chacune des couches :

	Tête substratum	Tête couche 3	Tête couche 2	Tête couche 1
σ'_z	10 m d'eau	2 m d'eau	2 m d'eau	0 m d'eau

Exercice 5.4

Une formation sableuse composée de trois couches repose sur une grave très perméable. Les caractéristiques de l'ensemble figurent dans le diagramme ci-après. Dans un piézomètre placé au niveau de l'interface de la troisième couche de la formation et de la grave, l'eau monte à 2,10 m au dessus du terrain naturel.



- Calculer la différence de charge $h_D - h_A$. Existe-t-il un écoulement ? Quelle est sa nature ?
- Calculer la pression interstitielle (u) à chaque intercouche. On prendra l'origine des cotes au niveau de la Grave. Tracer le diagramme de la pression interstitielle dans les 3 couches. Quelle conclusion peut-on en tirer ?
- S'il y a un écoulement, calculer la perméabilité du milieu isotrope équivalent pour un tel écoulement.

Réponse:

- $h_A = 4\text{m}$. $h_D = 5.1\text{m}$. Il y a un écoulement vertical ascendant.
- $U_A = 10\text{kPa}$; $U_B = 20.5\text{kPa}$; $U_C = 40.5\text{kPa}$
- $k = 2.7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

Exercice 5.5

Une excavation à ciel ouvert de grandes dimensions a été réalisée dans une couche d'argile raide. Lorsque les terrassements ont atteint 8 mètres de profondeur, on a assisté à un soulèvement

progressif du fond de fouille avec apparition de fissures, suivi d'une irruption de sable et d'eau. Des forages ont montré que l'argile reposait sur une couche de sable située à 11 m de profondeur.

Calculer à quelle hauteur serait montée l'eau dans un sondage ayant atteint la couche de sable, sachant que le poids volumique de l'argile est $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Réponse

de $h_w = 5.7 \text{ m}$ au dessus de la couche sable.

2.4.2 Coefficient de perméabilité moyenne parallèlement au plan de stratification ou perméabilité moyenne horizontale

Le débit total est la somme des débits dans chaque couche pour une tranche d'épaisseur unité et pour un gradient hydraulique i .

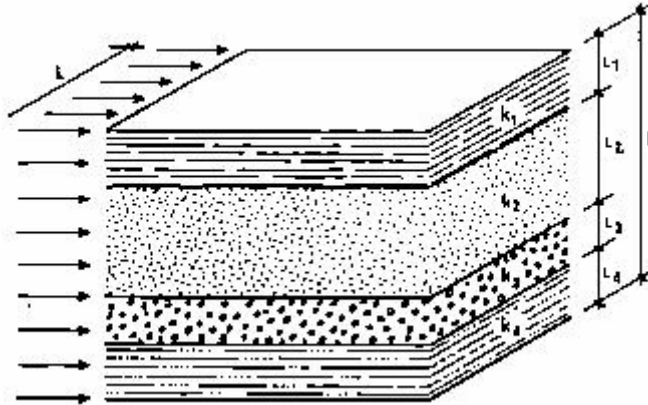


Fig. 5.8. Perméabilité horizontale moyenne des sols lités

Soient :

Q : le débit total

q_i : le débit traversant chaque couche élémentaire i

$$Q = k_h \cdot i \cdot L = \sum_{i=1}^n q_i = \sum_{i=1}^n v_i \cdot L_i = \sum_{i=1}^n k_i \cdot i \cdot L_i = i \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i$$

d'où :

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i}{L}$$

A noter :

1. $K_h \geq K_v$
2. Pour un terrain naturel : $K_h \approx 3 \cdot K_v$
3. Pour un terrain remanié : $K_h \approx 10 \cdot K_v$

2.4.3 Coefficient de perméabilité équivalent

Nous sommes dans le cas d'un écoulement vertical et horizontal. On définit alors la grandeur suivante :

$$k_{\text{équivalent}} = \sqrt{K_h \cdot K_v}$$

A noter :

La direction d'écoulement dans les terrains sédimentaires est importante. En effet, les dépôts successifs étant horizontaux, l'eau circule plus facilement horizontalement que verticalement.

3. HYDRAULIQUE SOUTERRAINE SOUS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

3.1. Equation de LAPLACE

Considérons un sol soumis à un écoulement.

En combinant la condition de continuité et la loi de DARCY nous obtenons le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{condition de continuité}) \\ V_x = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right. \quad (\text{Loi de DARCY})$$

Soit :

$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0} \quad (\Leftrightarrow \nabla h = 0)$$

A noter :

Cette équation concerne la charge hydraulique exclusivement ; elle suffit à caractériser tout écoulement souterrain dans un sol.

3.2. Cas des écoulements à deux dimensions en milieu homogène et isotrope

La plupart des problèmes d'hydraulique des sols peuvent être ramenés à deux dimensions :

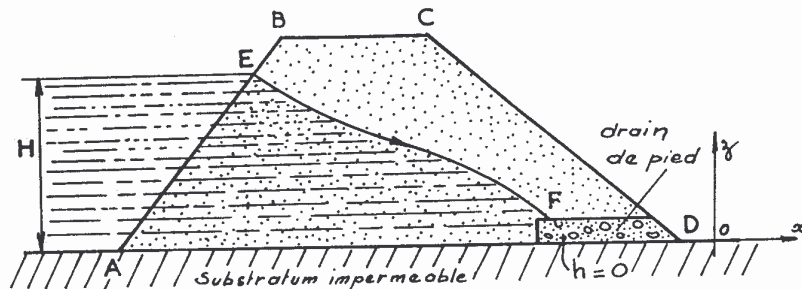


FIG. 5.9 : Écoulement plan sous un barrage \Leftrightarrow Écoulement bidimensionnel

Dans ce contexte l'équation de Laplace s'écrit :

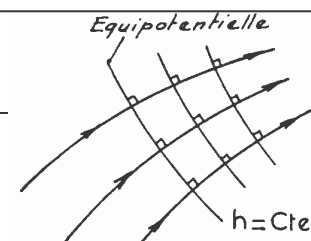
$$\nabla h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Plusieurs méthodes permettent de résoudre cette équation :

- la méthode numérique,
- la méthode analogique (analogie électrique),
- la méthode graphique.

Nous nous limitons dans ce cours à la méthode graphique.

3.2.1. Vocabulaire - Rappel



- On appelle **ligne de courant** le trajet de l'eau (à la sinuosité près).
- On appelle **lignes équipotentielles** les courbes qui passent par les points de même valeur du potentiel. Elles ont pour équation générale

$$h = Cte$$
- On démontre que les lignes de courant et les équipotentielles forment un réseau de courbes orthogonales en tout point.
- On appelle **tube de courant** l'espace compris entre deux lignes de courant.

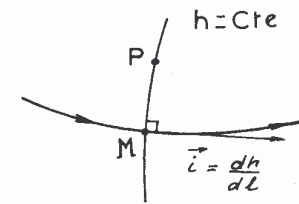


Fig. 5.10 : Ligne de courant et équipotentielle d'un Ecoulement bidimensionnel

3.2.2. Construction graphique d'un réseau d'écoulement bidimensionnel

Considérons le réseau d'écoulement sous le mur de palplanche de la fig. 5.11.

Pour que l'équation de LAPLACE livre des résultats valables il faut graphiquement que:

- Les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles se croisent à angle droit et forme des carrés
- La perte de charge ($\Delta h'$) entre les lignes équipotentielles est constantes, comme l'indique les tubes piézométriques 1 à 4 de la figure ci-dessous

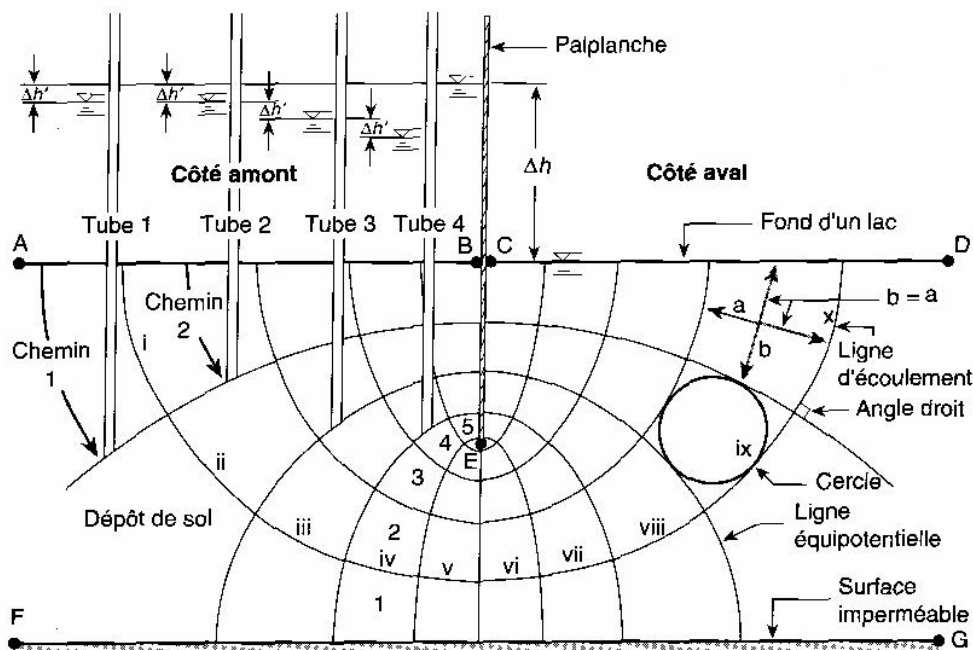
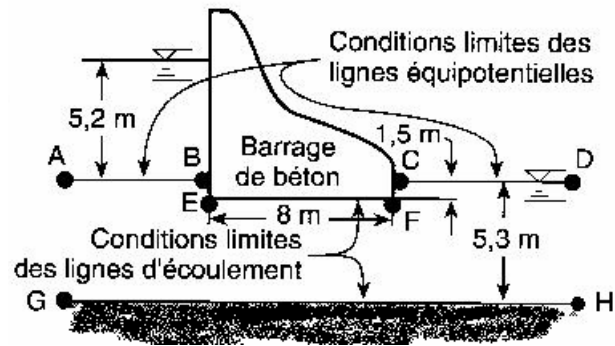


Fig. 5.12 : Réseau d'écoulement bidimensionnel sous un rideau de palplanche

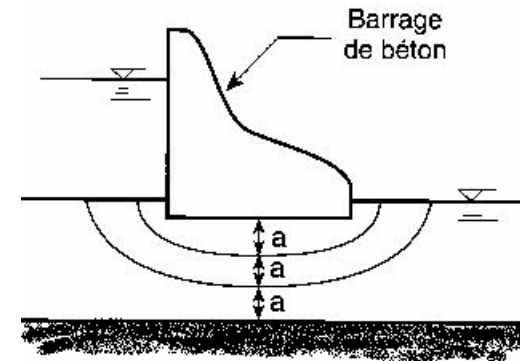
A noter :

Il est évident que les lignes courbes des écoulements bidimensionnels ne formeront pas des carrés parfaits. On peut néanmoins parler de formes carrées lorsque la longueur moyenne (b) est égale à leur hauteur moyenne (a), ou encore lorsqu'on peut y introduire un cercle.



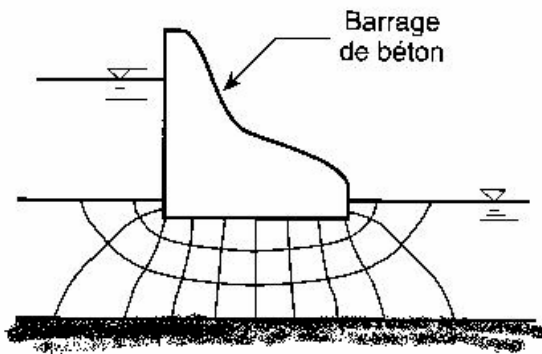
① On place à l'échelle la vue en coupe de l'ouvrage et du dépôt de sol à travers lequel l'eau s'écoulera. L'échelle choisie doit être assez grande pour que les détails du réseau soient précis, mais sans trop, car la construction du réseau exigerait alors beaucoup trop de temps.

② On établit les conditions aux limites d'écoulement du réseau. Ici, le contour BEFC et la ligne GH constituent les limites des lignes d'écoulement, tandis que les surfaces AB et CD encadrent les lignes équipotentiels.

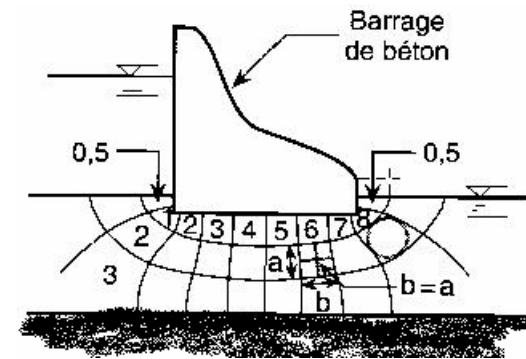


③ On trace un nombre de lignes d'écoulement suffisant pour former de trois à six tubes. Lorsque les conditions s'y prêtent, les zones où l'écoulement de l'eau dans le dépôt de sol est unidimensionnel ou presque facilitent la disposition des lignes d'écoulement. Sous la partie centrale du barrage de notre exemple se trouve une zone où l'écoulement est presque horizontal : on peut donc y disposer trois tubes situés à égale distance (a).

Notes personnelles :



④ On trace des lignes équipotentiels qui croisent les lignes d'écoulement pour former des carrés approximatifs. Dans les zones où l'écoulement est presque unidimensionnel, on peut placer des lignes formant des carrés presque parfaits. Puis, on déplace au besoin les lignes d'écoulement déjà tracées pour donner au réseau un aspect général satisfaisant.



⑤ On vérifie l'exactitude de chaque carré en s'assurant que sa longueur moyenne (b) est égale à sa hauteur moyenne (a) et que les lignes se coupent à angle droit. Le carré dans lequel un cercle s'inscrit parfaitement ne requiert aucune modification. S'il est nécessaire d'apporter des corrections, on les fera en changeant la position des lignes équipotentiels. Quand le réseau répond à toutes les exigences, on note le nombre de tubes, d'unités de tube et de perte de charge. Le réseau bidimensionnel de notre exemple est composé de trois tubes ($N_c = 3$) et de dix pertes de charge ($N_h = 10$).

Notes personnelles :

3.2.3. Méthode de résolution graphique

Considérons le réseau d'écoulement sous le mur de palplanche de la fig. 5.12.

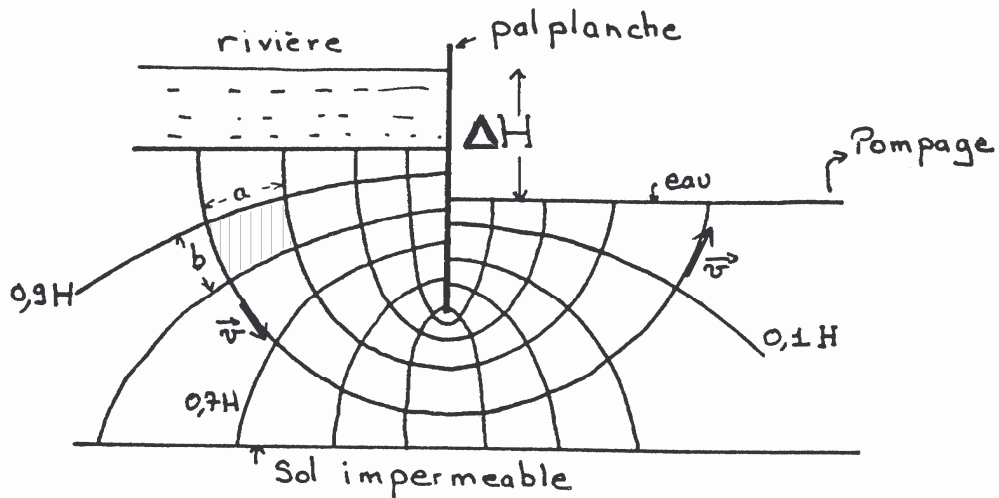


Fig. 5.12 : Δh entre deux courbe de charge hydraulique pris à 1/10 de la perte de charge totale

A noter :

1. Que le fond de fouille et le fond de la rivière sont des équipotentiels ($h_i = \text{cte}$)
2. Que le fond étanche et la palplanche elle-même sont des lignes de courant,
3. les lignes de courant partent perpendiculairement des fonds de fouilles, et les équipotentiels sont perpendiculaires au substratum et aux palplanches,
4. **Le réseau des équipotentiels sera préférentiellement toujours établi pour des variations de Δh identiques donc la perte de charge entre 2 courbes est 1/10 de la perte de charge totale.**

Avant propos :

Considérons un quadrilatère curviligne de largeur a et de longueur b .

Le débit d'eau Δq à travers ce quadrilatère et sur une épaisseur unité est :

$$\Delta q = V.a.1 \quad \text{or} \quad V = k.i = k \frac{\Delta h}{b}$$

, et en définitive :

$$\Delta q = k.\Delta h.\frac{a}{b} \quad \left(\begin{array}{l} \text{par unité de largeur de palplanche} \\ \text{, et } b = \text{longueur dans le sens de} \\ \text{l'écoulement} \end{array} \right)$$

Considérons un autre quadrilatère de longueur c et de largeur d , on a de même :

$$\Delta q = k.\Delta h.\frac{c}{d} \quad \text{On a donc bien :} \quad \frac{a}{b} = \frac{c}{d} = \text{Cte}$$

Calcul du débit total :

Soient :

- ΔH : est la différence de charge entre les équipotentiels extrêmes ;
- N_h : le nombre d'intervalles équipotentiels
- N_c : le nombre de tubes de courant
- Q : le débit total par unité de largeur de l'ouvrage
- Δh : la différence de charge entre deux équipotentiels voisines,

On a : $\Delta h = \frac{\Delta H}{N_h}$; $\Delta q = k \cdot \Delta h = k \frac{\Delta H}{N_h}$; $Q = N_c \cdot \Delta q$ finalement,

$$Q = k \frac{N_c}{N_h} \Delta H$$

Calcul de la pression interstitielle :

Si h est la charge hydraulique en un point M d'altitude z la pression interstitielle en ce point est donnée par la relation :

$$u = \gamma_w \cdot (h - z)$$

Exercice 5.6

Tracez les réseaux d'écoulement pour les deux cas suivants :

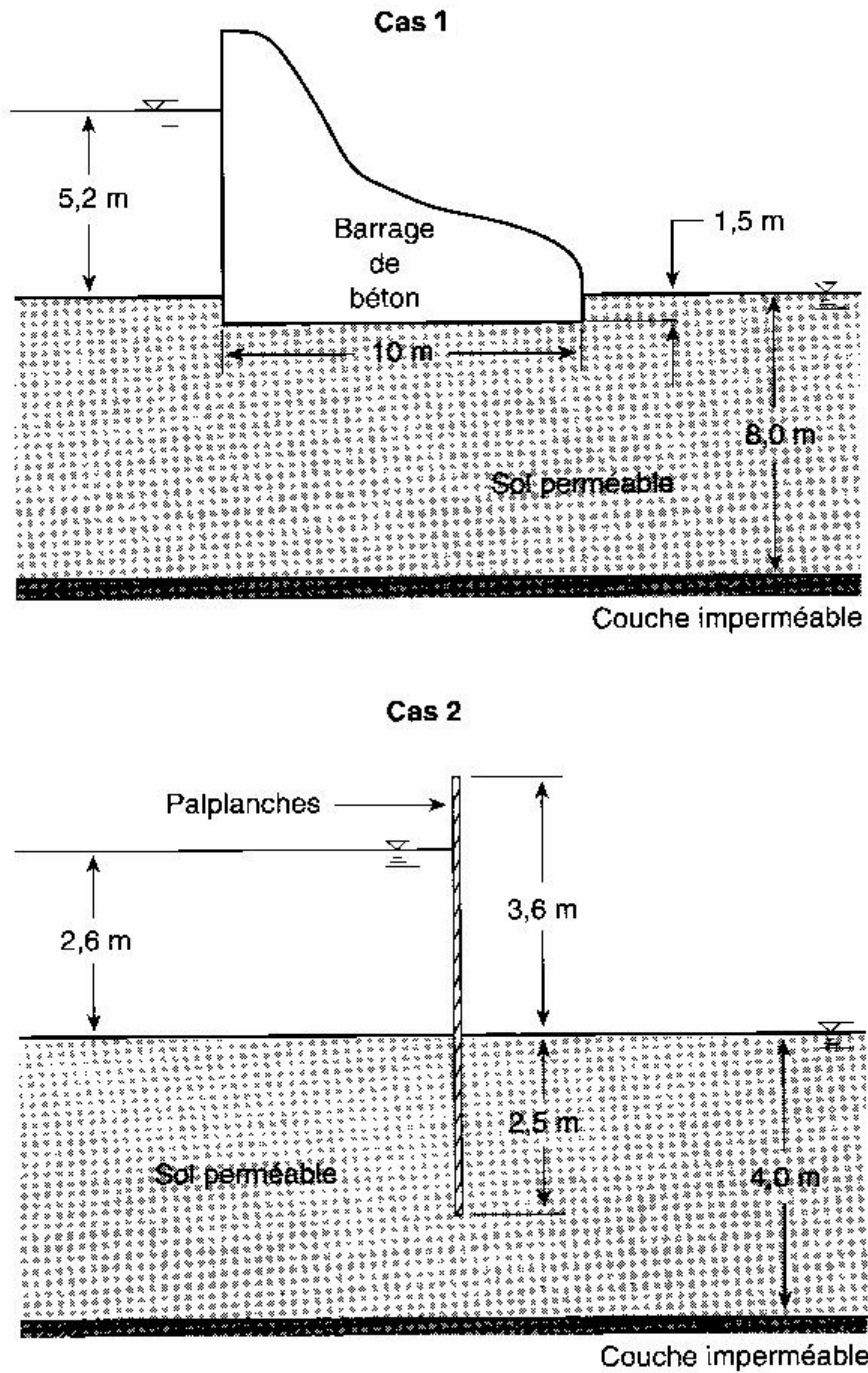


Fig. : 5.13 a) et 5.13 b)

Exercice résolu 5.7

La figure 5.14 ci-après représente un réseau d'écoulement bidimensionnel dessiné à l'échelle.

Déterminer le débit d'infiltration sous les palplanches, à partir des données suivantes :

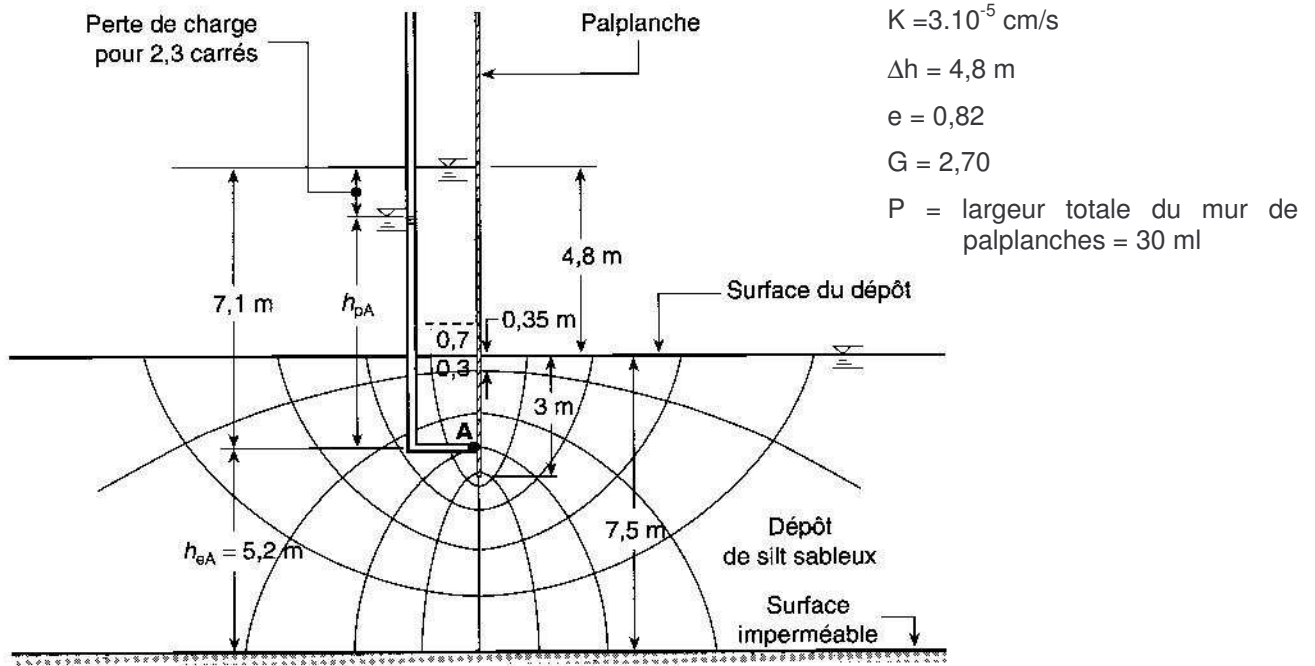


Fig. . 5.14 : Réseau d'écoulement bidimensionnel

Réponse :

1. On calcule le débit d'infiltration à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = k \frac{N_c}{N_h} \Delta H \cdot L$$

où : $N_c = 5$; $N_h = 8 + 0,3 \times 2 = 8,6$; $L = \text{longueur de palplanche} = 30 \text{ m}$

et :

$$Q = 2,51 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3. Cas des écoulements de révolution à trois dimensions

Ces écoulements sont rencontrés à l'occasion des pompages ; Les applications principales des pompages sont :

- L'alimentation en eau,
- Le rabattement des nappes,
- La détermination in situ du coefficient moyen de perméabilité d'un sol.

3.3.1 Essai de pompage en régime permanent : formule de Dupuit

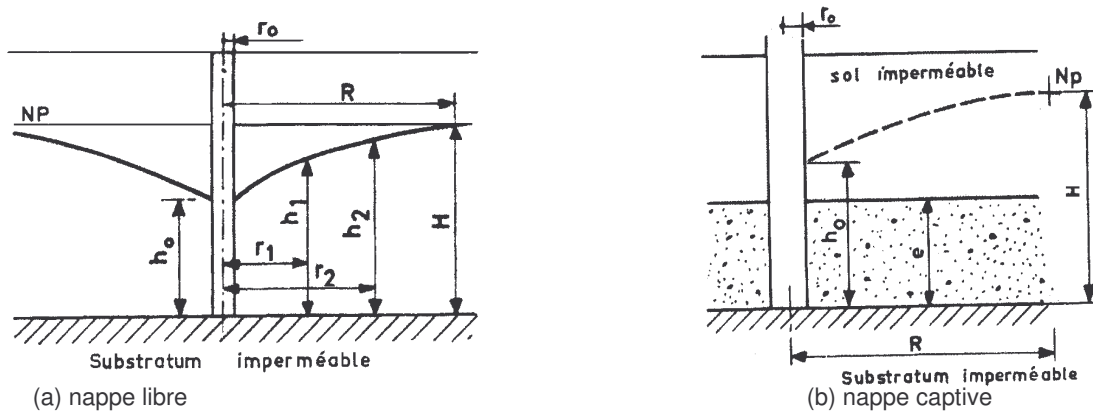


Fig.5.15 : . Essai de pompage

La surface libre de la nappe présente une dépression en forme d'entonnoir centré sur le puits et qui s'étend jusqu'à la limite du massif. Lorsqu'un régime permanent s'établit, le débit pompé est donné par la relation :

$$Q = \pi.k.\frac{H^2 - h^2}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} = 1,365.k.\frac{H^2 - h^2}{\log\left(\frac{R}{r}\right)} \quad \text{pour une nappe libre}$$

$$Q = 2\pi.k.e.\frac{H - h}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} = 2,73.k.e.\frac{H - h}{\log\left(\frac{R}{r}\right)} \quad \text{pour une nappe captive}$$

3.3.2. Rayon d'action et mesure du coefficient de perméabilité k in situ

On appelle rayon d'action R la distance à laquelle le pompage cesse de se faire sentir. La détermination du rayon d'action n'est pas facile. On admet toute fois que

$$100.r < R < 300.r$$

On peut aussi recourir à la formule empirique proposée par SICHARD:

$$R = 3000.(H - h).\sqrt{k} \quad \text{avec : } k \text{ en m/s, } (H - h) \text{ et } R \text{ s'exprimant en m}$$

Pour mesurer k de façon pratique, on détermine la forme exacte de la courbe (dépression) au moyen de piézomètres disposés autour du puits (huit au moins) et l'on ajuste les résultats expérimentaux avec la formule :

$$k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2^2 - h_1^2)}$$

pour une nappe libre

$$k = \frac{Q}{2\pi e} \cdot \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2 - h_1)}$$

pour une nappe captive

3.3.3 Essai LEFRANC

L'essai de pompage représente un investissement important. Par contre, on peut profiter de la réalisation des sondages pour évaluer la perméabilité des sols meubles à l'aide d'un essai simple : l'essai LEFRANC (fig.5.16). Une cavité est ménagée à la partie inférieure du tubage. Il s'agit en général d'une cavité cylindrique de longueur L et de diamètre D .

En régime permanent on a :

$$Q = C.k.h \quad C = \frac{2\pi.L}{\ln\left(\frac{2.L}{D}\right)} \text{ si } L > 2.D$$

Si $L < 2D$ la formule ci-dessus n'est plus valable et l'on peut assimiler la cavité à une sphère et écrire la formule approchée :

$$C = 2.\pi.D.\sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$$

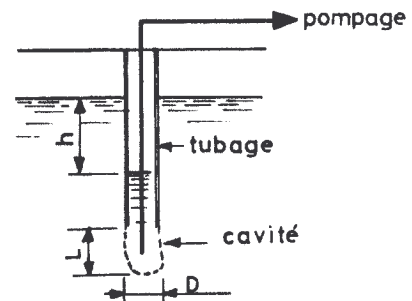


Fig.5.16 Essai LEFRANC

Pour $L = D$ cette formule donne : $Q = 2,24.\pi.D$

Il est également possible de réaliser l'essai à niveau variable ce qui est pratique pour des sols peu perméables. Le coefficient de perméabilité est alors donné par la relation

$$k = \frac{S}{C} \cdot \frac{\ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right)}{(t_1 - t_0)}$$

Avec : S est la section du forage

h_0 et h_1 sont les niveaux de l'eau dans le sondage entre les temps t_0 et t_1 (par rapport au niveau phréatique).

4. FORMATION DE SABLES BOULANT ET DES RENARDS

4.1. Sable bouillant

Considérons deux récipients R_1 et R_2 reliés entre eux par un tube en caoutchouc (fig. 5.17). Le premier R_1 est maintenu constamment plein d'eau et le second R_2 est rempli de sable. Examinons l'écoulement de l'eau dans ce dispositif.

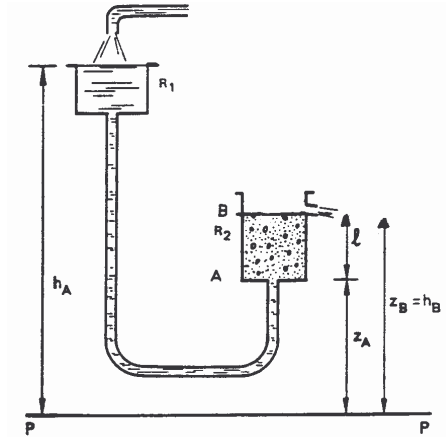


Fig.5.17. Phénomène de bouillonnement

Ramenons l'étude à un plan de référence horizontal PP. On a :

- Niveau piézométrique h_A en A : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_1 .
- Niveau piézométrique h_B en B : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_2 .
-

En désignant par Z_A et Z_B les côtes respectives de A et de B, on a comme niveau piézométrique :

$$\text{En A :} \quad h_A = Z_A + \frac{P_A}{\gamma_w}$$

$$\text{En B :} \quad h_B = Z_B + \frac{P_B}{\gamma_w}$$

Le gradient hydraulique i dans le récipient R_2 de longueur l est donc :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l} = \frac{Z_A - Z_B}{l} + \frac{P_A - P_B}{l \cdot \gamma_w} = -1 + \frac{P_A - P_B}{l \cdot \gamma_w}$$

d'où :

$$P_A - P_B = l \cdot \gamma_w \cdot (1 + i)$$

Supposons que l'on augmente le gradient i en soulevant progressivement le récipient R_1 . Il arrive un moment où la différence de pression ($P_A - P_B$) devient égale au poids du sable dans le récipient R_2 .

$$P_A - P_B = l \cdot \gamma$$

où γ est le poids volumique du sable saturé d'eau.

A partir de cet instant, le sable s'émulsionne dans l'eau qui entraîne dans son écoulement ascendant comme si tout l'ensemble avait une consistance liquide.

Cet état particulier est celui des sables bouillants. Il se produit lorsque le gradient hydraulique prend une valeur critique i_c dite gradient de bouillonnement qu'on peut évaluer à partir des relations précédentes :

$$P_A - P_B = l \cdot \gamma_e \cdot (1 + i_c) = l \cdot \gamma$$

d'où :

$$i_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G - 1}{1 + e}$$

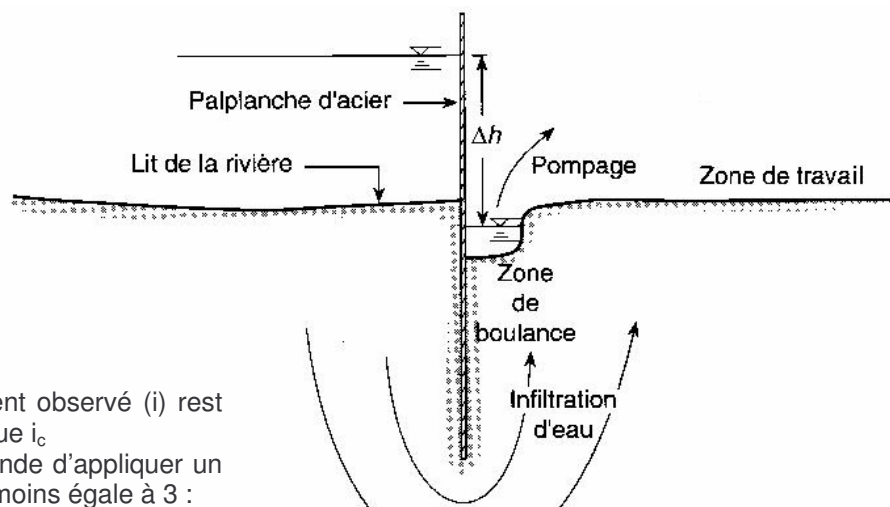
Rappel : $G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

où $\frac{\gamma'}{\gamma}$ est la densité déjaugée du sable parfaitement saturé. Or, pour le sable $\gamma' \neq \gamma_w$; il en résulte que $i_c \neq 1$.

Ce même phénomène peut se produire dans la nature. Imaginons un courant d'eau ascendant à travers une couche de sable fin. Si le courant est lent, autrement dit si le gradient hydraulique correspondant est faible, il n'y a pas entraînement d'éléments solides. Si le gradient hydraulique augmente pour une quelconque raison et atteint sa valeur critique, on voit que le courant d'eau soulève les grains de sable et le milieu perd toute consistance au chargement comme si il était liquéfié. On peut observer un tel phénomène le long des plages de sable soumises à de fortes marées. Il porte, d'ailleurs, le nom de sable mouvant et est à l'origine de divers accidents d'enlèvement et de perte de portance des fondations. C'est le cas des sources côtières et de l'infiltration de l'eau à l'intérieur d'une enceinte étanche (rideau de palplanches, ...)

4.2. Renards

L'infiltration d'eau sous un ouvrage (barrage, construction, rideau de palplanches, ..) peut provoquer un phénomène similaire au sable bouillant quand le gradient hydraulique observée atteint une certaine valeur critique. Au départ, on assiste à une augmentation de la vitesse d'écoulement avec un entraînement progressif des éléments fins du sol et, très rapidement, un entraînement générale des divers matériaux constituant le milieu. Il se forme alors une voie de circulation d'eau privilégiée à travers laquelle la venue d'eau prend rapidement une allure catastrophique et qu'on désigne par Renard. Celui-ci est donc caractérisé par la rapidité de sa formation qui peut être à l'origine de désordres importants pour tous les ouvrages situés à proximité (rupture de barrages, fissuration de bâtiments, renversement d'un rideau de palplanches, ...).



A Noter :

Il faut donc que le gradient observé (i) rest inférieur au gradient critique i_c . En pratique, on recommande d'appliquer un facteur de sécurité F_s au moins égale à 3 :

$$F_s = \frac{i_c}{i} \geq 3$$

Fig. : 5.18: Bouillonnement d'eau de palplanche et bouillonnement du sol

4.3. Dispositions constructives pour prévenir les Renards

On peut envisager diverses mesures pour réduire les risque de formation d'un renard. Notamment :

- Diminuer la valeur du gradient hydraulique (donner aux palplanches, cf. fig. : 5.19, une fiche suffisante dans le sol ; prévoir un tapis imperméable du côté amont d'un barrage en terre, ...)
- Charger le sol où émerge l'infiltration derrière l'ouvrage avec un matériau pouvant jouer le rôle de filtre et en choisissant judicieusement sa granulométrie. On empêche ainsi l'entraînement des éléments fins de sol. Les deux conditions à remplir sont donc :

$$\underbrace{4,5.d_{15}(\text{terrain})}_{\text{condition de perméabilité}} \leq d_{15}(\text{filtre}) \leq \underbrace{4,5.d_{85}(\text{terrain})}_{\text{condition de filtre}}$$

- Enfoncer des piézomètres de décharge comportant des crépines à leur pointe dans le sol où il y a risque d'apparition d'un renard.

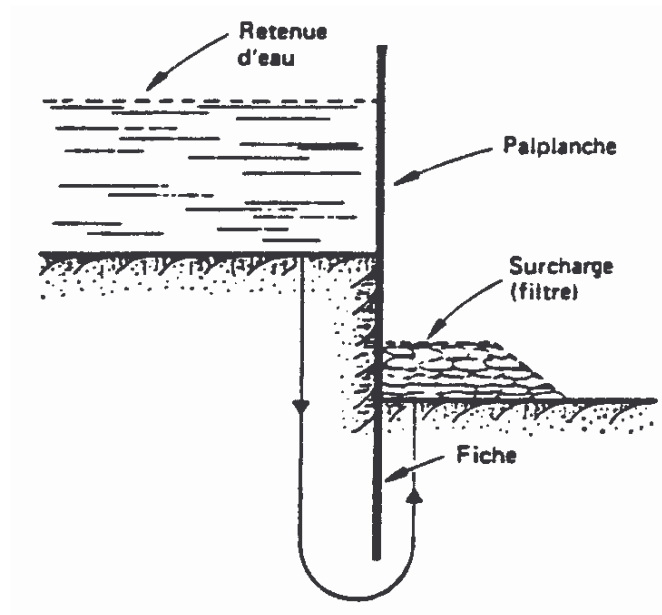


Fig.5.19 Exemple de dispositif anti-renard
Cas d'un rideau de palplanches.

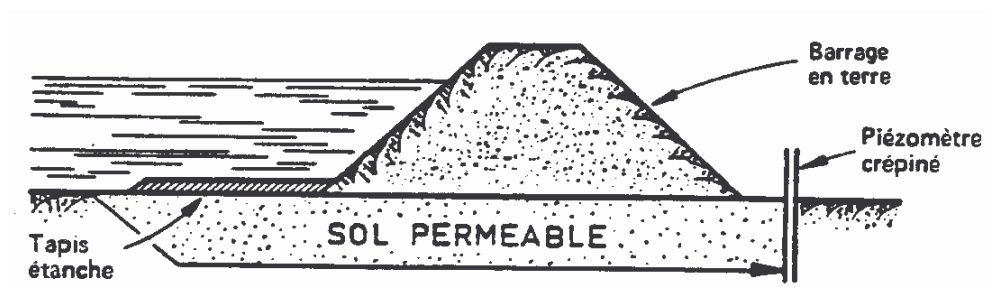


Fig.5.20 Exemple de dispositif anti-renard
Cas d'un barrage en terre.*

1. Pour déterminer le facteur de sécurité F_s , on doit d'abord calculer le gradient hydraulique critique I_c et le gradient hydraulique observé I .

$$I_c = \frac{G - 1}{1 + e} = \frac{2,70 - 1}{1 + 0,82} = 0,93$$

$$I = \frac{\Delta h'}{b} \quad \text{où } \Delta h' = \text{perte de charge associée à la fraction du carré où les risques de}$$

$$\text{boulance sont les plus élevés} = \frac{4,8 \text{ m}}{8,6 \text{ carrés}} \times 0,3 \text{ carré} = 0,17 \text{ m}$$

b = la longueur la plus courte associée à la perte de charge $\Delta h'$ et mesurée à la règle le long des palplanches = 0,35 m

$$I = \frac{0,17 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} = 0,48$$

$$\text{D'où :} \quad F_s = \frac{I_c}{I} = \frac{0,93}{0,48} = 1,94$$

On peut conclure que le sol n'est pas dans un état de boulance, puisque le facteur de sécurité est supérieur à 1. Cependant, comme ce facteur est inférieur à 3, la valeur recommandée, il faudra enfoncer les palplanches plus profondément afin d'augmenter la sécurité dans la zone asséchée et autour des palplanches.

2. On calcule la charge hydraulique totale (h) en additionnant la charge d'élévation (h_e) et la charge de pression (h_p) :

$$h_{eA} = 5,2 \text{ m} \quad h_{pA} = 7,1 \text{ m} - \left(\frac{4,8 \text{ m}}{8,6 \text{ carrés}} \right) \times 2,3 \text{ carrés} = 5,8 \text{ m} \quad \text{d'où :}$$

$$h = 5,2 \text{ m} + 5,8 \text{ m} = 11,0 \text{ m}$$

Exercice 5.10

On veut construire un quai et un escalier sur le bord d'une berge rocheuse escarpée, afin d'avoir accès à un lac. Pour y arriver, on doit effectuer une excavation de 25 m sur 6,7 m dans le dépôt de sable situé au fond du lac.

On utilisera des palplanches et une pompe pour maintenir à sec l'excavation durant les travaux de construction. À l'aide des informations contenues à la figure ci-après, déterminez :

1. La capacité minimale de la pompe qui permettra de réaliser les travaux au sec,
2. Le gradient critique, le gradient hydraulique maximal observé et le facteur de sécurité relatif à l'état de boulance.

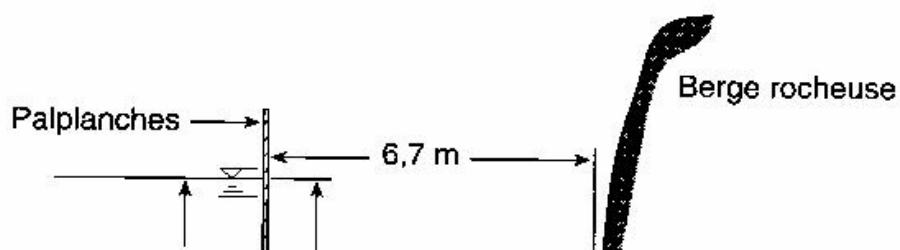


Fig.5.23

Exercice 5.11

On considère un rideau de palplanches destiné à la réalisation d'une fouille. Le sol, perméable, est le siège d'un écoulement permanent dont les caractéristiques sont représentées sur le schéma ci-après.

Sachant que $H_1 = 5\text{m}$, $H_2 = 2\text{m}$ et $K = 10^{-6} \text{ m/s}$:

- a. Calculer le débit d'eau dans la fouille,
- b. Calculer le gradient hydraulique de l'écoulement FF', EE' , et le gradient moyen entre EF. Comparer ces 3 valeurs.
- c. Calculer la pression interstitielle en M, P et E,
- d. Le sol a un poids volumique $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$. Peut-on craindre un phénomène de renard ?

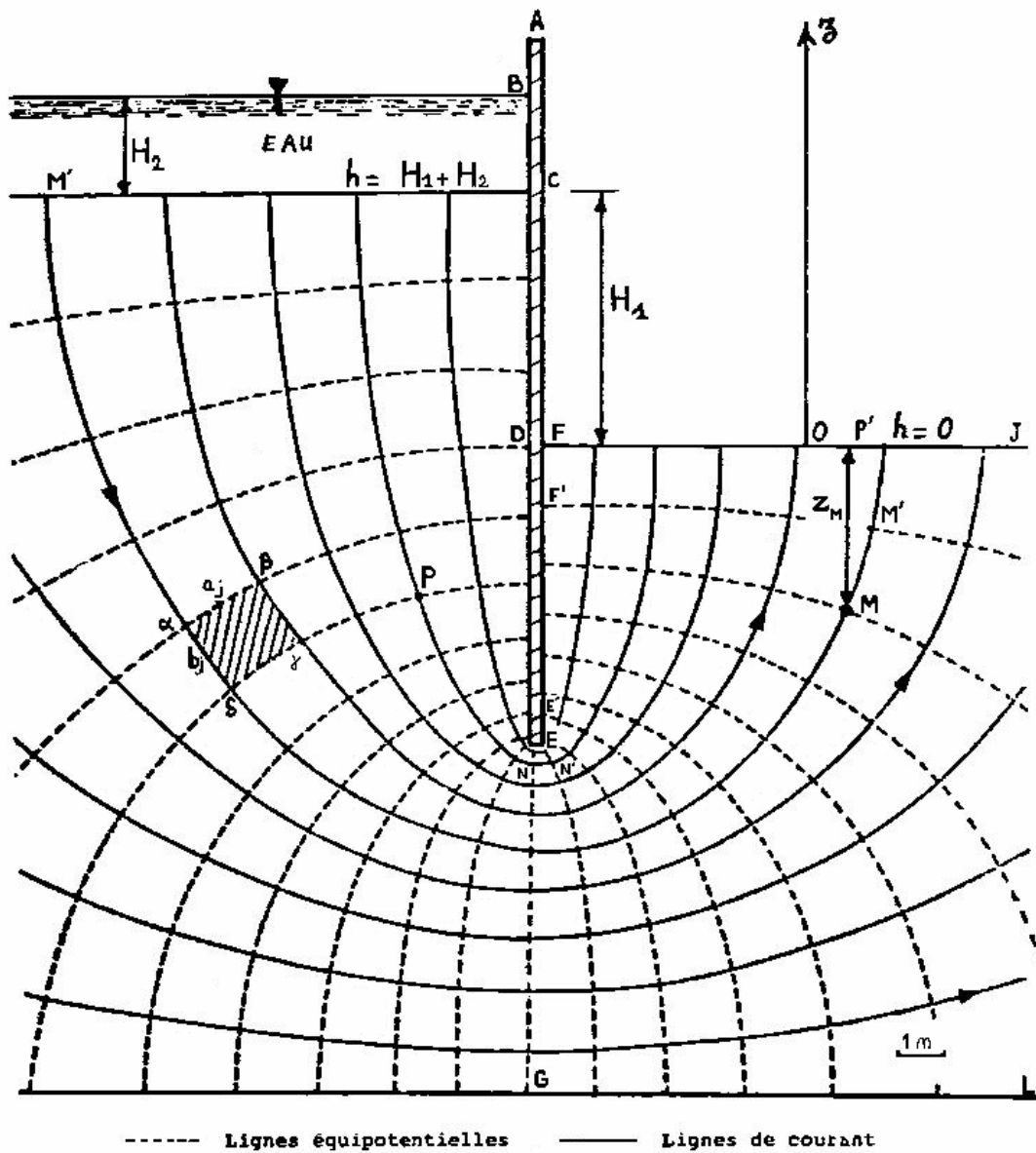


Fig.5.24

Réponse : a) $Q = 3,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$; b) $I_{FF'} = 0,3$; $I_{EE'} = 0,9$; $I_{EF} = 0,42$
 c) $u(M) = 40 \text{ KPa}$; $u(E) = 82,5 \text{ KPa}$; $u(P) = 80,5 \text{ KPa}$; d) Non

5. ASCENSION CAPILLAIRE DANS LES SOLS NON SATURES : LOI DE JURIN

5.1. Description du phénomène

Dans un tube capillaire, l'eau monte jusqu'à une hauteur h de telle façon que le poids de la colonne d'eau équilibre les forces de tension superficielles (fig.5.25).

La résultante des forces capillaire est :
 $2\pi.r.T.\cos\alpha$ ou encore $2\pi.r.A$

, avec $A = T.\cos\alpha$, A étant appelé **tension superficielle de l'eau**

Le poids de la colonne d'eau est $h.\gamma_w.\pi.r^2$,
d'où :

$$h = \frac{2.A}{r.\gamma_w}$$

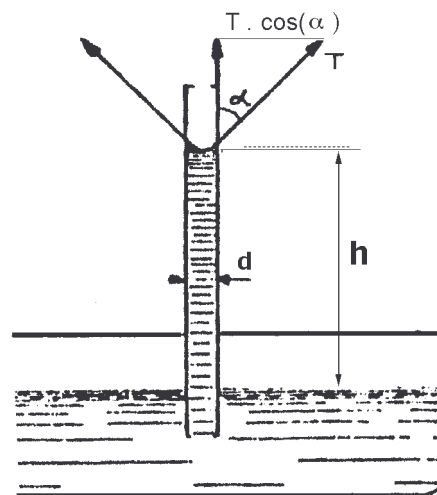


Fig.5.25 : Loi de Jurin

A noter :

1. La loi de JURIN exprime que l'ascension capillaire est inversement proportionnelle au diamètre du tube,
2. T = constante capillaire qui pour l'eau au contact de l'air est égale à 73.10^{-3} N/m à 20°C , et 62.10^{-3} N/m à 80°C ,
3. La tension superficielle (A) de l'eau aux températures usuelles est de l'ordre de 8.10^{-4} N/cm, ce qui est faible. Il faut donc r petit pour que h soit élevé.

5.2. Application au sols : conséquence pratique

Le phénomène se retrouve dans les sols, sans toutefois être aussi simple car les vides forment un réseau très complexe. L'eau remonte par capillarité au-dessus de la nappe phréatique et on appelle hauteur d'ascension capillaire h , la zone qui est ainsi mouillée quand le phénomène est devenu stationnaire sans toutefois que sol soit considéré comme saturé !, l'eau de capillarité passant en effet par le film adsorbée.

La hauteur d'ascension capillaire dépend évidemment de la granulométrie et de l'indice des vides ; elle dépend aussi dans une certaine mesure, de la forme des grains et des impuretés de surface des grains solides. Elle croît lorsque la taille des grains décroît et l'on a sensiblement :

$$h = \frac{C}{d_{10}}$$

, avec h et le diamètre d_{10} sont exprimés en cm. C est un coefficient qui peut varier suivant les sols 0,1 à 0,5 cm^2 .

La conséquence pratique du phénomène de capillarité c'est qu'elle augmente localement la résistance du sol (phénomène de pré-consolidation).

Ce phénomène, bien connu depuis l'antiquité, trouve son application pratique lorsque l'on fonde un ouvrage sur un sol sableux : on compacte très simplement l'assise de fondation en versant de l'eau.

1. GENERALITE -DEFINITIONS

1.1. Avant-propos

Une fondation, un remblai, un barrage ou un mur de soutènement exercent sur le sol une charge qui produit des déplacements. Comme le laisse prévoir la loi de comportement du sol, suivant la valeur de cette charge le sol admettra des déplacements limités (comportement élastique du sol) ou bien très grands, le sol cède sous la charge (comportement plastique du sol). On voit apparaître les deux grandes classes de problèmes à résoudre :

- ✓ **La détermination de la charge limite (à ne pas atteindre) qui provoque la rupture,**
- ✓ **L'estimation des déplacements provoqués par la charge lorsque celle-ci est inférieure à la charge limite.**

Nous nous intéresserons ici à cette deuxième classe de problèmes ; les déplacements qui nous intéressent sont les déplacements verticaux de la surface du sol sous la fondation ou l'ouvrage envisagé : les tassements. Il s'agit de vérifier que ces tassements restent admissibles pour l'ouvrage. Plus que la valeur absolue du tassement, c'est celle des tassements différentiels qu'il faut limiter c'est-à-dire la différence entre les tassements des différents points du même ouvrage. Si L est la portée entre deux appuis d'un ouvrage on limitera les tassements différentiels à :

- ✓ **$L/600$ pour les maçonneries**
- ✓ **$L/1000$ pour les ouvrages en béton armé**

1.2. Définitions

Un sol est dit **compressible** si son volume peut changer. La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes :

1. La compression du squelette solide,
2. La compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides,
3. L'évacuation de l'eau contenue dans les vides.

A noter : L'eau étant considéré incompressible, dans le cas d'un sol saturé, la compressibilité ne sera due qu'à 1) et 3).

On appelle **tassement** la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblais, digues,...). La part la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est-à-dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume.

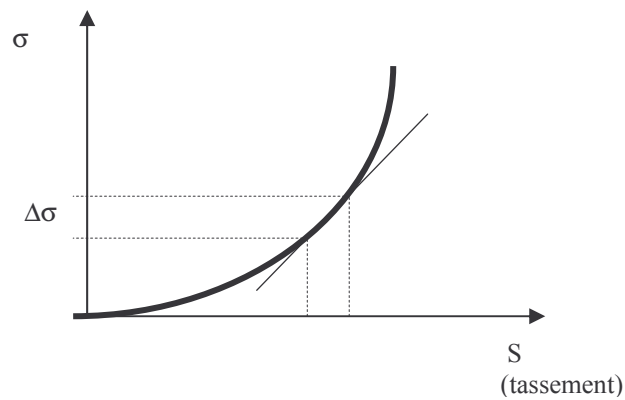
On appelle **consolidation** le phénomène de réduction de volume d'une couche de sol saturé, par évacuation graduelle de l'eau, sous l'effet d'une contrainte normale.

1.3. Le sol un matériaux imparfaitement élastique

Le calcul des tassements en mécanique des sols est rendu complexe du fait de la difficulté pratique à décrire par une loi le comportement d'un sol. En particulier, il n'est pas possible de définir pour les sols un coefficient d'élasticité linéaire E comme c'est le cas en béton armé ou encore les métaux.

Dans le cas d'un sol, la loi de Hooke n'est donc pas immédiatement applicable.

On peut cependant définir un module de compressibilité E' déterminé expérimentalement et variant avec la charge appliquée. On admet cependant que dans chaque intervalle où E' est constante la loi de comportement est linéaire.



Aussi détermine-t-on de façon séparée et à partir de différentes méthodes, les *contraintes* puis les *tassements*

2. CALCUL DES CONTRAINTES AU SEIN D'UN MASSIF – PRINCIPES GENERAUX

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

2.1. Principe de superposition

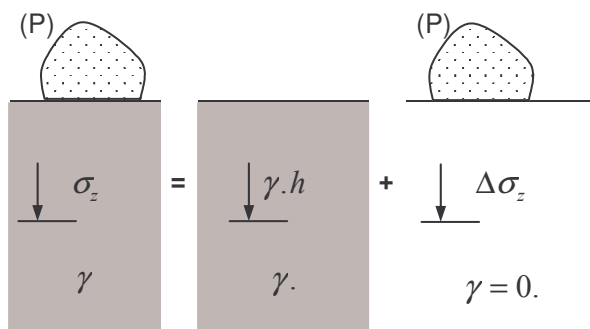


Fig.6.1 : Principe de superposition

Ce principe est le suivant : si dans un milieu à l'état de contrainte ($\Sigma 1$) correspond l'état de déformation ($\epsilon 1$) et à l'état de contrainte ($\Sigma 2$) correspond l'état de déformation ($\epsilon 2$), alors à l'état de contrainte ($\Sigma 1 + \Sigma 2$) correspondra l'état de déformation ($\epsilon 1 + \epsilon 2$)

On aura en général dans un sol de poids volumique γ :

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

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

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

2.2. Cas d'un sol à surface horizontale uniformément chargé

Considérons un massif à surface horizontale uniformément chargé par une distribution de charge d'intensité. La contrainte totale à la profondeur H est d'après le principe de superposition égale à la contrainte due à la pesanteur augmentée de la contrainte due à la surcharge.

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

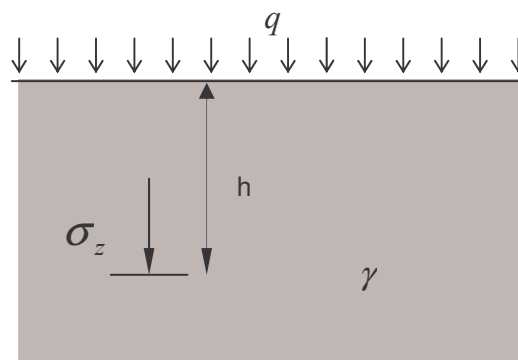


Fig.6.2 : Massif uniformément chargé

2.3. Cas d'une charge ponctuelle

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

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

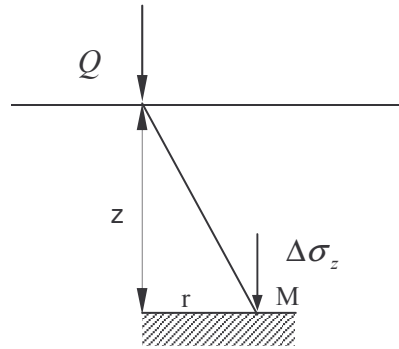


Fig.6.3 : Charge ponctuelle

Cette relation peut encore s'écrire :

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

Application :

Soit $Q = 10$ tonnes

Déterminer $\Delta\sigma_z$ pour $z = 4$ m à $r = 0,5$ m

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

2.4. Cas d'une charge rectangulaire uniforme

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

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

q en kN / m^2

$k = k(m, n)$ avec $m = \frac{a}{z}$; $n = \frac{b}{z}$ est un facteur d'influence sans dimension donné dans l'abaque N° 2

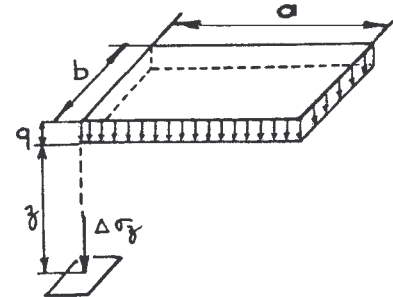


Fig.6.4 : Charge rectangulaire uniforme

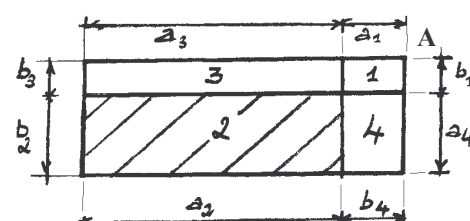
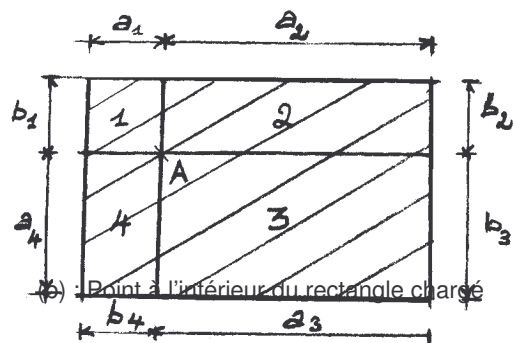
Si le point A est à l'intérieur du rectangle chargé (fig.6.4 b) :

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

Application :

Soit un dallage 5×4 m² appliquant sur le sol une charge surfacique de 250 kg/m²

Déterminer $\Delta\sigma_z$ pour $z = 2$ m au point A intérieur au dallage de coordonnée par rapport à l'angle supérieur gauche du dallage (3 ; 2)



Si le point A est à l'extérieur du rectangle chargé, (fig.6.4 c)

$$\Delta\sigma_z = (k_{1,2,3,4} - k_{(3,1)} - k_{(1,4)} + k_1).q$$

$k_{i(i=1,2,3,4)}$: facteur d'influence du rectangle i

(c) : Point à l'extérieur du rectangle chargé

2.5. Cas d'une charge circulaire

Dans l'axe d'une charge circulaire uniforme de rayon (fig.6.5), l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur z est :

$$\Delta\sigma_z = J.q$$

$$J = 1 - \frac{1}{\left\{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right\}^{\frac{3}{2}}} \quad \text{donné par l'abaque N° 3}$$

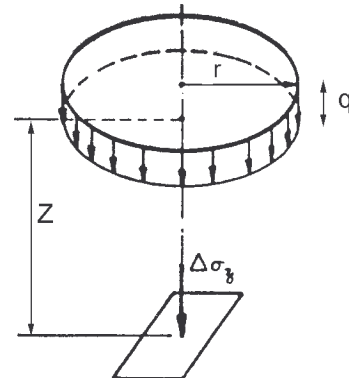


Fig.6.5 : Charge circulaire

2.6. Charge en remblai de longueur infinie

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

$$\Delta\sigma_z = I.q$$

$I = I\left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z}\right)$: coefficient sans dimension donné dans l'abaque N° 4

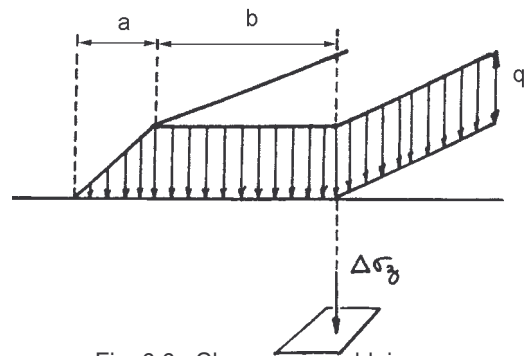


Fig. 6.6 : Charge en remblai

A noter :

Il s'agit bien d'une valeur de contrainte **sous le coin** d'une distribution de charge. Ainsi, lorsque le remblai à deux versants, ne pas oublier d'additionner l'action de la partie de droite à celle de la gauche cf. le schéma ci-après :

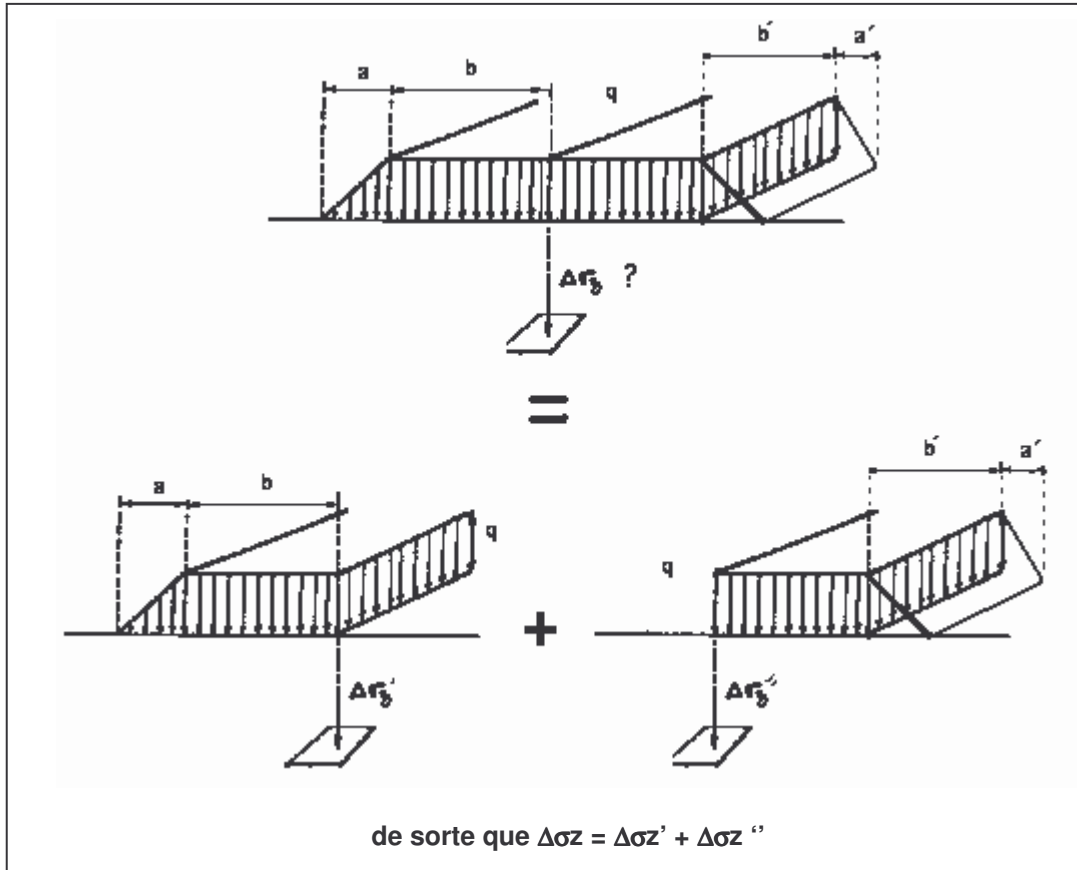
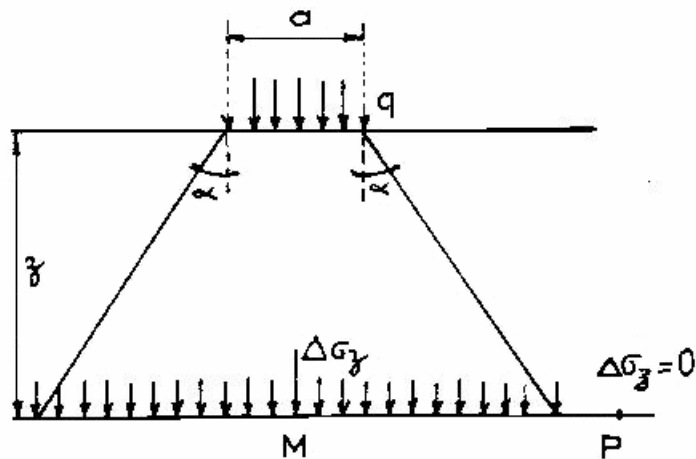


Fig. 6.6a : participation de la partie de droite et de gauche du remblai

2.7. Diffusion simplifiée des contraintes – cas des semelles continues

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

On suppose qu'il y a une diffusion uniforme des contraintes avec la profondeur, limitée par des droites faisant un angle α avec la verticale :

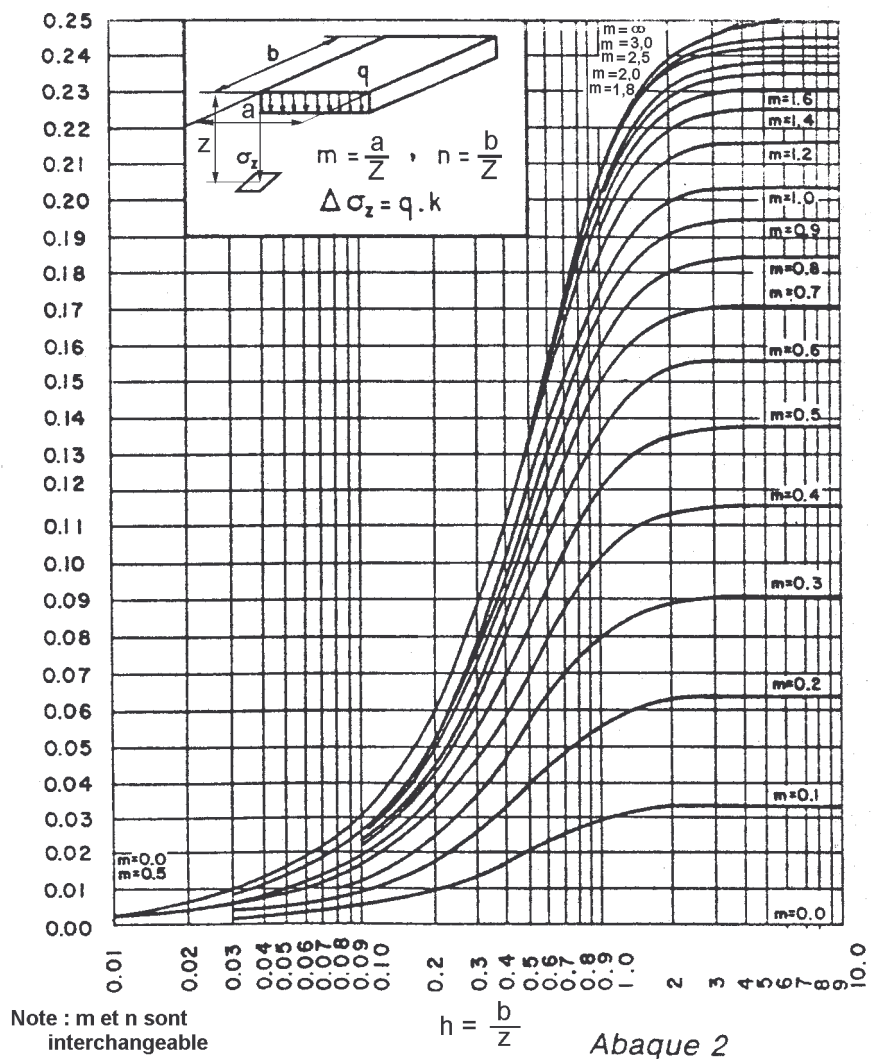
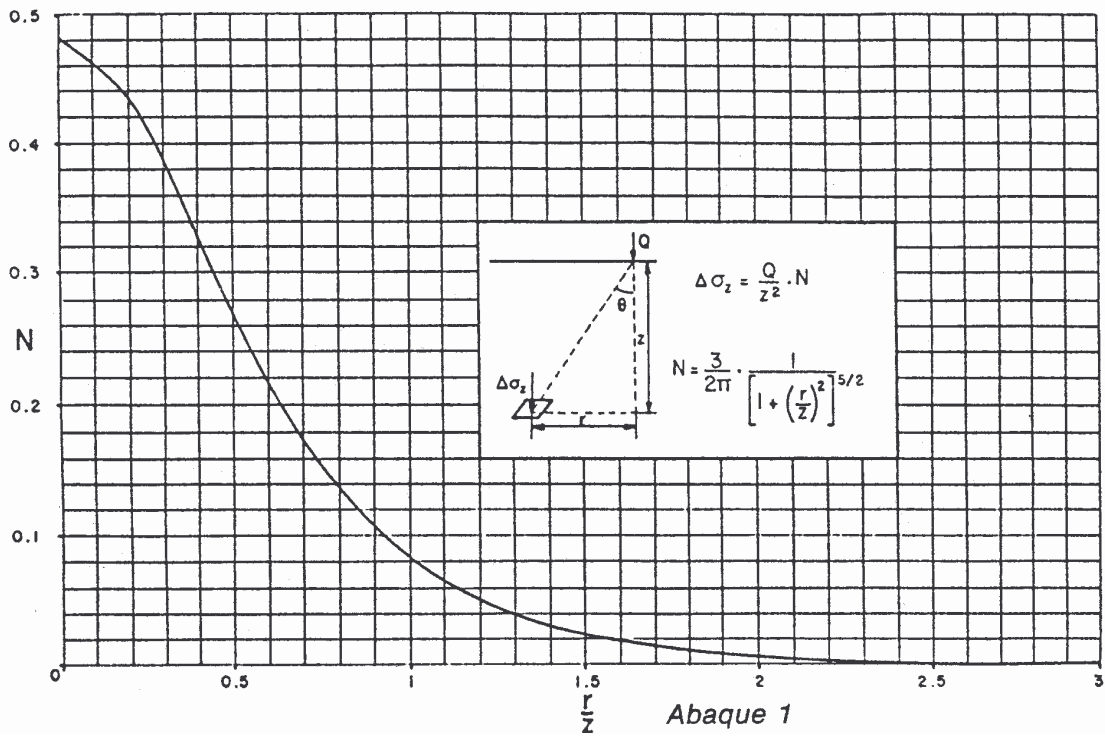


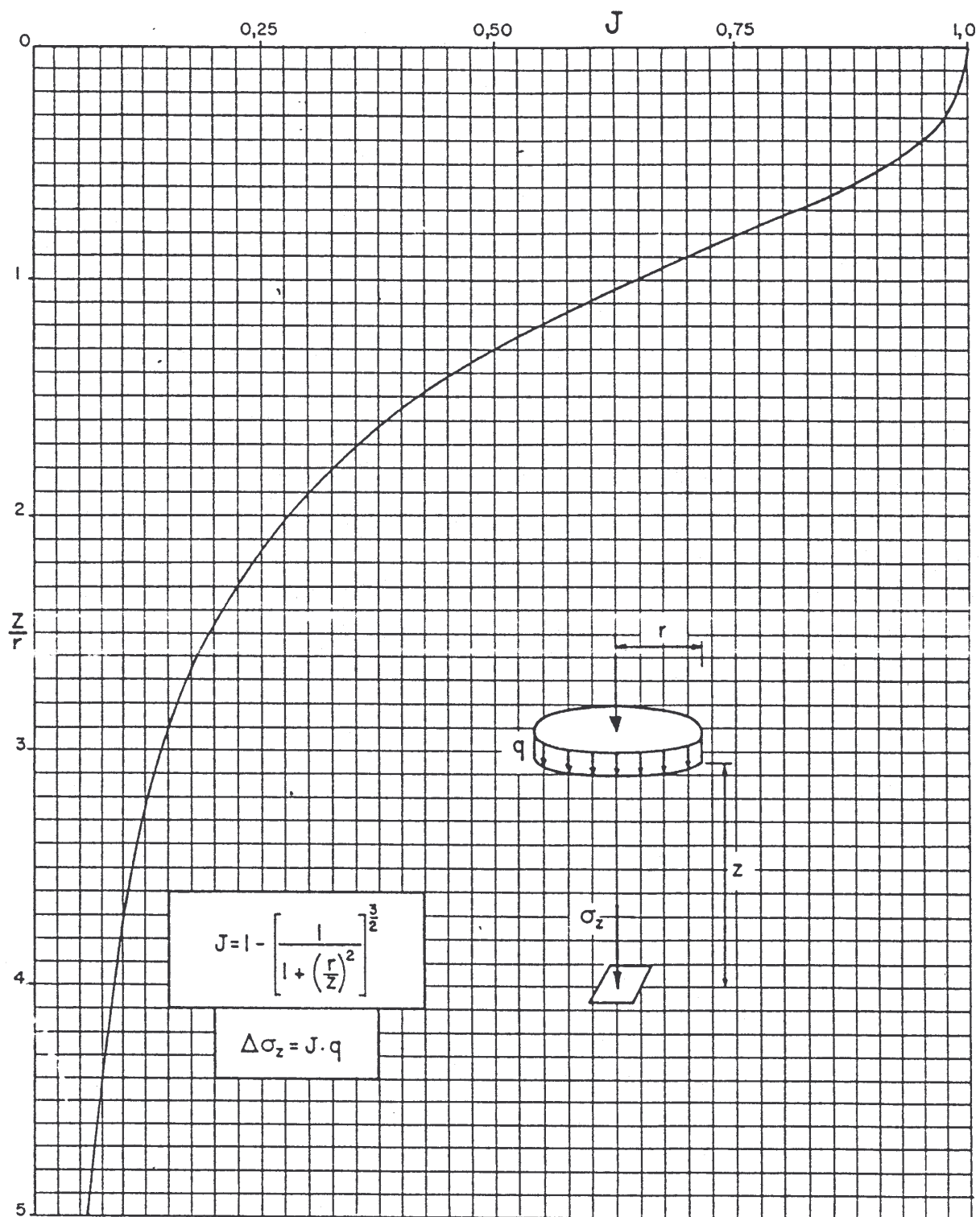
Dans le cas de la figure ci-dessus :

$$\begin{cases} (\Delta\sigma_z)_M = q \cdot \frac{a}{a + 2 \cdot Z \cdot \text{tg}(\alpha)} \\ (\Delta\sigma_z)_P = 0 \end{cases}$$

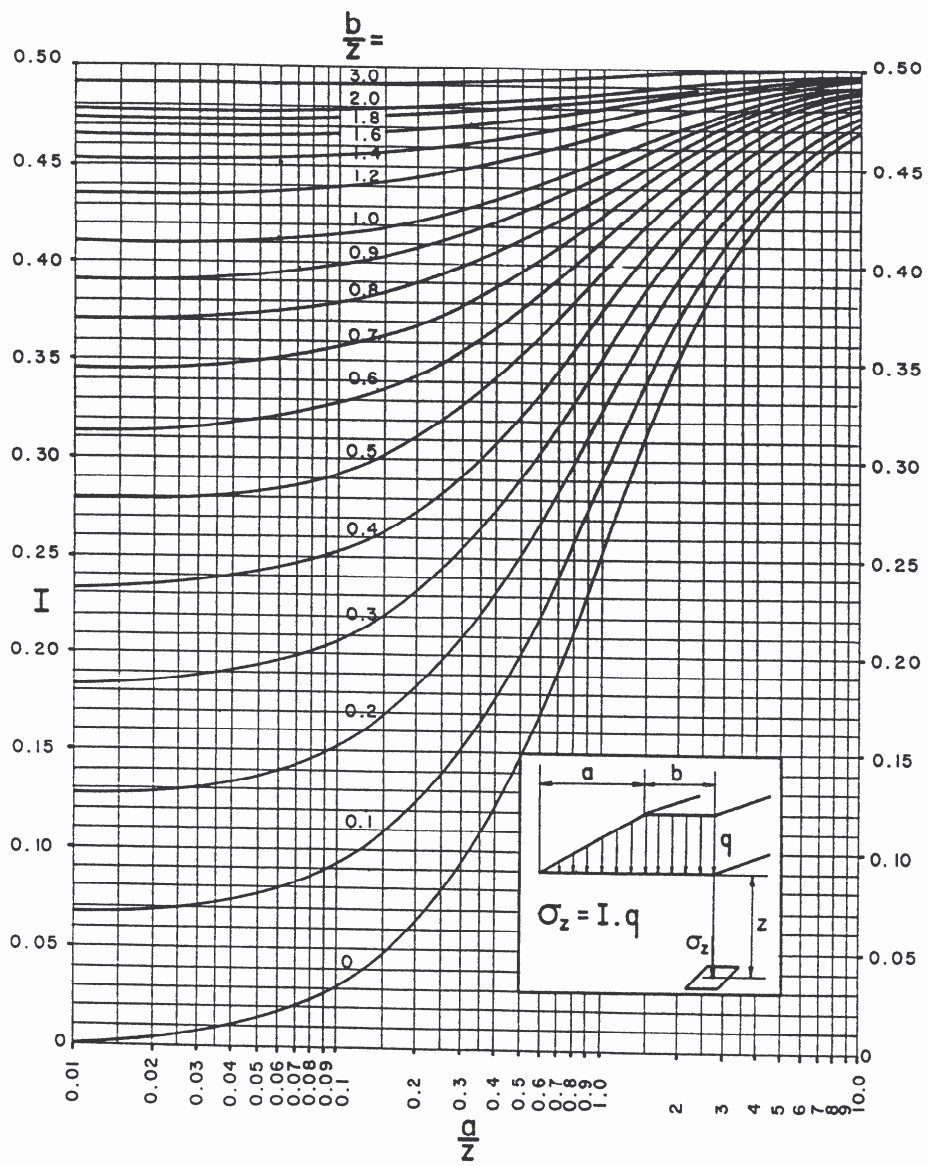
A noter :

La valeur de α est généralement prise égale à 30° .





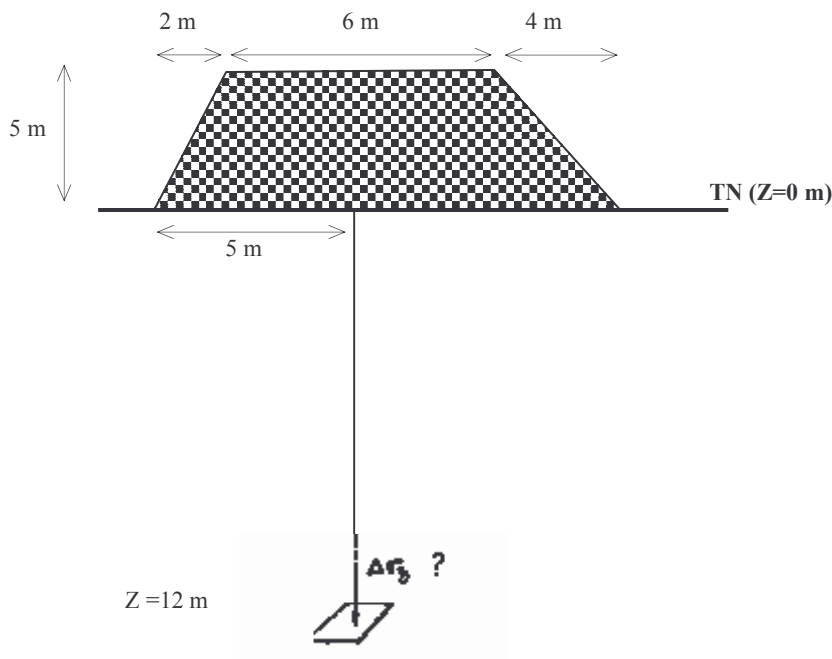
Abaque 3



Abaque 4

2.8. Exercice d'application corrigé

Soit un remblai de barrage ayant les dispositions constructives suivantes :



Le poids volumique du sol de remblais est de $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

On demande la valeur de surplus de contrainte $\Delta\sigma_z$ créée à cause du remblais, à une profondeur Z de 12 m.

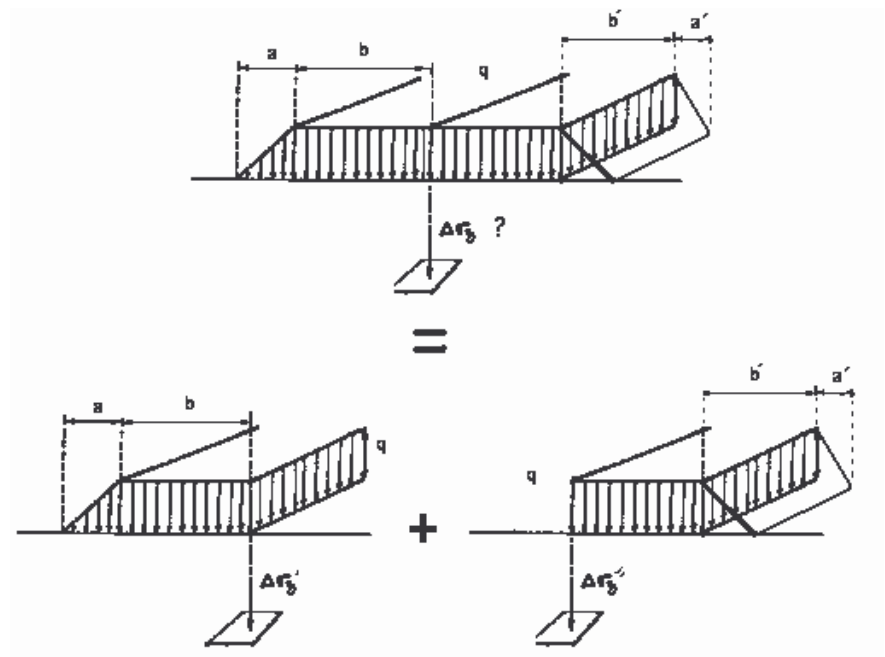
Réponse :

$$q = 5 \times 20 = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_z = 100 \times 0,2 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_z' = 100 \times 0,235 = 23,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où, } \Delta\sigma_z = 43,5 \text{ KN/m}^2$$



A noter :

La valeur de I et I' sont lues sur l'abaque 4 de ce chapitre

$$I = \left(\frac{a}{Z}; \frac{b}{Z} \right) = \left(\frac{2}{12}; \frac{3}{12} \right) = 0,2 \quad I' = \left(\frac{a'}{Z}; \frac{b'}{Z} \right) = \left(\frac{4}{12}; \frac{3}{12} \right) = 0,235$$

3. LES TASSEMENTS : REGLES GENERALES

3.1. Tassement des sols grenus

L'expérience nous apprend :

- La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide,
- Les tassements dans ces sols sont quasi instantanés, ils ont lieu immédiatement au moment de l'apparition des charges,
- Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé,
- Les déformations dans les sols grenus sont dues à deux causes :
 - ✓ D'une part un ré-enchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides (cas des contraintes usuellement rencontrées en géotechnique)
 - ✓ D'autre part une déformation des grains eux-mêmes sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact (cas de sollicitations extrêmes très rarement rencontrées en pratique)

En général, on néglige le tassement d'un sol grenu d'autant si à son voisinage il existe une couche de sol fin saturé elle-même sollicitée.

3.2. Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation

3.2.1. La consolidation : Analogie mécanique

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée.

Par contre, dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ($V = k.i$) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges.

Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

La figure ci-contre rend bien compte du phénomène de consolidation.

Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice O et reposant sur un ressort R prenant appui sur le fond du cylindre. Exerçons maintenant une force N sur le piston. Cette charge est tout d'abord prise en compte par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture O. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force F :

l'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice O s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final.

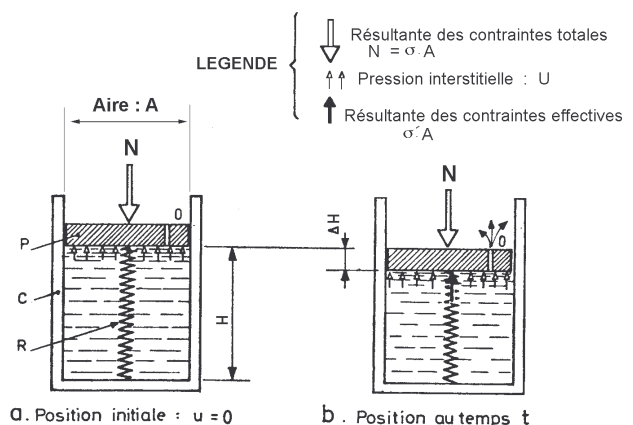


Fig. 6.7 : Modèle rhéologique de la consolidation

On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante.

Cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre les grains représentés schématiquement par l'orifice O.

L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméable.

Les sols fin sont donc très sensibles au phénomène de consolidation.

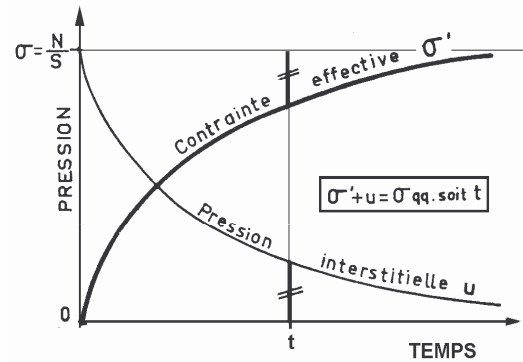


Fig. 6.8 : Contraintes et déformations dans le temps en un point donné

3.2.2. Consolidation primaire consolidation secondaire

L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol ou *tassement primaire*.

Au-delà de cette phase, toute la charge est encaissée par le ressort c'est à dire, le squelette solide. La pression interstitielle dans le massif est égale à la pression hydrostatique. La pression u induite par le chargement est nulle.

L'expérience montre que le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle *consolidation secondaire*. Elle est due à des modifications dans l'arrangement des grains du squelette solide (cf. tassement des sols grenus).

Les tassements dû à la consolidation secondaire sont faibles dans la plupart des cas (sols fins en particulier), et son effet peut être négligé par rapport aux tassements de la consolidation primaire.

Conclusion

En matière de tassement seul le tassement des sols fins saturés est la grandeur importante à déterminer car elle est à l'origine du tassement le plus important, et ce, seulement sous sa composante consolidation primaire.

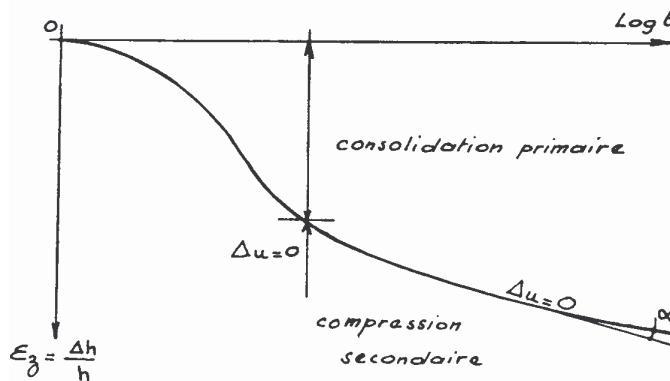
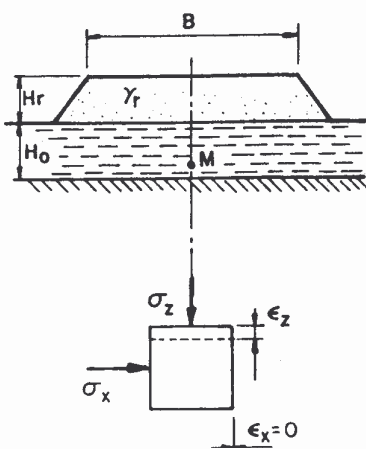
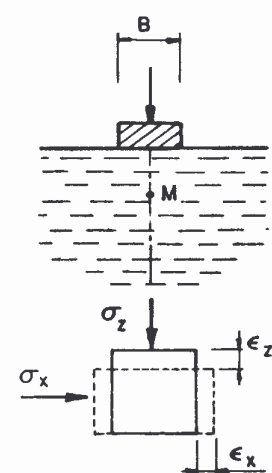


Fig.6.8. Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps

3.3. Les principales méthodes de calcul des tassements

Le calcul même des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

Méthode Oedométrique	Méthode Préssiométrique
<p><u>Ouvrages concernés</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Les remblais de grandes dimensions Les radiers 	<p><u>Ouvrages concernés</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Fondation ponctuelle ou linéaire 
<p><u>Sol concerné</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Les sols meubles (Argile) & rigides (Sable) 	<p><u>Sol concerné</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Les sols meubles (Argile) & rigides (Sable)
<p><u>Critère : (paramètre déterminant)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Concerne des déformations à volume non constant, c'est-à-dire sans déformation latérale (négligée) 	<p><u>Critère : (paramètre déterminant)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Concerne des déformations à volume constant, c'est-à-dire avec déformations latérales
<p><u>Nature de l'essai :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Essai en laboratoire à l'oedomètre de TERZAGUI 	<p><u>Nature de l'essai :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Essai in situ au pressiomètre MENARD
<p><u>Type de calculs</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Calcul selon la méthode oedométrique (voir cours ci-après) 	<p><u>Type de calculs</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Calculs selon la formule de MENARD (voir cours sur les fondations – tome II)
<p><u>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Module oedométrique E' (parfois noté E_0) 	<p><u>Paramètres mécaniques utilisés (loi de comportement)</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Coefficient de poisson ν Coefficient de structure du sol α Module de déformation au tassement E_d Module de déformation à la consolidation E_c

A noter :

La frontière entre méthode oedométrique ou pressiométrique n'est pas toujours très précise (diversité des sols, rigidité ou non de la fondation, effet de bords pour les charges étendue...). Le choix d'une méthode ou de l'autre relève le plus souvent de l'expérience. Le paramètre « critère » est déterminant.

3.4 Calcul des tassements selon la méthode Oedométrique : principe

Soit un massif soumis à un système de charge (P). En un point $M_0(z_0)$ du massif, le tassement total s **selon la méthode oedométrique**, est donné par la relation :

$$s(z_0) = \int_{z_0}^{\infty} \frac{\Delta \sigma_z}{E'} dz$$

- $\Delta \sigma_z$ est la variation de contrainte total effective au point M.

- E' est le module oedométrique au point $M_0(z_0, \sigma_z)$

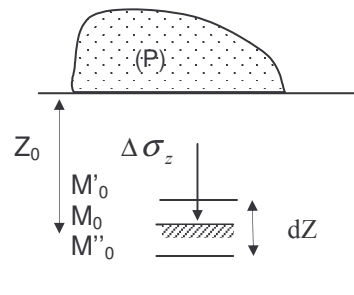


Fig.6.7 : Tassement d'un sol compressible

Application pratique : Cas d'un sol stratifié

Soit un sol compressible stratifié soumis à un système de charges (P). Soient :

- - $h_0, h_1, h_2 \dots$ les hauteurs respectives des différentes couches,
- $\Delta \sigma_{i(i=0,1,2)}$ la variation de contrainte effective totale au milieu de la couche i ,
- - $E'_{i(i=0,1,2)}$ le module de compressibilité oedométrique au milieu de la couche i .

Le tassement total sous la charge est :

$$S_{\text{tot}} = \sum_i \frac{\Delta \sigma_i}{E'_i} \cdot h_i$$

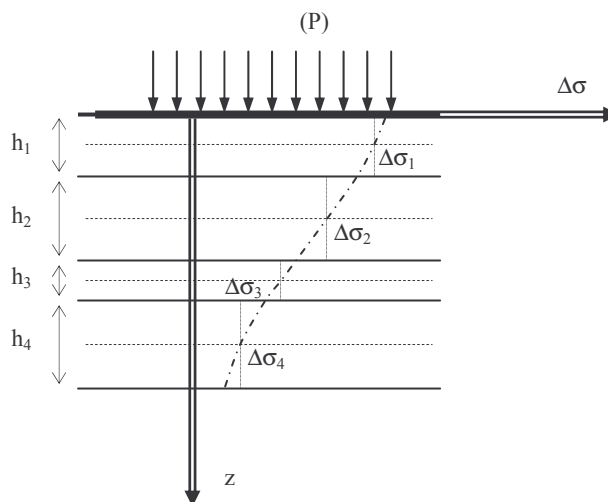


Fig. 6.8 : tassement d'un sol stratifié

D'une manière générale, le tassement total sous un système de charge (P) d'un sol stratifié est donné par la relation :

$$s = \sum_{i=i_0}^{\infty} s(h_i)$$

A noter :

1. Si des couches d'argile et de sables cohabitent, les tassements des sables sont négligés, seul le tassement des argiles étant pris en compte,
2. Si une couche dépasse 1 m d'épaisseur on la découpe en autant de couche que nécessaire (pour avoir moins de 1 mètre),
3. On remplace le plus souvent E' par l'indice de compression C_c (voir définition plus loin). Cet indice ne dépend pas (dans une certaine mesure) de $\Delta \sigma$ (surcharge), ni de la contrainte initiale effective.

4. L'OEDIOMETRE DE TERZAGHI

Cet appareil permet d'évaluer l'amplitude des tassements ainsi que leur évolution dans le temps des ouvrages construits sur des **sols saturés**. Il décrit des tassements spécifiquement de type oediométrique (tassements sans déformation latérale).

4.1. Description de l'appareil

L'appareil comprend (Fig. 6.9) :

- Une cellule contenant l'échantillon,
- Un bâti de chargement.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- Un cylindre en métal contenant l'échantillon,
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'échantillon,
- Des comparateurs mesurant les déplacements du piston au 1/100,
- L'échantillon de sol ayant un diamètre de 70 mm et une épaisseur initiale de l'ordre de 24mm (cas le plus fréquent d'oediomètre).

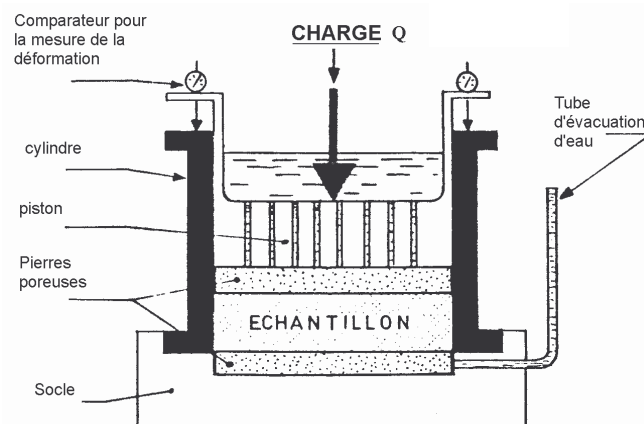


Fig.6.9 : Oediomètre de Terzaghi

Le bâti de chargement permet d'appliquer sur le piston des charges verticales Q correspondant à des pressions σ comprises entre $0,5 \cdot 10^3$ Pa et 2,5 Mpa.

4.2. Utilisation de l'Oediomètre de TERZAGHI

Les essais associés permettent d'établir deux types de courbes :

1. **Les courbes de compressibilité** qui indiquent le tassement total en fonction de la contrainte appliquée,
2. **Les courbes de consolidation** qui déterminent le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée.

5. COMPRESSIBILITE

5.1. Courbes de compressibilité

On applique à l'échantillon de sol **parfaitement saturé** des contraintes normales croissantes qui sont généralement : **0,056 ; 0,2 ; 0,4 ; 0,8 ; 1,6 ; 3,2 ; 6,4 ; 12 (en 10^5 Pa)**. Sous chaque palier de chargement, et après quasi-stabilisation du tassement (24h dans la pratique \Leftrightarrow tassement total fait), celui-ci est mesuré.

En conséquence, on trace la courbe de $\frac{\Delta h}{h}$ en fonction de σ .

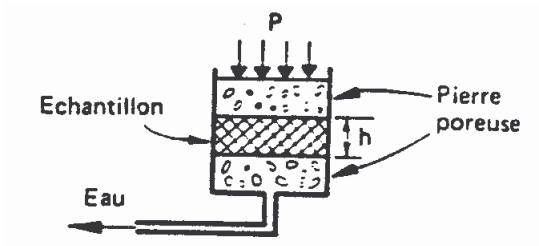


Fig. 6.10a Oedomètre : représentation simplifiée

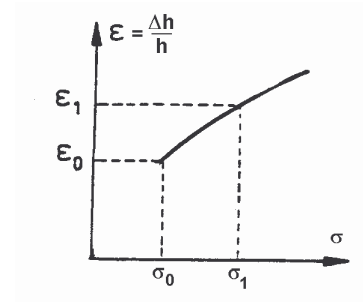


Fig. 6.10b Courbe de compressibilité

$\frac{\Delta h}{h}$ en fonction de σ

Désignons par σ_0 la pression à laquelle est soumis initialement le sol (échantillon donc non remanié) et par σ_1 la pression qui règne après la réalisation de l'ouvrage.

Pour plus de commodité, on préfère, dans la pratique, utiliser une courbe donnant plutôt la variation de l'indice des vides e en fonction de $\text{Log}(\sigma')$ (σ pour l'essai, σ' dans la réalité).

Les variations de l'indice des vides étant liées aux variations de h par la relation : $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$, avec h

épaisseur initiale de l'échantillon, et e_0 l'indice des vides initial, cette nouvelle courbe peut se déduire directement de la précédente et porte le nom de **courbe oedométrique de compressibilité**.

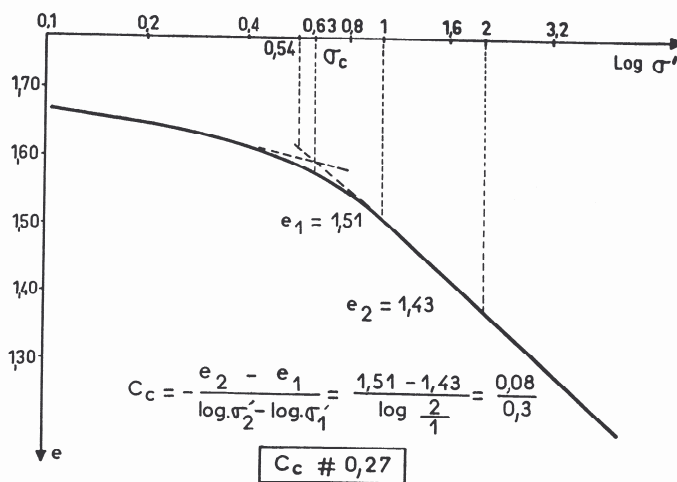


Fig. 6.10c Courbe de compressibilité e en fonction de $\log(\sigma')$

A noter :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \text{ compte tenu du type de}$$

tassement considéré (oedométrique);

Cette relation n'est plus valable pour un tassement de type pressiométrique

A noter :

1. La courbe de compressibilité se fait pour un échantillon non remanié de sol (sol en l'état où il était),
2. La courbe de compressibilité se fait de manière drainée de sorte que la force P appliqué sur l'échantillon est une contrainte effective pour l'échantillon,
3. Le tassement (ou encore variation de l'indice des vides obtenue) correspond au tassement total de l'échantillon ($t \rightarrow \infty$), ce du fait d'un échantillon de faible épaisseur (hauteur de la cellule = 24 mm) et d'une lecture après quasi-stabilisation du tassement (24h dans la pratique).

L'essai Oediométrique permet de définir :

1. Le module Oediométrique : $E' = - \frac{\Delta\sigma}{\Delta\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)}$ C'est le rapport de l'accroissement de charge à la diminution relative de l'échantillon Oediométrique (signe - car $\Delta h < 0$ quand $\Delta\sigma > 0$).

Si l'on suppose le sol élastique, ce rapport $-\frac{\Delta h}{\Delta\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)}$ est une fonction de E et ν . On trouve aussi :

$$E' = \frac{E}{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}}$$

Hypothèse de validité :
 $\Delta\sigma$ petit

A noter :

Comme E, E' est fonction de la charge. Les valeurs usuelles de E' sont de l'ordre de 100 à 3 000 bars pour les sables, de 1 à 10 bars pour les argiles molles (cf. remarque, avec un tel module un sable ne tasse pratiquement pas !).

2. Le coefficient de compressibilité $m_v = \frac{1}{E'}$ C'est l'inverse du module oediométrique

3. L'indice de compression C_c : C'est la pente de la courbe $e = \log(\sigma')$ dans sa partie après σ_c :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$$

Or $\Delta \log(\sigma') = \log(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma) - \log(\sigma_c) = \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c}\right)$

$\sigma'_{v0} \Leftrightarrow$ contrainte effective initiale du sol
 $\sigma_c \Leftrightarrow$ contrainte de consolidation
 $\Delta\sigma \Leftrightarrow$ variation de contrainte subie par le sol

D'où : $C_c = - \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c}\right)}$ Mais $\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta h}{h}$

(le tassement n'est produit que par réduction des vides)

Donc $C_c = - \frac{\frac{\Delta h}{h} \cdot (1 + e_0)}{\log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c}\right)}$, et :

(expression utilisée dans la pratique pour le calcul des tassements)

Rappel

$E_0 \Leftrightarrow$ indice des vides initiale du sol

$h \Leftrightarrow$ hauteur initiale du sol

$\sigma'_{v0} \Leftrightarrow$ contrainte effective initiale du sol

$\sigma_c \Leftrightarrow$ contrainte de consolidation

$\Delta\sigma \Leftrightarrow$ variation de contrainte subie par le sol

$$\Delta h = -h.C_c \cdot \frac{\log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma_c}\right)}{(1 + e_0)}$$

A noter :

1. Si le sol est normalement consolidé dès lors $\sigma_c = \sigma'_{vo}$, et Δh s'écrit :

$$\Delta h = -h.C_c \cdot \frac{\log\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{vo}}\right)}{(1 + e_0)}$$

*Hypothèse de validité :
sol normalement consolidé*

2. Par ailleurs, si $\Delta\sigma$ petit : $\log\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{vo}}\right) \approx \frac{1}{2,3} \cdot \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{vo}}$, et il y a alors correspondance en ce cas entre C_c et E' , tel que :

$$E' = -\frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}} = 2,3 \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{1 + e_0}{C_c}$$

Hypothèse de validité :

$\Delta\sigma$ petit + sol normalement consolidé

Rappel

$e_0 \Leftrightarrow$ indice des vides initiale du sol

$\sigma'_{vo} \Leftrightarrow$ contrainte effective initiale du sol

$\Delta\sigma \Leftrightarrow$ variation de contrainte subie par le sol

A noter :

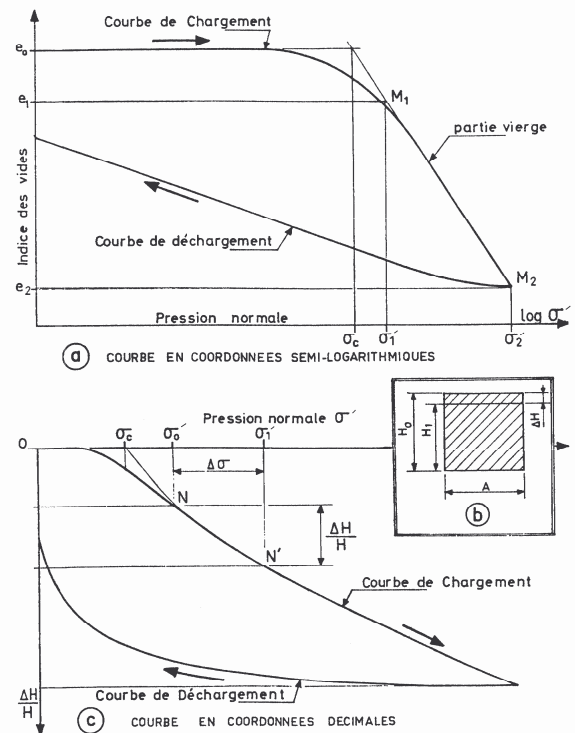
Après avoir atteint la charge maximale, on décharge également par paliers successifs, en notant le gonflement du sol.

On obtient ainsi deux courbes formant une boucle particulièrement caractéristique (fig. 6.11).

- la courbe de compressibilité de chargement
- la courbe de compressibilité de déchargement

Fig. 6.11 : Essai de compressibilité : chargement et déchargement - Représentations $(\log(\sigma') ; e)$

$(\sigma' ; \frac{\Delta h}{h})$



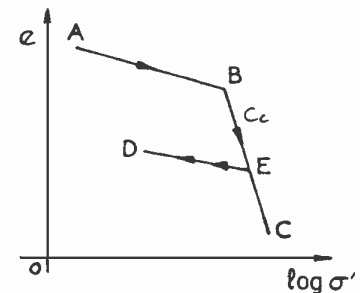
5.2.. Paramètres caractéristiques de la compressibilité - Modélisation

5.2.1. Schématisation de la courbe Oedométrique de compressibilité

La courbe oedométrique de compressibilité d'un sol peut être modélisée de la manière suivante :

- Une première partie AB à pente très faible,
- Une deuxième partie BC à pente forte. Cette pente dans le diagramme $(\log(\sigma), e)$ est appelée comme nous l'avons vu ci-avant **indice de compression** et est notée C_c , tel que :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)} \quad \text{expression valable pour } \sigma \geq \sigma_c$$



A noter :

1. Cette relation peut encore s'écrire en considérant deux points quelconques M_1 et M_2 appartenant au domaine des pressions considérées :

$$e_2 - e_1 = -C_c (\log \sigma_2 - \log \sigma_1) = -C_c \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

Application : détermination pratique de C_c à partir d'une courbe oedométrique de compressibilité, cf. fig. 6.10c

2. Ci-dessous des ordres de grandeur de l'indice de compression d'argiles courantes. On notera la Montmorillonite comme argile très compressible :

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
C_c	0,11	0,50	2,5

3. Les essais oedométriques sont longs et très coûteux. Plusieurs auteurs ont tenté de trouver des corrélations entre les caractéristiques oedométriques et les caractéristiques d'identification. SKEMPTON propose en particulier pour les argiles normalement consolidée la formule :

$$C_c = 0,009.(\omega_L - 10)$$

, avec ω_L : limite de liquidité de l'argile considérée, non exprimée en %.

4. **C_c est une grandeur caractéristique pour un sol donné** (C_c est le même entre BE et EC, cf. fig ci-dessus). Elle ne dépend pas de l'état de contrainte initiale

5.2.2. Contrainte de consolidation σ_c

La courbe de chargement présente en général deux branches d'inclinaison différente (fig.6.11a). On définit la **contrainte de consolidation** comme la contrainte correspondant à l'intersection des deux branches.

La contrainte de consolidation (encore appelée pression de préconsolidation) est la plus grande contrainte effective supportée par le sol au cours de son histoire. Elle est en générale égale au poids des terres qui correspondent à la profondeur où l'échantillon a été prélevé mais elle peut être supérieure à cette valeur si l'érosion a attaqué la surface du sol ou si le poids d'un glacier a disparu ; le sol est alors dit sur-consolidé. Eventuellement la pression de consolidation peut être inférieure au poids des terres si la consolidation naturelle des terres n'était pas terminée au moment du prélèvement de l'échantillon.

5.3 Classification des sols fin saturés vis-à-vis de la compressibilité

Soit σ'_{v0} la contrainte effective verticale ajoutée en un point d'un sol, et σ_c la contrainte de consolidation du sol en ce point. On distingue :

- les sols sur-consolidés ($\sigma'_{v0} < \sigma_c$),
- les sols normalement consolidés ($\sigma'_{v0} = \sigma_c$)
- les sols sous consolidés ($\sigma'_{v0} > \sigma_c$)

5.4. Calcul pratique du tassement de consolidation. Méthode oedométrique

Considérons un sol saturé dont la courbe oedométrique est représentée ci-dessous, et sur lequel est appliquée une charge quelconque.

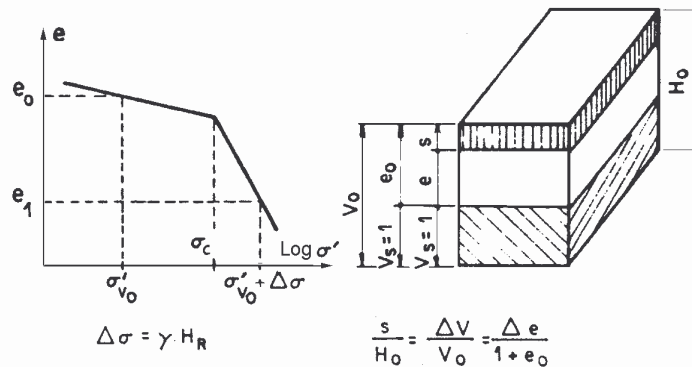


Fig. 6.11 Tassement de consolidation

Soit $\Delta\sigma$ l'augmentation de contrainte due à la charge à la profondeur z . La contrainte effective passe de la valeur σ'_{v0} avant chargement à la valeur $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$ après chargement.

La courbe oedométrique montre que l'indice des vides passe de la valeur initiale e_0 à la valeur e_1 à la fin du tassement. **En général, on néglige les variations dues à la partie presque horizontale**, de telle sorte que :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \approx -\frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c} \quad (\text{valable si } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma > \sigma'_c)$$

, et le tassement de la couche de sol d'épaisseur h_0 est alors :

$$s = \Delta h = h_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma_c}$$

Lorsqu'il y a plusieurs couches ou lorsque la couche trop épaisse a été subdivisée en sous-couches (1 m par exemple), il faut sommer les tassements des couches élémentaires :

$$s = \sum h_{0i} \cdot \frac{C_{ci}}{1+e_{0i}} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma_{ci}} \right)$$

A noter :

Si les couches sont normalement consolidées ($\sigma_c = \sigma'_{v0}$), l'expression devient :

$$s = \sum h_{0i} \cdot \frac{C_{ci}}{1+e_{0i}} \cdot \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{ci}} \right)$$

L'utilisation du tableau ci-après permet d'aboutir rapidement et simplement au résultat :

N° Couche i	Epaisseur $h_0(m)$	Indice des vides initial e_0	Indice de compression C_c	Contrainte de consolidation $\sigma_c(KPa)$	Contrainte eff. Init. $\sigma'_{v0}(KPa)$	Augmentation de contrainte $\Delta\sigma(KPa)$	Tassement de la couche $s(m)$
I							
II							
...							
n							
Total	H_{Totale}	-	-	-	-	-	S_{total}

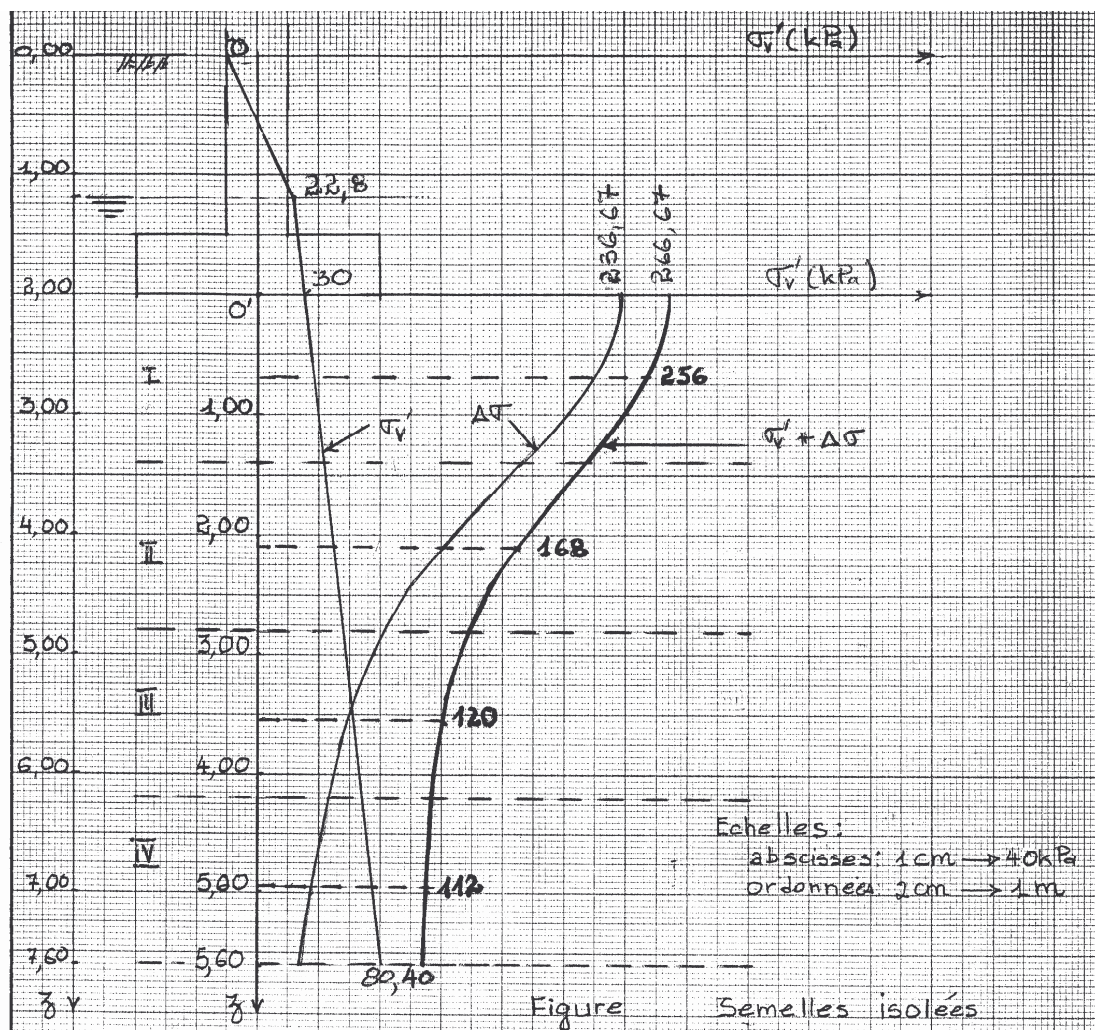
Rappel : L'augmentation de contrainte est prise à mi-hauteur de chaque couche !

5.4.1. Exercice d'application

A partir des courbes ci-après dessinées, déterminer le tassement total sachant qu'il s'agit d'une même argile sur 5,60 m

On supposera :

- L'indice des vides initiale comme constant sur les 5,6 m de hauteur d'argile : $e_0 = 1,02$,
- Le terrain comme sur-consolidé et avec comme contrainte de consolidation $\sigma_c = 100$ KPa (cte sur les 5,6 m),
- L'indice de compression de l'argile $C_c = 0,086$.



N° Couche i	Epaisseur $h_0(m)$	Indice des vides initial e_0	Indice de compression C_c	Contrainte de consolidation $\sigma_c(KPa)$	Contrainte eff. Init. $\sigma_{v0}(KPa)$	Augmentation de contrainte $\Delta\sigma(KPa)$	$\sigma_{v0} + \Delta\sigma$ (KPa)	Tassement de la couche $s(m)$
I								0,02
II								
III								
IV								
Total	H_{Totale}	-	-	-	-	-		S_{total}

6. CONSOLIDATION

6.1. Analyse mathématique de la consolidation

6.1.1. Degré de consolidation

Soient :

- S_∞ le tassement primaire final
- S_t le tassement obtenu au bout d'un temps t

Par définition, le degré de consolidation noté U est donné par la relation :

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \cdot 100 \quad (\%)$$

Exemple : Un degré de consolidation de 50% signifie que le sol a atteint un tassement égal 50% du tassement primaire final.

Le problème de la consolidation revient à déterminer le degré de consolidation U défini ci-dessus.

6.1.2. Théorie de la consolidation de Terzaghi

Hypothèses :

- 1- La couche compressible est homogène isotrope et saturée,
- 2- L'écoulement est unidirectionnel
- 3- La loi de Darcy est applicable
- 4- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche compressible
- 5- Le milieu est infini dans le sens horizontal
- 6- La surcharge provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

L'étude théorique concernant l'évolution du tassement en fonction du temps fait intervenir un paramètre sans dimension qu'on désigne par facteur temps T_v . Il est défini par la relation :

$$T_v = \alpha \cdot \frac{K \cdot E'}{\gamma_w \cdot h^2} \cdot t \quad \text{ou encore écrit : } T_v = \alpha \cdot \frac{C_v}{h^2} \cdot t$$

, et où :

- α : coefficient lié au type de drainage du sol (voir ci-après)
- K : coefficient de perméabilité du sol
- E' : coefficient d'élasticité oedométrique,
- H : épaisseur de l'échantillon
- γ_w : poids spécifique de l'eau
- t : temps réel

- C_v : coefficient de consolidation, donné par la relation : $C_v = \frac{kE'}{\gamma_w}$ (cm²/s)

Les valeurs de α étant présenté ci-après.

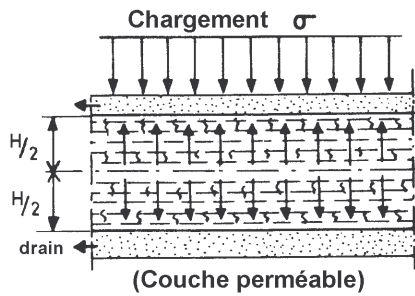


Fig.6.14 : Couche drainée sur les deux faces
 $\alpha = 4$

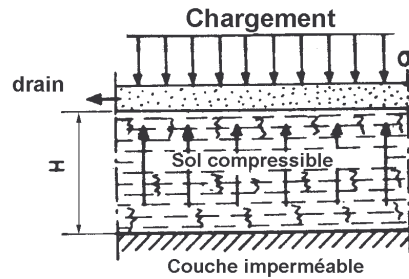


Fig. 6.15 : Couche drainée d'un seul côté
 $\alpha = 1$

Soit U % le pourcentage de tassement réalisé au bout d'un temps t.

Le tableau suivant donne les valeurs numériques de U en fonction de T_v c'est-à-dire en fonction de t

U %	T_v	U %	T_v
10	0,008	60	0,287
20	0,031	70	0,403
30	0,071	80	0,567
40	0,126	90	0,848
50	0,197	100	∞

Ce tableau peut être représenté approximativement par la relation :

$$U \% = 100 \cdot \sqrt[6]{\frac{(T_v)^3}{(T_v)^3 + 0,5}}$$

6.2. Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v

La procédure utilisée pour tracer la courbe de consolidation consiste à mesurer les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps sous une charge constante (pour des conditions de charge identique).

Le temps $t = 0$ correspond au début du chargement. On mesure les tassements à des temps variables, par exemple, 10'' ; 20'' ; 30'' ; 1' ; 2' ; 5' ; 10' ; 20' ; 40' ; 2h ; 4h...

Ceci permet de tracer point par point une courbe dite courbe de consolidation donnant les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du logarithme du temps. fig. 6.16

En résumer :
Calcul de C_v à partir de la courbe de consolidation :

- On détermine h_0 (cf. déf.),
- On détermine h_{100} (cf. déf.),
- On calcule h_{50} ,
- On en déduit t_{50} ,
- A partir de t_{50} et des caractéristiques de la cellule oedométrique utilisée ($\alpha = 4$; $h = 24$ mm) on calcule C_v ,

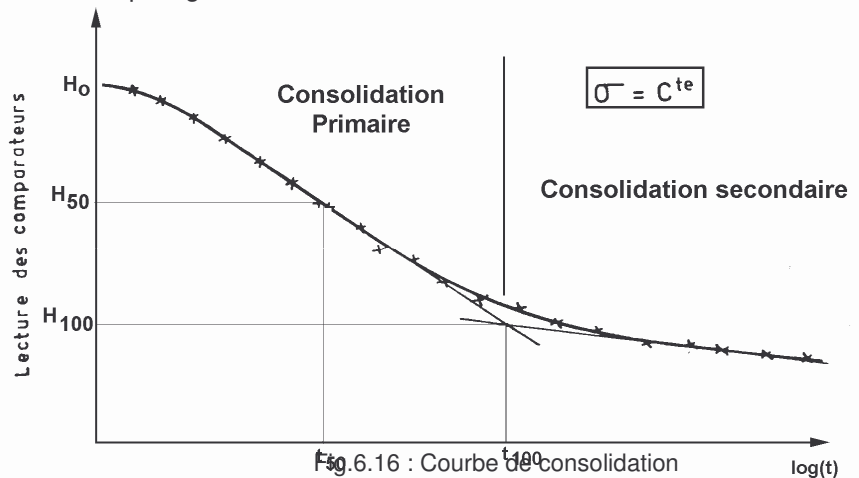


Fig.6.16 : Courbe de consolidation

En appliquant la théorie de la consolidation, la courbe de consolidation donne pour un essai suffisamment prolongé, la consolidation secondaire. L'intersection des tangentes aux deux branches de la courbe définit la fin pratique de la consolidation primaire correspondant à h_{100} et t_{100} sur la figure.

De même, la valeur h_0 correspondant au début de l'essai est définie par une construction graphique (voir pour la méthode l'exemple ci-après).

Soit h_{50} le point à mi-distance entre h_0 et h_{100} ; c'est la valeur correspondant à un degré de consolidation.

On en déduit le temps t_{50} .

Or pour $U = 0,5$ on a $T_v = 0,197$ (Cf. formule ci-avant), sachant que la cellule oedométrique est drainé haut et bas ($\alpha = 4$) et que la cellule fait 24 mm de hauteur ($H = 24$ mm)

$$C_v = \frac{T_v \frac{H^2}{\alpha}}{t} \Rightarrow C_v = \frac{0,197 \cdot \frac{2,4^2}{4}}{t_{50}} \quad (C_v \text{ en } cm^2/s)$$

7. EXERCICES RESOLUS

Exercice n° 1

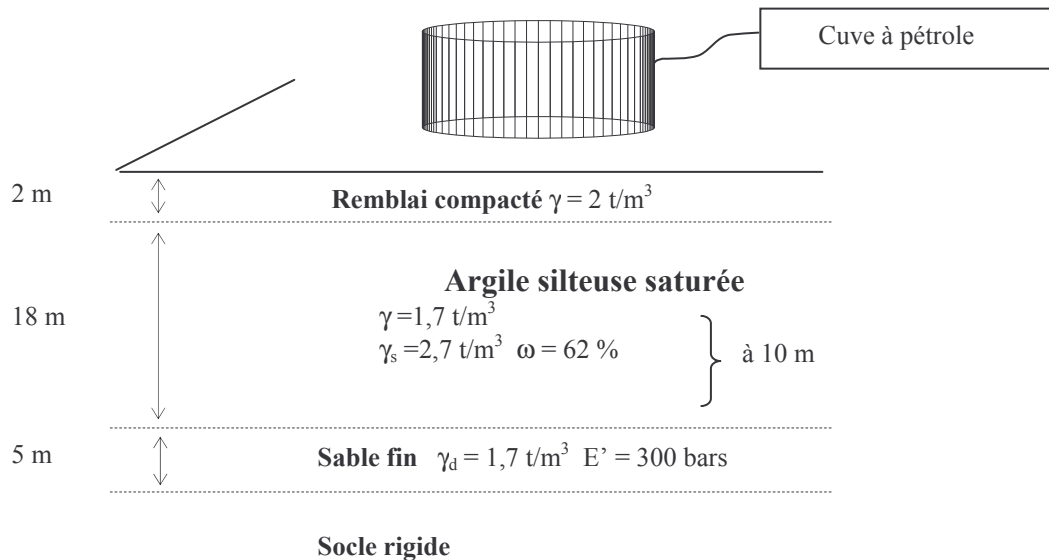
Soit un Cuve à pétrole, de diamètre 20 m et 16 m de haut, dans le port de YAOUNDE au Cameroun.

Compte tenu de la densité du pétrole (0,9) et du poids du bac, la charge répartie est de l'ordre de 15 t/m^2 ou encore 1,5 bar.

Le fond du bac ayant une épaisseur de l'ordre du centimètre, il est considéré comme souple.

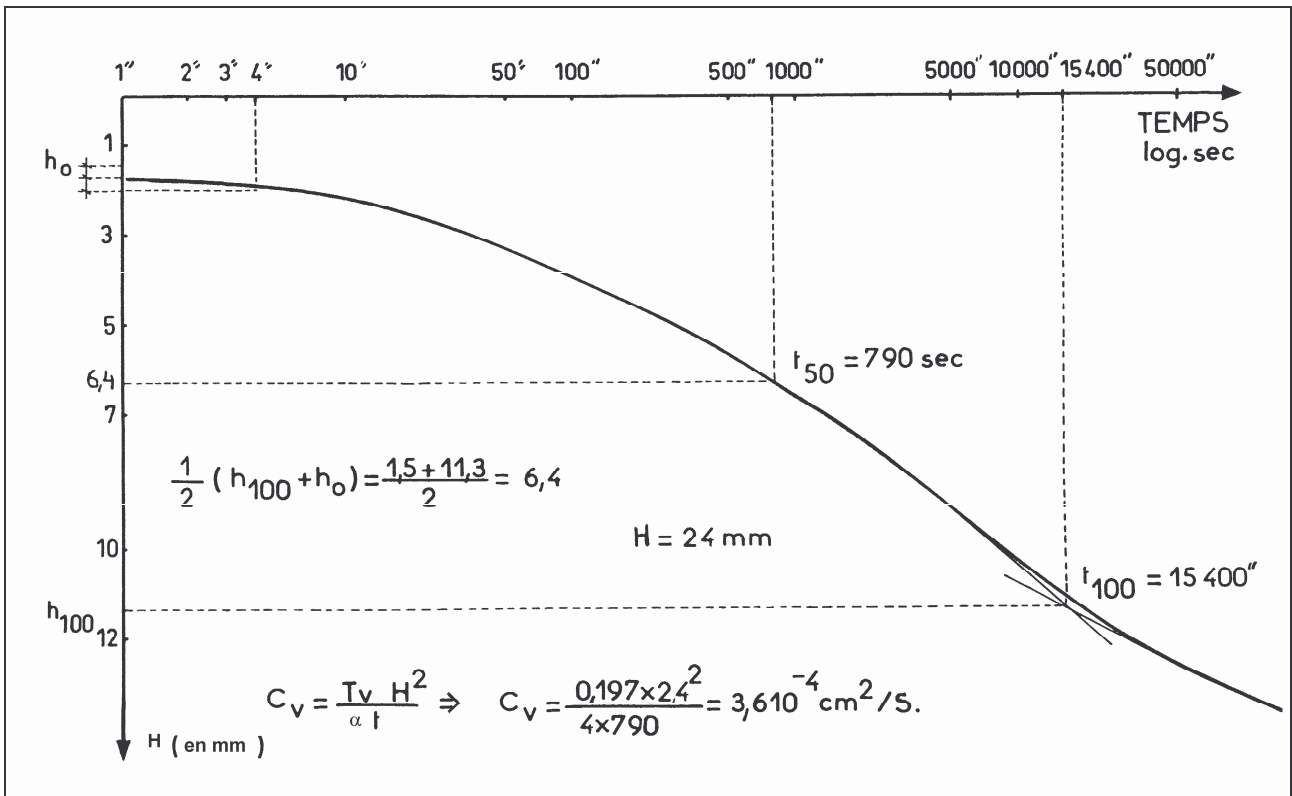
Déterminer la valeur du tassement du centre du bac au bout d'un temps infini et le temps au bout duquel 80 % du tassement sera achevé.

Données :

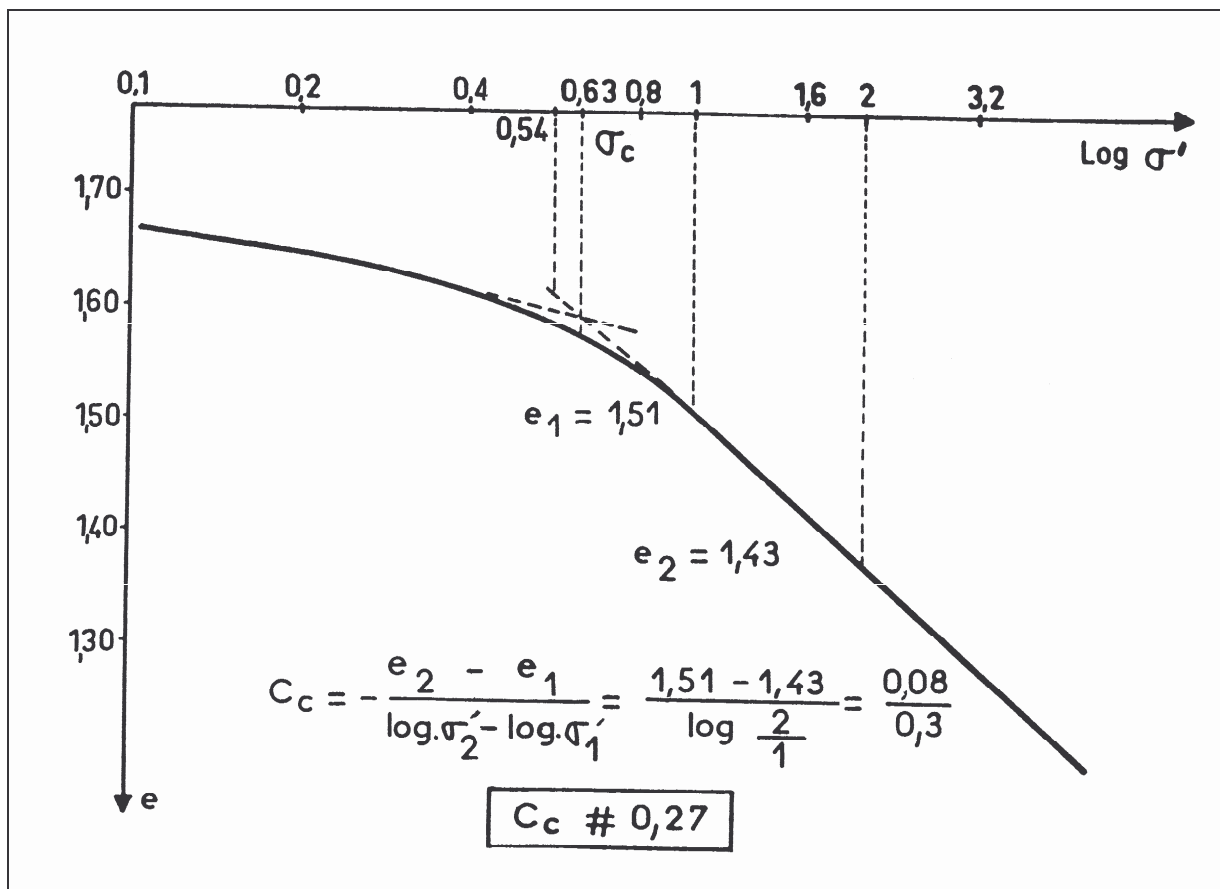


- On considère le remblai compacté comme incompressible

A noter : Bien entendu E' est donnée pour une contrainte variant autour de 38,85 bar



Courbe de consolidation de l'argile silteuse étudiée



Courbe de compressibilité de l'argile silteuse étudiée

Calcul du tassement global (à t_{∞})

Il faut découper le terrain en tranches dans lesquelles les variations de pression ne sont pas trop grandes, soit par exemple de 2 à 6 m – 6 à 12 m – 12 à 20 m puis de 20 à 25 m pour les sables.

γ est la densité humide de l'argile, comme le terrain est saturé, $e_0 = 2,73$ $\omega = 1,67$

A noter : Expression de e : en effet, si le terrain est saturé $e = \omega \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$, comme $\gamma_s \approx 26,5 \text{ kN/m}^3$ et

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ d'où l'expression}$$

Contrainte moyenne verticale à - 4 m avant mise en place du bac (poids des terres):

$$\sigma_{v0}' = 2 \times 2 + 2 \times (1,7 - 1) = 5,4 \text{ t/m}^2 = 0,54 \text{ bar},$$

Contrainte ajoutée par le bac :

A partir de l'abaque n°3, on a : $z/R = 4/10 = 0,4 \Rightarrow 93 \%$, soit la contrainte ajoutée de :

$$\Delta\sigma = 0,93 \times 1,5 = 1,4 \text{ bar}$$

La contrainte effective passe donc à - 4 m de 0,54 à 1,94.

Pour $\sigma_{v0}' = 0,54 \text{ bar}$, sur la courbe oedométrique que l'on suppose être identique pour C_c , on lit $e_0 = 1,62$

$$\text{D'où : } S_1 = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_{v0}'}\right) = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma}{\sigma_{v0}'}\right)$$

$$S_1 = 400 \cdot \frac{0,27}{1 + 1,62} \cdot \log\left(\frac{0,54 + 1,4}{0,54}\right) = 22,9 \text{ cm}$$

Le même calcul, au milieu de la deuxième sous-couche

$$\text{Soit à - 9 m donne : } \sigma_{v0}' = 2 \times 2 + 9 \times (1,7 - 1) = 8,9 \text{ t/m}^2 = 0,89 \text{ bar},$$

Et l'augmentation de contrainte dans du au bac est de : $z/R = 9/10 = 0,9 \Rightarrow 70 \%$, soit une contrainte ajoutée de $\Delta\sigma = 0,70 \times 1,5 = 1,05 \text{ bar}$

e_0 pour 0,89 bar sur l'oedomètre $\Rightarrow e_0 = 1,53$

$$S_2 = 600 \cdot \frac{0,27}{1 + 1,53} \cdot \log\left(\frac{0,89 + 1,05}{0,89}\right) = 21,7 \text{ cm}$$

Effectuons de nouveau le calcul à -16 m :

$$\sigma_{v0}' = 2 \times 2 + 19 \times (1,7 - 1) = 13,8 \text{ t/m}^2 \Rightarrow e_0 = 1,44 \text{ bar},$$

$$z/R = 16/10 = 1,6 \Rightarrow 42 \%, \text{ soit } \Delta\sigma = 0,63 \text{ bar}$$

$$S_3 = 800 \cdot \frac{0,27}{1 + 1,44} \cdot \log\left(\frac{1,38 + 0,63}{1,38}\right) = 14,5 \text{ cm}$$

Calcul du tassement dans le sable

Le calcul dans le sable est plus rapide puisque l'on connaît E' qui, par définition est $\frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}}$

avec $z/R = 22,5/10 = 2,25 \Rightarrow 24 \%$, soit $\Delta\sigma = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ bar}$

$$S_4 = \frac{500 \times 0,36}{300} = 0,6 \text{ cm}$$

A noter :

On voit immédiatement que l'on peut négliger le tassement du sable par rapport à celui de l'argile.

Temps de tassement

Pour obtenir 80 % du tassement, il faut que $U = 80\%$. Pour cela, il nous faut calculer d'après la courbe d'essai de consolidation, la valeur de C_v .

En premier lieu, la courbe étant en log et le tassement ne pouvant être lu pendant la première seconde, on considère en général que le début de la courbe est parabolique. De ce fait, le tassement entre un temps t_1 quelconque et $t = 0$ est le même qu'entre t_1 et $4.t_1$.

Sur la courbe, on a pris $t_1 = 1$ seconde et $4.t_1 = 4$ secondes, ce qui donne la valeur de l'origine aux comparateurs $1,5/100^{\text{ième}}$.

Il est habituel de considérer d'autre part que la pression a disparu quand la courbe se redresse, le point t_{100} étant déterminé par les deux tangentes.

Ici t_{100} correspondant à 100% est de 15 400 secondes et correspond à $H_{100} = 11,3$ mm

La droite pour $u = 50\%$ est au milieu de H_0 et de H_{100} , soit 6,4 mm, ce qui correspond à $t_{50} = 790$ secondes.

$$\text{Donc } C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{\alpha \cdot t} = \frac{0,2 \times 2,4^2}{4 \times 790} = 3,6 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}, \text{ et pour } U = 80\% \Rightarrow T_v = 0,567$$

D'où t demandé :

$$t = \frac{0,567 \times 900^2}{3,6 \cdot 10^{-4}} = 1,27 \cdot 10^9 \text{ sec.}, \text{ soit plus de 30 ans.}$$

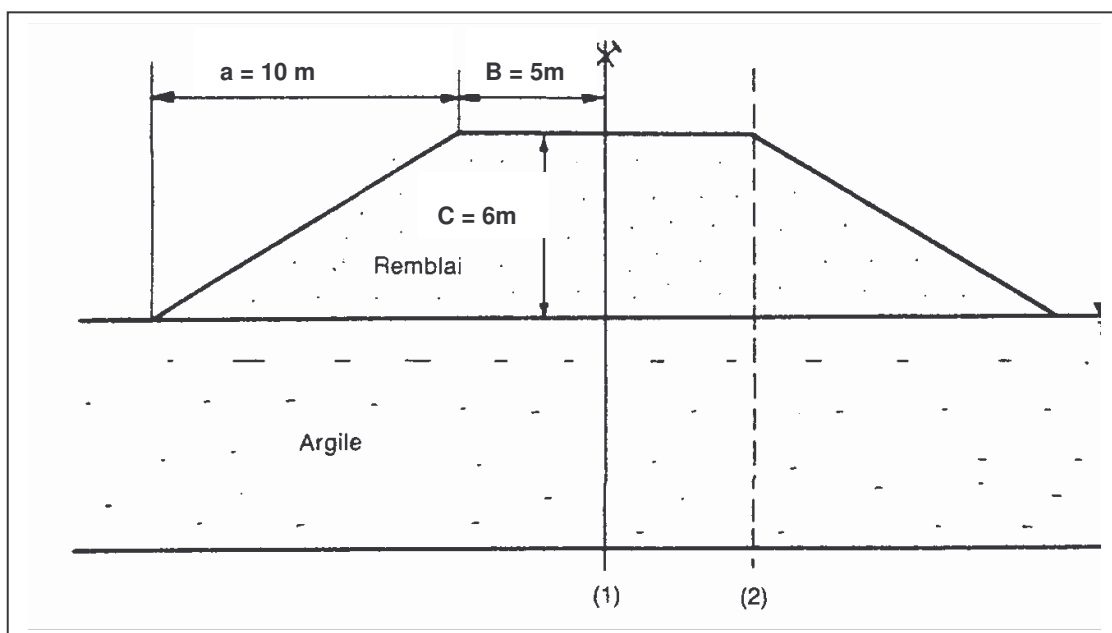
A noter :

$\alpha = 4$, car dans le cadre d'un essai oedométrique l'échantillon de sol est drainée en haut et en bas ; $H = 2,4$ cm car la cellule oedomètre est d'une hauteur d'échantillon initiale de 24 mm (cellule de 71 mm de diamètre).

Exercice n°2

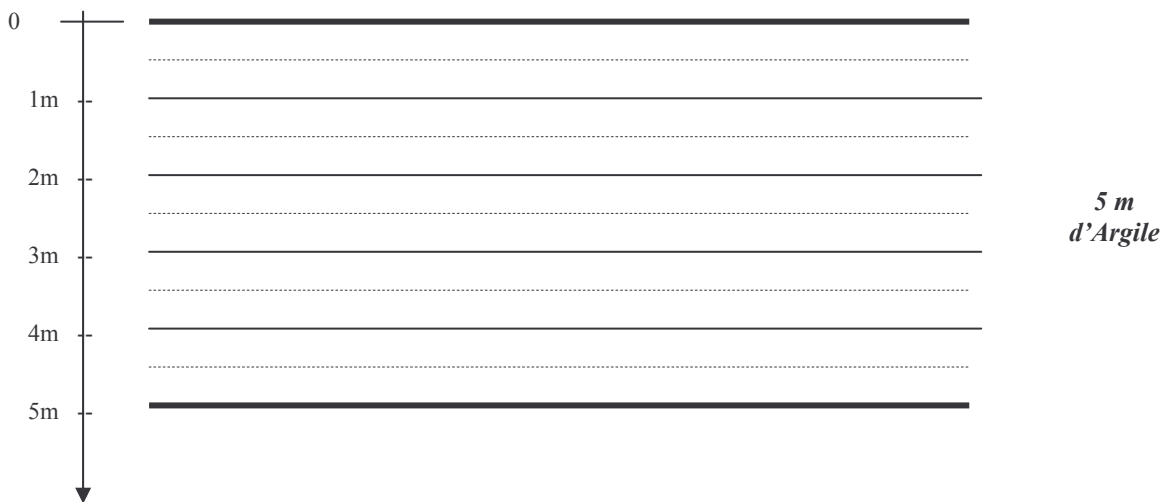
Un remblai trapézoïdal est mis en place sur une couche de 5 m d'épaisseur d'argile saturée dont les caractéristiques sont poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; indice des vides initial $e_0 = 0,7$; indice de compression $C_c = 0,17$.

La nappe est au niveau du terrain naturel. Le matériau de remblai a un poids volumique γ égal à 20 kN/m^3 et les caractéristiques géométriques du remblai sont définies sur le schéma ci-dessous :



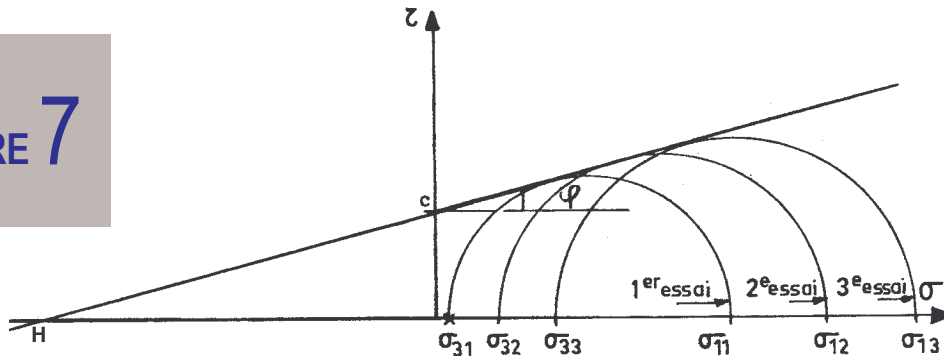
En utilisant l'abaque d'Osterberg (abaque n° 4), calculer et tracer, en fonction de la profondeur, le diagramme des contraintes verticales induites dans l'axe du remblai (verticale 1). Pour ce faire on découpera en tranche d'un mètre l'argile, dont on donnera la contraintes à mi-hauteur de chaque tranche.

Calculer, pour la Verticale (1), le tassement théorique de la couche d'argile, en la supposant normalement consolidée.



Couche N°	Epaisseur $h_0(m)$	Indice des vides initial e_0	Indice de compression C_c	Contrainte de consolidation $\sigma_c(KPa)$	Contrainte eff. Init. $\sigma'_{v0}(KPa)$	Augmentation de contrainte $\Delta\sigma(KPa)$	Tassement de la couche $s(m)$
I							
II							
III							
IV							
V							
Total		-	-	-	-	-	0,31

1 GENERAL



Il a été étudié dans les chapitres précédents le comportement du sol sous de faibles déformations. L'objet de ce chapitre concerne au contraire les grandes déformations et la rupture c'est à dire, la résistance au cisaillement des sols.

On énoncera la loi de Coulomb dont on tirera de nombreuses conséquences dans les chapitres suivants et on étudiera les principaux essais permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement des sols.

2 LOI DE COULOMB (1775)

2.1 comportement à court terme et comportement à long terme.

On rappelle qu'un sol est un ensemble de trois phases : solide, liquide, et gazeuse. On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales.

Il a été vu en hydraulique des sols que l'écoulement de l'eau dans un sol saturé n'était pas instantané et que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un sol dépendait de son coefficient de perméabilité.

Dans les sols grenus, le coefficient de perméabilité a une valeur élevée, si bien qu'ils se drainent presque instantanément lorsqu'ils sont soumis à des charges extérieures ; Le comportement du sol ainsi que sa résistance au cisaillement ne sont régis que par le comportement du squelette solide.

Dans les sols fins, le coefficient de perméabilité est faible et sous l'effet des charges extérieures, l'eau met un temps très long à s'écouler. On distingue ainsi deux comportements extrêmes de ces sols :

- un comportement à court terme, lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'évacuer. Le sol se déforme à volume constant et l'eau joue un rôle important dans le comportement mécanique.
- un comportement à long terme, où au bout d'un temps assez long, l'eau s'est évacuée et les surpressions interstitielles provoquées par l'application des charges se sont dissipées. Le comportement du sol est alors celui du squelette solide. L'eau libre ne joue plus aucun rôle.
- A ces deux types de comportement correspondent des caractéristiques de résistances au cisaillement différentes pour un même sol fin.

2.2 Courbe intrinsèque, critère de Mohr Coulomb

Supposons un sol soumis à des systèmes de charges différentes. Pour chaque système, on peut tracer à la rupture un cercle de Mohr lui correspondant. L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est appelée **courbe intrinsèque**.

Coulomb a montré que la courbe intrinsèque des sols était une droite d'équation

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

- c' a les dimensions d'une contrainte et caractérise la cohésion.
- φ' est un angle appelé angle de frottement interne

$H = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ est la résistance du sol à la traction

Fig.7.1 : courbe intrinsèque

NB : La valeur de c et φ dépend des conditions de l'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré ou non, etc.)

3.2 L'appareil triaxial

L'éprouvette de sol a la forme d'un cylindre droit. Elle est placée dans une cellule appelée cellule triaxiale. L'éprouvette est contenue dans une gaine élastique étanche et parfaitement déformable. Son extrémité inférieure ou ses deux extrémités, selon le montage, sont au contact d'une pierre poreuse.

La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression, ce qui conduit à appliquer une contrainte isotrope σ_3 à l'éprouvette (on a ici $\sigma_2 = \sigma_3$).

D'autre part l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit P la charge ainsi appliquée.

La déformation verticale Δl de l'éprouvette est mesurée à l'aide d'un comparateur.

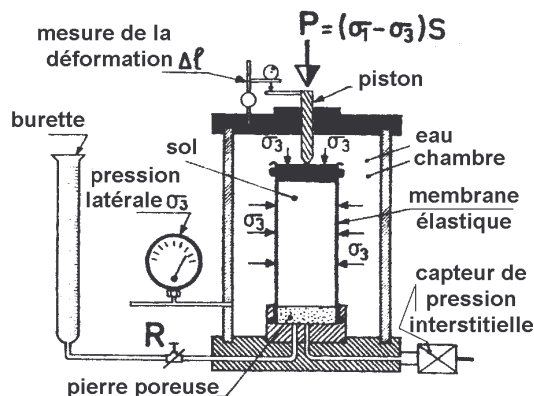


Fig. 7.5 Appareil de compression triaxial

Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des pierres poreuses, l'essai est alors dit *drainé*. S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer, l'essai est dit *non drainé*.

Si R est fermé et le sol saturé, on peut mesurer la *pression interstitielle* de l'eau du sol à l'aide d'un capteur de pression.

Si R est ouvert, une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon. Pour les essais avec mesure de la pression interstitielle, il faut que le dispositif soit saturé.

L'essai proprement dit consiste, pour une pression σ_3 constante, à faire croître P . Par raison de symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticales et horizontales.

Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, on a :

$$\sigma_1 = \frac{P}{S} + \sigma_3$$

avec S = section de l'éprouvette

Au moment de la rupture, on connaît donc le déviateur maximal des contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque (fig.7.6).

Si l'essai est répété pour différentes valeurs de σ_3 , on a plusieurs cercles de Mohr et il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque (fig. 7.7)

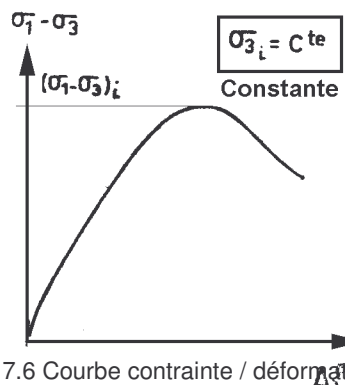


Fig. 7.6 Courbe contrainte / déformation

NB : Comme pour le cisaillement rectiligne, les valeurs de c et φ dépendent des conditions d'essais.

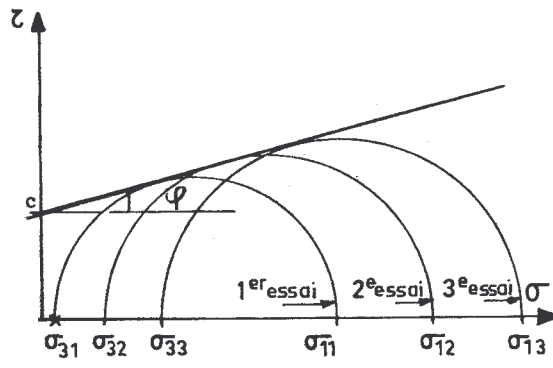


Fig. 7.7 Détermination de la droite intrinsèque d'un sol

4 RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS GRENUS SANS COHESION

Les sols grenus sans cohésion sont aussi appelés sols pulvérulents. (Sable propre, graviers...).

4.1 Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent.

La théorie de coulomb montre et les essais effectués sur un sol pulvérulent à la boîte de Casagrande ou à l'appareil triaxial le confirment, que la courbe intrinsèque d'un tel type de sol est une droite passant à l'origine.

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

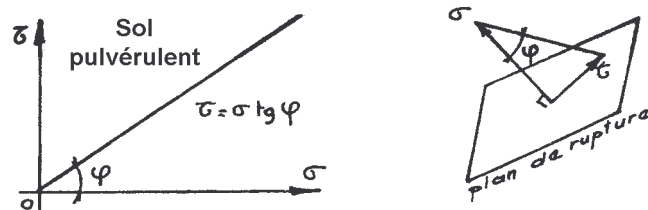


Fig. 7.8 Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent

Par ailleurs, quel que soit l'état hydrique du sable, l'angle de frottement interne φ a la même valeur

4.2 paramètres influençant l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent

La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est déterminée par la valeur de son angle de frottement interne φ , qui dépend principalement de deux paramètres : Le coefficient de frottement entre les grains et de la compacité.

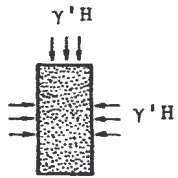
L'angle de frottement interne φ dépend beaucoup du coefficient de frottement entre les grains $\operatorname{tg} \psi$ cependant φ est toujours plus grand que ψ (angle de frottement grain par grain). $\varphi = 30^\circ$ à 45° $\psi \approx 23^\circ$; Ceci est dû à la compacité.

Suivant qu'un sol pulvérulent est lâche ou serré, la valeur de l'angle de frottement interne est différente. Cette valeur varie dans le même sens que l'indice de densité.

5. RE

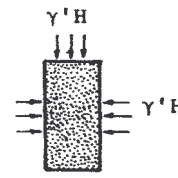
CISAILLEMENT DES SOLS FINS S/

5.1. L



Remise sous contrainte

La remise sous contrainte consiste à remettre l'échantillon de sol taillé dans le même état de contrainte que celui régnant in situ



et à l'étudier lors d'un essai de cisaillement

Cette remise sous contrainte se fait généralement avant tout essai de résistance au cisaillement et particulièrement dans le cas des essais lents ; c'est à dire drainés.

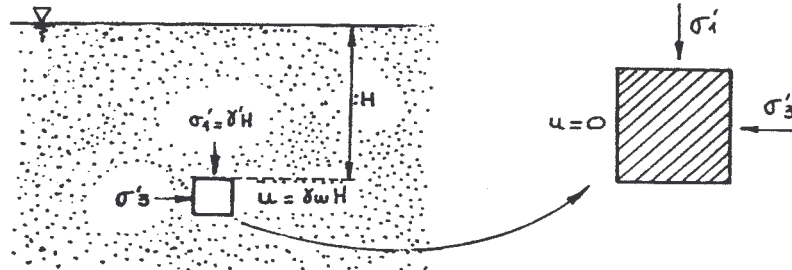


Fig.7.9 Remise sous contrainte

Dans le cas de la figure ci-dessus, les contraintes effectives verticales et horizontales sur les grains solides, sont :

$$\sigma'_1 = \gamma' h$$

$$\sigma'_3 = K_0 \gamma' h ; K_0 \text{ étant le coefficient de poussée des terres au repos.}$$

$$u = \gamma_w h \text{ est la pression hydrostatique ou pression interstitielle.}$$

La remise sous contrainte s'effectue de la manière suivante :

5.1.1. Boite de cisaillement de Casagrande

On applique à l'échantillon de sol une contrainte normale totale $\sigma_1 = \gamma' h$ et on attend jusqu'à ce qu'il y ait eu consolidation complète sous cette contrainte ($u = 0, \sigma_1 = \sigma'_1 = \gamma' h$)



Fig. 7.10 Remise sous contrainte à la boîte de cisaillement

5.1.2. Appareil triaxial

On applique à l'échantillon une contrainte isotrope $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \gamma' h$ en laissant l'orifice de drainage ouvert. Lorsque l'échantillon est reconsolidé, la pression interstitielle est nulle ($u = 0$) et l'on a :

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \gamma' h$$

Avant consolidation

$$t = 0, \begin{cases} \sigma = \gamma' h \\ \sigma' = 0 \\ u = \gamma \cdot h \end{cases}$$

Échantillon reconsolidé

$$\begin{cases} \sigma = \gamma' h \\ \sigma' = \gamma' h \\ u = 0 \end{cases}$$

Fig. 7.11 Remise sous contrainte à l'appareil triaxial

5.2. Essai consolidé drainé (CD)

L'essai CD permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du squelette du sol ; il correspond au comportement du sol à long terme.

On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 ; c'est à dire qu'ayant appliqué cet état de contrainte, on le maintient, orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit annihilée ($u = 0$)

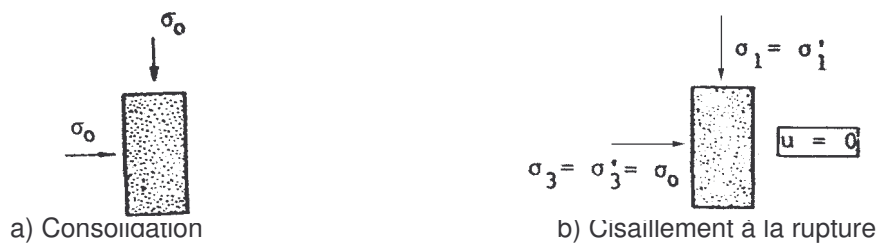


Fig. 7.12 Essai consolidé drainé

Puis laissant la contrainte latérale σ_3 constante à l'appareil triaxial (Contrainte normale constante dans la boîte de Casagrande), on augmente très lentement la contrainte axiale σ_1 (Contrainte tangentielle à la boîte de Casagrande), en laissant les orifices de drainage ouvert. De façon qu'à tout instant, la pression interstitielle soit nulle ($u = 0$). On poursuit l'essai jusqu'à rupture complète de l'échantillon.

La courbe intrinsèque obtenue (Fig. 7.13) à partir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes,

- φ' : appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.
- c' : appelée cohésion drainée est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

L'équation de la droite intrinsèque d'un sol fin saturé dite équation de Mohr Coulomb est :

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

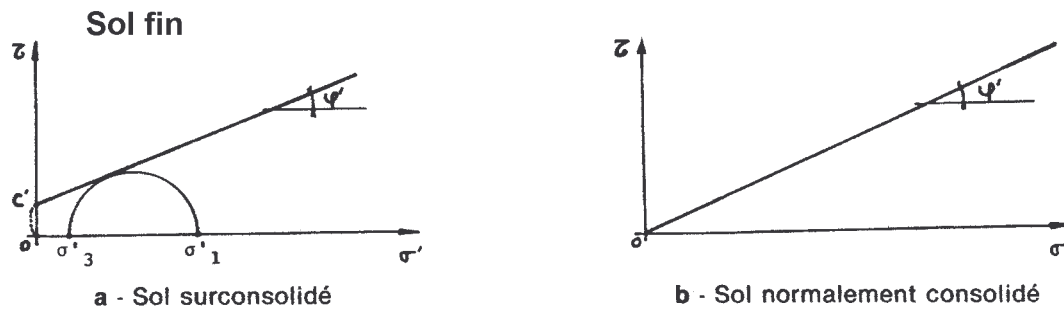


Fig. 7.13 Résultat d'essai CD

La seule différence avec le squelette des sols grenus réside dans la cohésion effective des sols fins surconsolidés.

Dans les sols normalement consolidés, la résistance au cisaillement n'est due qu'aux contraintes effectives qui s'exercent au moment de la rupture, donc qu'à l'assemblage des grains et des particules de sol. Il n'y a pas de cohésion effective (Fig. 7.13-b).

Dans les sols surconsolidés, la cohésion effective est due à une adhésion entre les grains, adhésion provoquée par la préconsolidation ($\sigma_c > \sigma_{v0}$).

5.3 Essai non consolidé non drainé, et concept de cohésion non drainée

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol en place.

Il s'effectue à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement si le sol est très imperméable. Dans ce cours, il sera décrit à l'appareil triaxial.

L'échantillon de sol « intact » c'est-à-dire non remanié, est soumis, *orifice de drainage fermé*, à l'état de contrainte isotrope. σ_0 .

Puis, toujours avec les orifices de drainage fermés, on augmente jusqu'à la rupture la contrainte σ_1 tout en laissant la contrainte latérale σ_3 constante.

La résistance au cisaillement du sol ainsi déterminée est indépendante de la valeur de la contrainte isotrope initiale.

En effet après extraction, l'échantillon de sol n'étant soumis à aucune surcharge ($\sigma_3 = \sigma_1 = 0$), il se décomprime et une surpression interstitielle négative s'y développe. L'état de contraintes initial est donc le suivant :

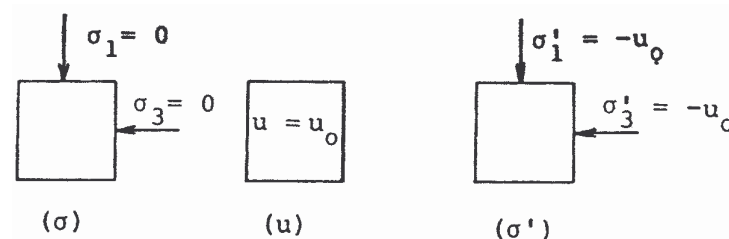


Fig. 7.14 Etat de contraintes initial

Lors de la mise en compression isotrope de l'échantillon, on augmente les contraintes σ_1 et σ_3 d'une même valeur σ_0 . Les orifices de drainage étant fermés, cet accroissement de contrainte isotrope σ_0 provoque une augmentation de la pression interstitielle. Par suite, les contraintes effectives restent inchangées et les déformations demeurent les mêmes puisque celles-ci ne dépendent que du squelette solide. L'état des contraintes est alors :

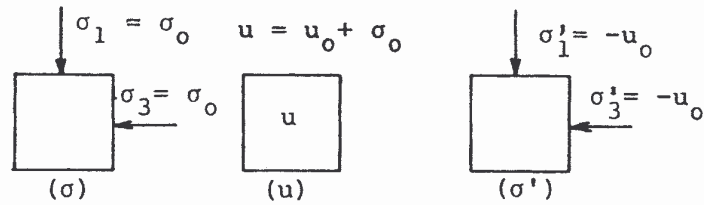


Fig. 7.15 Mise en compression isotrope

Le cisaillement se réalise sans drainage et donc à volume constant et à contrainte latérale constante ($\sigma_3 = \sigma_0$). Par conséquent, la surpression interstitielle Δu qui en résulte ne dépend que du déviateur de contraintes appliqué ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_0$) :

$$\Delta u = f[\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)] = f(\Delta\sigma_1)$$

L'état de contraintes effectives à la rupture (σ'_1, σ'_3) est donc indépendante de la valeur de la contrainte isotrope initiale σ_0 .

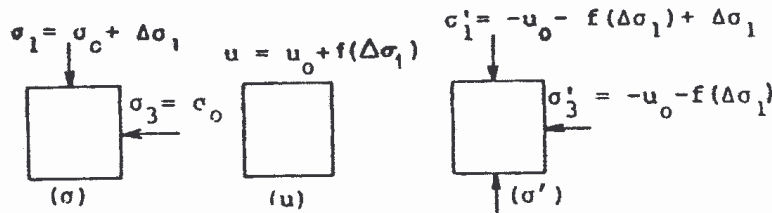


Fig. 7.16 Etat de contraintes à la rupture.

Les différents cercles de Mohr à la rupture, en contraintes totales, sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales. Ils ne correspondent qu'à un seul cercle de Mohr en contraintes effectives. (Fig. 7.17)

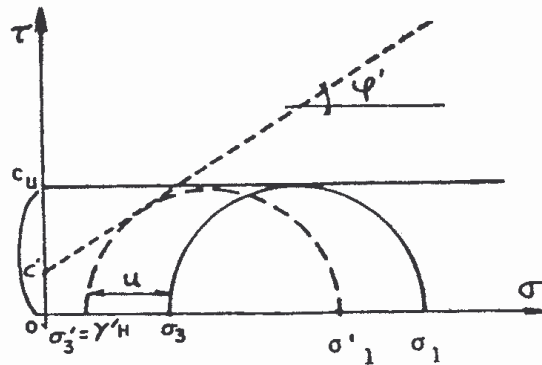


Fig. 7.17 Résultats d'essais UU

L'enveloppe de ces cercles est une droite parallèle à l'axe des σ dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée et notée c_u

Ce résultat, uniquement démontré en sollicitation triaxiale, est en fait supposé valable pour toutes les sollicitations : on considère ainsi qu'un sol fin saturé en condition non drainée a comme critère de rupture, :

$$\tau = c_u$$

Cette hypothèse est à peu près vérifiée en pratique, mais il n'en reste pas moins que c_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol et varie le type de sollicitation. Cela tient du fait que les surpressions interstitielles à la rupture sont fonction du chemin de contrainte suivi et la résistance au cisaillement ou contraintes totales s'écrit d'après le critère de Mohr Coulomb

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

La cohésion non drainée d'un sol fin dépend, comme la résistance au cisaillement d'un sol grenu, de l'état de compacité du sol. Or cet état est lui-même fonction de la contrainte effective maximum subie par le sol, c'est à dire de la pression de pré consolidation. La cohésion non drainée d'un sol fin est donc une fonction de cette pression σ_c

5.4. Essai consolidé non drainé

IL a été vu au paragraphe précédent que la cohésion non drainée d'un sol était une fonction de la pression de pré consolidation σ_c

L'essai consolidé non drainé a deux buts :

- 1) déterminer la variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte de pré consolidation,
- 2) déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et φ') en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture.

Dans le premier cas, l'essai peut être réalisé à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement. Dans le deuxième cas, l'essai est obligatoirement réalisé à l'appareil triaxial.

On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 qui peut être différente de la contrainte effective verticale qui s'exerçait in situ.

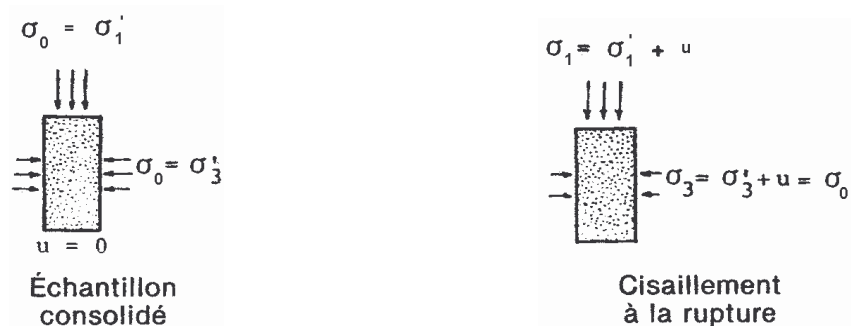


Fig. 7.18 : Consolidation et rupture

Puis les orifices de drainage étant fermés, on augmente jusqu'à la rupture, la contrainte axiale σ_1 tout en laissant la contrainte latérale σ_3 constante.

Les rayons des cercles de Mohr à la rupture en contraintes totales donnent la cohésion drainée correspondant à chaque valeur de σ_0 . Les points (σ_0, c_u) sont alignés sur une droite de pente λ et d'ordonnée à l'origine c_{u0} (fig. 7.19 b). Il faut remarquer que cette droite n'est pas du tout une droite intrinsèque car elle traduit le comportement d'un mélange liquide solide. Elle traduit le fait que la variation de c_u en fonction de σ_c .

En mesurant la pression interstitielle u au moment de la rupture, on peut tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives à la rupture et déterminer ainsi la courbe intrinsèque du squelette solide et les caractéristiques à long terme de la résistance au cisaillement du sol, c' et φ' (fig.7.19 a)

On écrit les variations de c_u en fonction de σ_c sous la forme :

$$c_u = c_{u0} + \lambda \cdot \sigma_0$$

Le paramètre λ permet ainsi de calculer l'accroissement Δc_u de la cohésion non drainée correspondant à une augmentation de la pression de consolidation.

$$\lambda = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma_c}$$

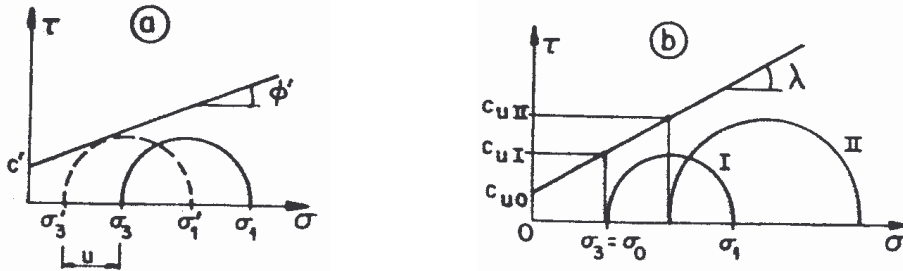


Fig. 7.19 Résultats d'essais (CU)

L'essai (CU) est beaucoup utilisé pour déterminer les caractéristiques à long terme d'un sol, de préférence à l'essai C.D, qui est toujours un essai très long. A titre d'exemple, un essai CD dure quelques semaines alors qu'un essai CU dure quelques jours.

5.5. Essai de compression simple

L'essai de compression simple consiste à écraser un échantillon cylindrique de sol intact entre les deux plateaux d'une presse. La compression axiale à la rupture R_c est appelée la résistance à la compression simple.

Comme le montre le cercle de Mohr,

$$R_c = 2c_u$$

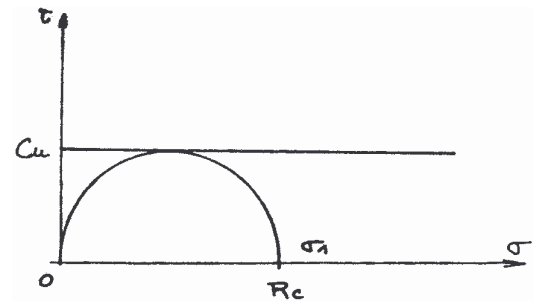
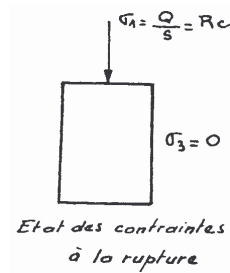
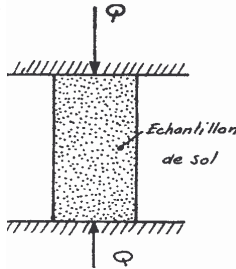


Fig. 7.20 Essai de compression simple