

Cours Géotechnique Avancée
Destiné aux étudiants de Master II Voie et Ouvrages d'Arts
Préparé par : Dr. LATROCH Nouredine.

Année universitaire 2020/2021

Avant-propos

Ce polycopié extrait de cours de géotechnique avancée enseigné au département de Génie Civil de l'Université de Relizane, ce travail constitue un support des cours et des travaux pratiques avec des simulations par des photos prises sur place. Cet ouvrage est destiné aux étudiants de Master 2 option : Voie et ouvrage d'art ayant la géotechnique avancée dans leur programme d'études.

Les informations contenues dans ce cours ont été choisies et organisées de la meilleure façon possible afin d'être exhaustives tout en étant également assimilables par l'ensemble des étudiants. Une organisation particulière a été mise sur la forme de ce cours en respectant le canevas officiel, ce qui permet d'en faciliter la compréhension.

Ce cours est organisé en six chapitres, dans le premier, on présente un rappel sur la résistance au cisaillement des sols. En deuxième chapitre, Ouvrages de soutènement et renforcement, en troisième chapitre on examine le calcul des fondations selon leur mode de classification.

Le quatrième chapitre est consacré aux présentations des différents essais in situ.

Une cinquième partie est consacrée au phénomène de liquéfaction et les lois de comportement des sols.

Enfin on donnera un aperçu général sur l'une des solutions adoptées qui sont les colonnes ballastées.

On achève ce document par une liste des références bibliographiques.

Table des matières		
Avant propos.....		I
Table des matières.....		II
Listes des figures.....		IV
Listes des tableaux.....		VII
Chapitre I : Rappels résistance au cisaillement.		
I.1.	Introduction	1
I.2.	Notions élémentaires sur la rupture des sols.....	1
I.3.	L'importance d'étudier la résistance au cisaillement d'un sol.....	2
I.4.	Mécanisme de la résistance.....	2
I.5.	Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture.....	3
Chapitre II : Ouvrages de soutènement et renforcement		
II.1.	Introduction.....	20
II.2.	Etat d'équilibre limite d'un sol.....	20
II.3.	Equilibre inférieur et supérieur de Rankine.....	30
II.4.	Equilibre de Boussinesq.....	31
II.5.	Ouvrages de soutènement.....	31
II.6.	Mode de rupture des murs de soutènement et calcul de la Stabilité.....	40
II.7.	Dimensionnement des murs de soutènement.....	41
II.8.	Les rideaux de palplanche.....	41
Chapitre III : Les Fondation		
III.1.	Introduction.....	48
III.2.	Les fondations superficielles.....	49
III.3.	Calcul de la capacité portante.....	51
III.4.	Calcul de la capacité portante admissible.....	57
III.5.	Calcul de la charge ultime portée par la semelle.....	58
III.6.	Calcul du tassement.....	58
Chapitre IV. Essai in-situ		
IV.1.	Introduction.....	59
IV.2.	Le contenu de l'étude géotechnique	59
IV.3.	Méthodes de sondages par forages mécaniques et prélèvements.....	60
IV.4.	Classification générale des forages.....	60
IV.5.	Essai in situ et mesures.....	62

IV.5.1.	Essais pénétrométriques statiques.....	62
IV .5.2.	Essais pénétrométriques dynamiques.....	67
IV .5.3.	Essais pressiométriques Ménard.....	71
IV .5.4.	Les essais à la plaque.....	78
VI .5.6.	Essai scissométrique.....	81
Chapitre V : Le phénomène de liquéfaction et lois de comportement des sols		
V.1.	Introduction.....	84
V.2.	Le phénomène de liquéfaction.....	85
V.3.	Effet induits par la liquéfaction	85
V.4.	La loi de comportement des sols	87
Chapitre VI : Colonnes ballastées		
VI.1.	Introduction.....	91
VI.2.	Définition.....	91
VI.3.	Domaine d'application.....	91
VI.4.	Techniques de mise en œuvre.....	91
Références Bibliographique		94

Listes des figures

Fig. I.1.	Principaux types de sollicitation dans les sols.	1
Fig. I. 2.	Rupture par cisaillement	3
Fig. I.3.	Appareil de cisaillement direct.	4
Fig.I.4.	Courbes contrainte–déplacement.	5
Fig. I.5.	Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr.	6
Fig.I.6.	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.	8
Fig. I.7.	Courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement.	9
Fig. I.8.	Cercle de Mohr.	10
Fig. I.9.	Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 30$ kPa et $\alpha = 30^\circ$.	10
Fig. I. 10.	Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).	12
Fig. I. 11.	Contraintes appliquées à l'éprouvette de sol.	13
Fig I.12.	Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.	14
Fig. I.13.	Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.	15
Fig. I.14.	Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.	16
Fig. I.15.	Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.	19
Fig. II. 1.	Etat d'équilibre limite d'un sol.	22
Fig.II. 2.	Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos	23
Fig. II.3.	Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la poussée.	24
Fig. II. 4 .	Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la poussée.	24
Fig.II.5.	Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la butée.	25
Fig.II.6.	Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la butée.	25
Fig.II.7.	Evolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement de l'écran	26
Fig.II.8.	Etats de contraintes relatifs à différents états d'équilibre dans le sol.	27
Fig.II.9.	Obliquité des contraintes de poussée sur un écran	28
Fig.II.10.	Ouvrage de soutènement (angles)	28
Fig.II.11.	Cercles de Mohrs (états actif/passif)	28
Fig.II.12.	Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée.	29
Fig.II.13.	La contrainte sur une facette parallèle à la surface libre.	31
Fig. II.14.	Bilan des forces agissant sur un ouvrage de soutènement	38

Fig. II. 15.	Modes de rupture des murs de soutènement	40
Fig. II. 16.	Dimensionnement d'un mur de soutènement	42
Fig. II. 17.	Mur souple ou rideau de palplanche.	43
Fig.II.18.	Mise en œuvre des rideaux palplanches	44
Fig. II. 19.	Rideau simplement encastré.	45
Fig. II. 20.	Rideau ancré et encastré en pied	46
Fig. II. 21.	Rideau ancré et simplement butée en pied	46
Fig.III.1.	Classification des fondations.	48
Fig.III.2.	Description des fondations superficielles.	49
Fig. III.3.	Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle .	50
Fig. III.4.	Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle.	51
Fig.III.5.	Schéma de rupture d'une fondation superficielle	52
Fig. III. 6.	Méthode de superposition de Terzaghi pou une fondation superficielle	52
Fig. III. 7.	Inclinaison et excentrement d'une charge.	57
Fig.IV. 1.	Carottier.	61
Fig . IV. 2.	Schéma du pénétromètre statique.	63
Fig IV. 3.	Appareils à pénétration discontinue.	64
Fig IV.4.	pénétromètre de Parez.	64
Fig IV.5.	pénétromètre Andina.	65
Fig IV.6.	pénétromètre électrique Fugro	65
Fig IV.7.	Profil pénétrométrique	66
Fig IV.8.	Pénétromètre dynamique	68
Fig IV.9.	Pénétromètres dynamiques de type A (PDA)	69
Fig .IV.10.	Pénétromètre dynamique PDB	70
Fig IV.11.	profil de pénétration dynamique	71
Fig IV.12.	pressiométriques Ménard	73
Fig IV.13.	Courbe pressiométrique	74
Fig IV.14.	Les phases de courbe pressiométrique	76
Fig IV.15.	Présentation et interprétation des résultats.	78
Fig IV.16.	Essai a la plaque.	81
Fig IV.17.	Scissomètre	82
Fig IV.18.	Courbe scissométrique	83
Fig V.1.	Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique	85
Fig V.2.	Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980	85
Fig V.3.	Inclinaison des murs de soutènement	86

Fig V.4.	Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971.	86
Fig V.5.	Déplacements latéraux du terrain	87
Fig V.6.	Représentations du critère de Tresca.	88
Fig V.7.	Représentations du critère de Von Mises.	88
Fig V.8.	Représentations du critère de Mohr-Coulomb .	89
Fig V.9.	Etat limite et état critique.	90
Fig VI.1.	Colonnes exécutées par voie humide	92
Fig VI.2.	Colonnes exécutées par voie sèche	93

Liste des tableaux

Tableau I.1.	Valeurs typiques de l'angle de frottement drainé pour les sables et les limons.....	8
Tableau II. 1.	Valeurs de pression des terres au repos K_0	22
Tableau II. 2.	Type d'ouvrage de soutènement.....	33
Tableau II. 3.	Les murs de soutènement.....	35
Tableau II.4.	Angle de frottement sol mur en fonction de l'état de surface du Parement.....	37
Tableau III. 1.	Valeurs des facteurs de portance.....	53
Tableau III. 2.	Valeurs des coefficients de formes selon Terzaghi (Terzaghi K., 1943).....	55
Tableau III. 3.	Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7 (CEN, 2005; CEN, 2006).....	56
Tableau IV.1.	Nature probable du sol en fonction de la dureté.....	67
Tableau IV.2.	Les principaux types de sol.....	77

Chapitre I

Rappels résistance au cisaillement

Chapitre I : Rappels résistance au cisaillement

I.1. Introduction :

Lorsqu'on procède au dimensionnement d'éléments structuraux en acier, en béton armé ou en bois, il est essentiel de connaître leur résistance aux déformations et à la rupture pour assurer la stabilité des charges qu'ils auront à supporter. Il en va de même pour **les sols** utilisés comme matériaux de fondation. Avant de concevoir les fondations d'un ouvrage, il faudra définir les propriétés mécaniques des sols pour que les charges qui y seront appliquées ne provoquent ni tassement excessif ni rupture.

Dans la pratique, la résolution d'un problème de géotechnique consiste successivement à :

- vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant,
- s'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles.

I.2. Notions élémentaires sur la rupture des sols

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par traction, compression ou cisaillement (**Figure 1.1**).

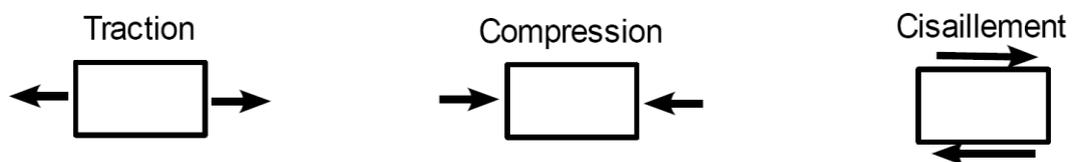


Fig. I.1. Principaux types de sollicitation dans les sols.

- **Traction** : la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.

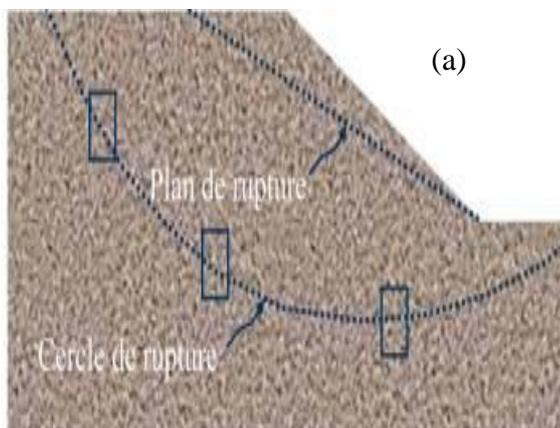
- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.
- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

I.3. L'importance d'étudier la résistance au cisaillement d'un sol

1. Calcul de la capacité portante ;
2. La stabilité des talus ;
3. Calcul les poussée des terres ;

I.4. Mécanisme de la résistance

Dans ce chapitre, nous décrirons d'abord les contraintes qui agissent sur un plan de cisaillement et expliquerons les relations qui existent entre elles. Nous étudierons ensuite les contraintes à la rupture, ainsi que les deux **paramètres de la résistance au cisaillement d'un sol, la cohésion (C)** et l'angle de **frottement interne (ϕ)**. Par la suite, nous présentons les principaux essais effectués en laboratoire pour mesurer les paramètres de la résistance au cisaillement des sols selon différentes conditions de consolidation et de drainage.



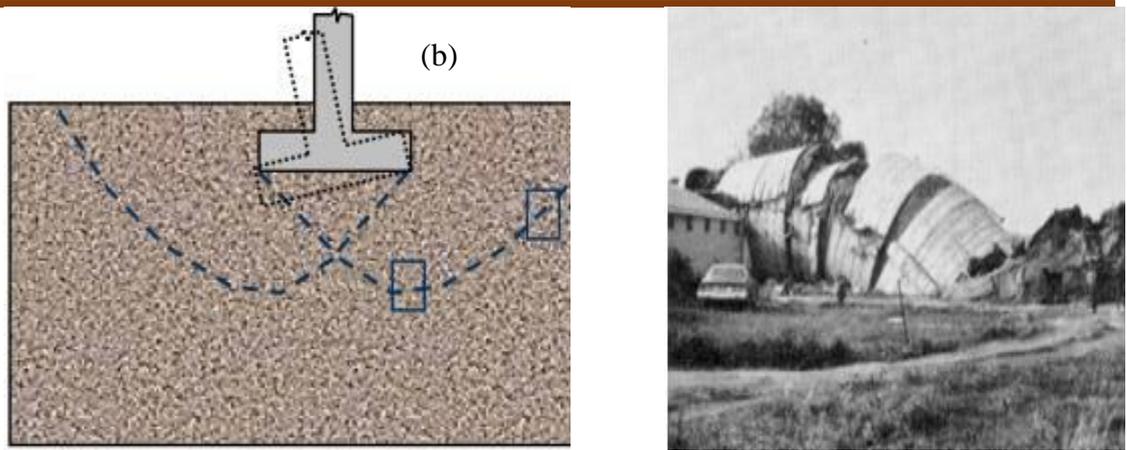


Fig. I. 2. Rupture par cisaillement ;
 (a) rupture d'une pente. (b) rupture d'une fondation.

I.5. Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

Il existe plusieurs méthodes disponibles pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement (c.-à-d, c, φ ; c', φ') de divers échantillons de sol en laboratoire. Ils sont comme suit :

- Essai de cisaillement direct
- Essai triaxial
- Essai de cisaillement simple direct
- Essai triaxial de déformation plane
- Essai de cisaillement de l'anneau de torsion

L'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial sont les deux techniques couramment utilisées pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement. Ces deux tests seront décrits en détail dans les sections qui suivent.

➤ Appareil de cisaillement direct - boîte de Casagrande-

➤ Principe de l'essai

L'essai de cisaillement direct est une méthode assez ancienne pour mesurer la résistance au cisaillement des sols. La forme la plus récente de la boîte de cisaillement directe a été élaborée par Arthur Casagrande en 1932.

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol est placée à l'intérieur de demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une force verticale N constante pendant toute la durée de l'essai (**Fig.I.3**).

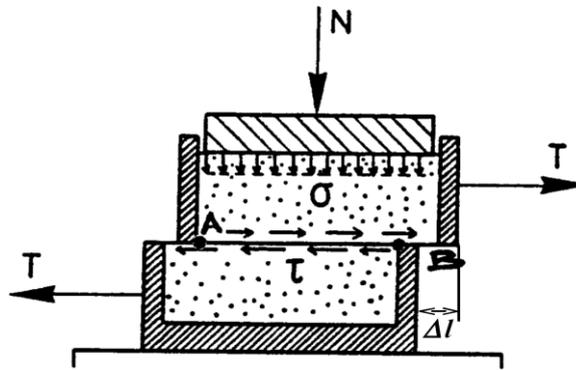


Fig. I.3. Appareil de cisaillement direct.

Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante pendant que l'autre est maintenue bloquée. A tout instant, on mesure la force de cisaillement T . Un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif Δl des deux demi-boîtes.

On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S} : \text{La contrainte normale appliquée à l'échantillon,}$$

$$\tau = \frac{T}{S} : \text{La résistance au cisaillement mesurée à la rupture.}$$

où S est la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif Δl).

L'essai consiste faire croître T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai.

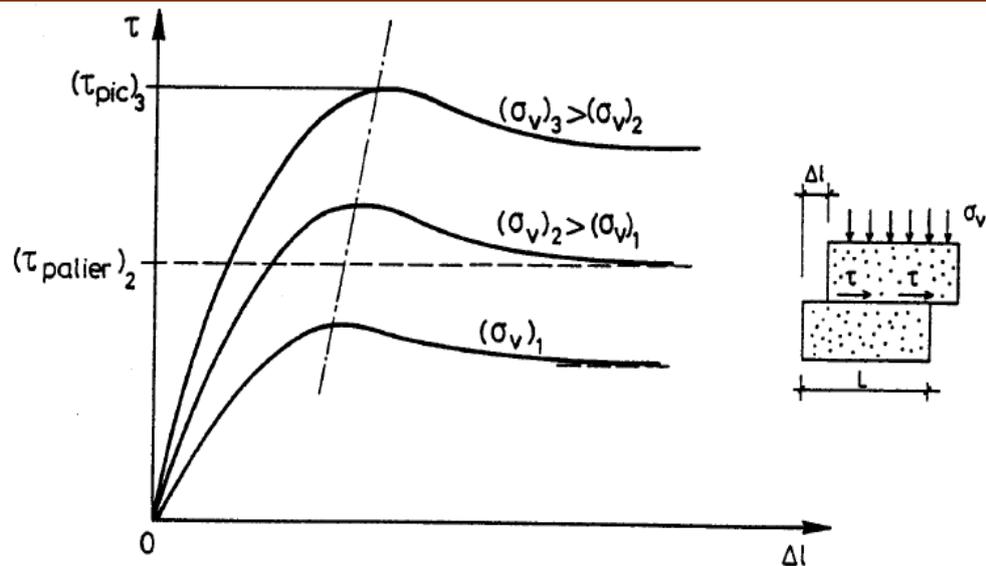


Fig.I.4. Courbes contrainte–déplacement.

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses (σ) représente la contrainte normale exercée sur la facette, alors que l'axe des ordonnées (τ) représente la contrainte de cisaillement.

Chacun des états de rupture d'un sol, caractérisé par un couple τ_r et σ_r , peut être représenté par un point sur le plan de Mohr.

La figure I.5 montre les points atteints à la rupture pour trois contraintes normales (σ différentes). On remarque que les points sont à peu près alignés suivant une droite. Cette droite représente l'ensemble des états de rupture. Elle sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- Le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- Le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

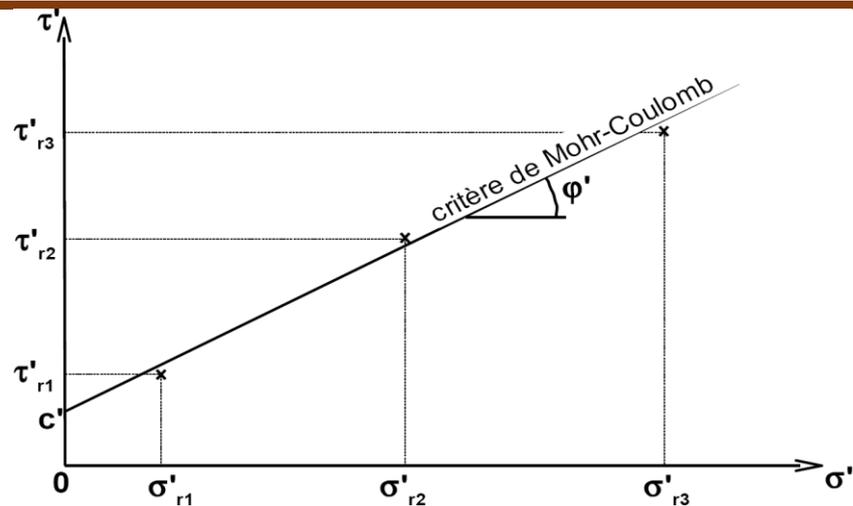


Fig. I.5. Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr.

On appelle la droite représentant l'ensemble des états de rupture le Critère de Mohr- Coulomb. Ce critère est défini par l'équation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + C$$

- φ est appelé **l'angle de frottement**, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré. L'angle de frottement traduit le lien entre la contrainte normale appliquée et la résistance au cisaillement.

- c est appelée **la cohésion** et à la dimension d'une contrainte. Elle correspond à la résistance au cisaillement pour une contrainte normale nulle. La cohésion traduit un « effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec ou saturé et les argiles normalement consolidées.

Ainsi, si l'on connaît les valeurs des paramètres de résistance mécanique c et φ d'un sol donné, on peut facilement savoir si un état de contrainte défini par σ_r et τ_r provoquera la rupture, ou non, de ce sol.

La boîte de cisaillement direct est simple et rapide à mettre en œuvre, cependant elle ne permet pas un contrôle correct des conditions de drainage du

sol, ainsi qu'une maîtrise précise de l'état de contrainte (il y a une concentration de contraintes aux extrémités de la boîte).

L'appareil triaxial décrit ci-après permet d'éviter ces inconvénients.

➤ Critère de rupture 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 (1776) a montré que la courbe intrinsèque des sols (**Figure I.6.**) était une droite d'équation :

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi + c$$

Avec : c = cohésion

φ : Angle de frottement interne

σ : Contrainte normale sur le plan de rupture.

τ_f : Contrainte de cisaillement.

L'équation précédente est appelée le critère de rupture de Mohr – Coulomb.

On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales.

Dans un sol saturé, la contrainte normale totale dans un point est la somme de la contrainte effective (σ') et de la pression interstitielle (u), ou

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

La contrainte effective σ' est portée par les grains solides du sol. Le critère de rupture de Mohr – Coulomb, exprimé en termes de contrainte effective, sera de la forme :

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi + c$$

Où c' : cohésion et φ' : angle de frottement, basés sur la contrainte effective.

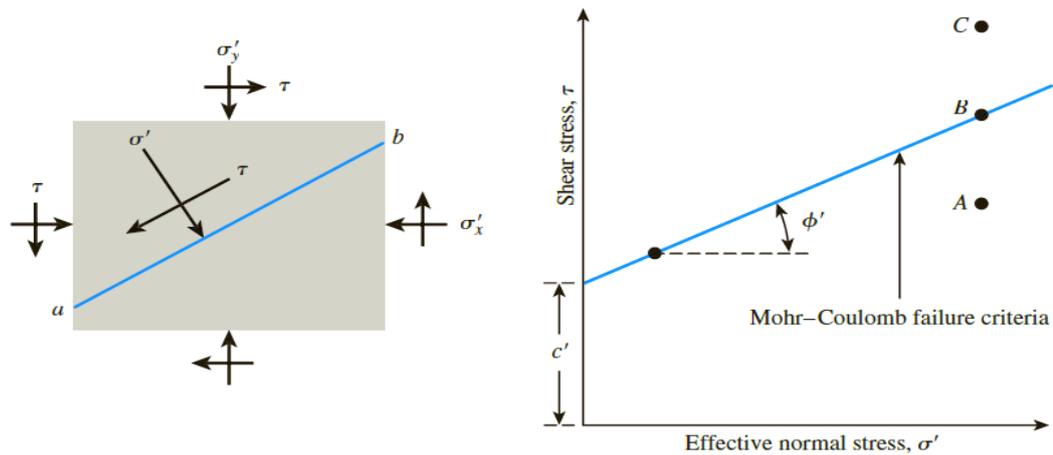


Fig.I.6. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La valeur de c' pour le sable et le limon inorganique est de 0. Pour les argiles normalement consolidées, C' peut être approximé à 0. Les argiles sur consolidées ont des valeurs de c' qui sont supérieures à 0. L'angle de frottement ϕ' , est parfois appelé angle de frottement drainé. Les valeurs typiques de ϕ' pour certains sols granulaires sont donnés dans le tableau I.1.

Tableau I.1. Valeurs typiques de l'angle de frottement drainé pour les sables et les limons.

Type du sol	ϕ' (deg)
<i>Sable : grains arrondis</i>	
Ample	27-30
Moyen	30-35
Dense	35-38
<i>Sable : grains angulaires</i>	
Ample	30-35
Moyen	35-40
dense	40-45
Gravier avec du sable	34-48
Limons	26-35

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes dépendent de la nature et l'état du sol, (**Figure I.7**).

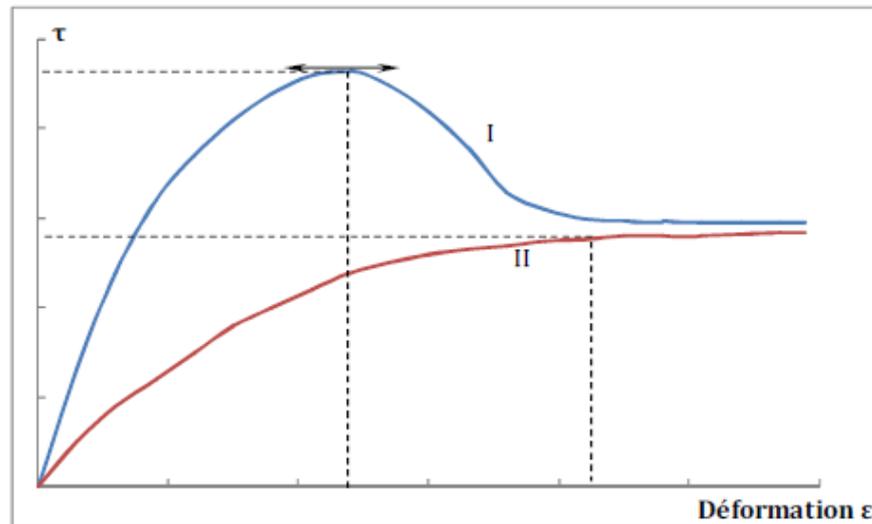


Fig. I.7. Courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement.

➤ Cercle de Mohr

Lorsque les contraintes σ_1 et σ_3 sont fixées, les valeurs des contraintes normale σ et tangentielle τ varie en fonction de l'orientation α de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre σ et τ , en fonction de α , décrivent un cercle que l'on appelle **cercle de Mohr**, tel que montré sur la figure I.8. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure, σ_1 et σ_3 .

Graphiquement en remarquant que l'orientation α de la facette, par rapport au plan portant la contrainte σ_1 , est égale sur le plan de Mohr à deux fois l'angle formé au centre M du cercle entre le segment MT et $M\sigma_1$ (**Figure I.8**), Mathématiquement à l'aide des expressions suivantes :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

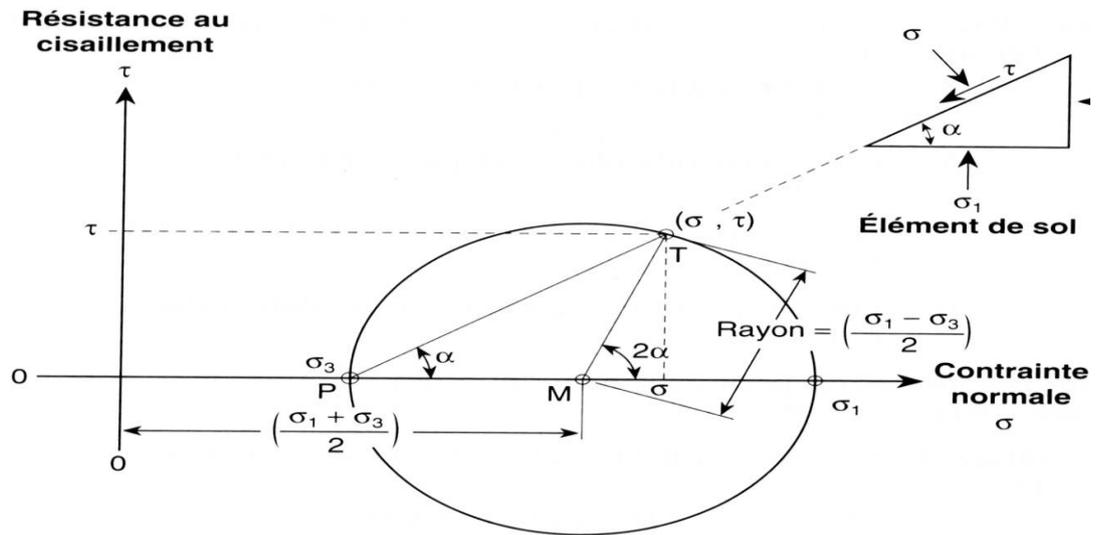


Fig. I.8. Cercle de Mohr.

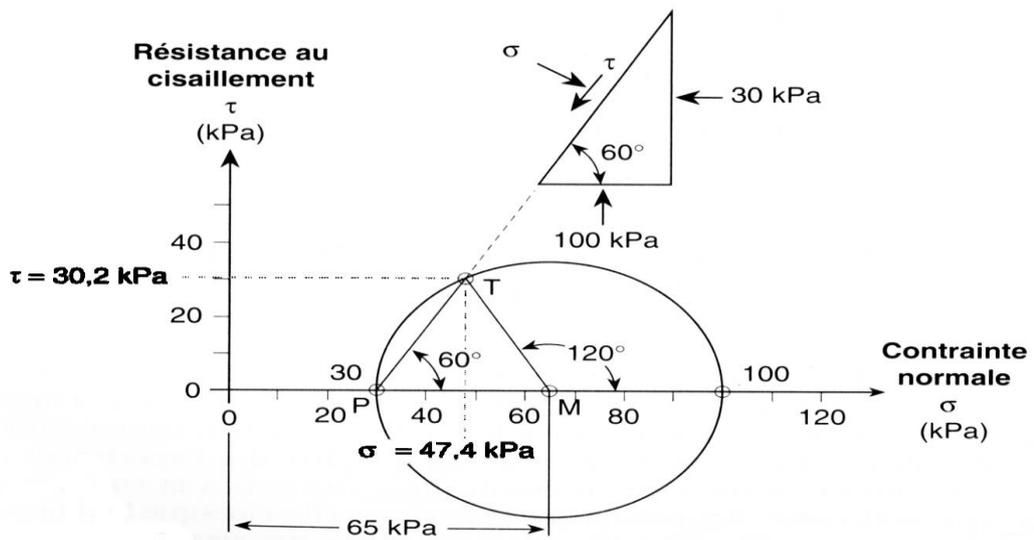


Fig. I.9. Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 30$ kPa et $\alpha = 30^\circ$.

➤ **Essai triaxial :**

➤ **Principe de l'essai triaxial**

Dans cet essai, l'éprouvette de sol est placée dans une cellule dite triaxiale. L'éprouvette cylindrique d'un élancement h/d au moins égal à 2, où h désignant la hauteur et d le diamètre, (**Figure I.10**). L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche en caoutchouc ou latex, le tout placé dans une cellule cylindrique remplie d'eau. Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette et reliée à un système de drainage permettent à l'eau interstitielle d'entrer ou de sortir de l'éprouvette de sol. Ces pierres poreuses peuvent également être reliées à un appareil de mesure de pression interstitielle. Un piston permet de comprimer l'éprouvette dans la direction verticale avec une force P .

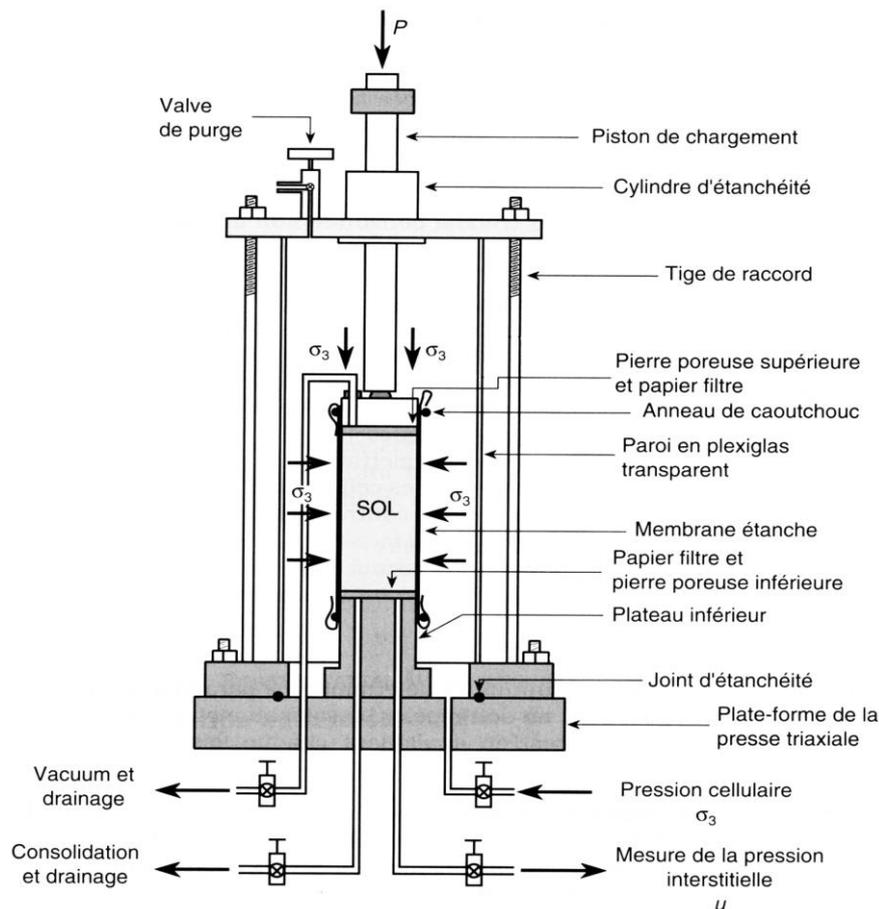


Fig. I. 10. Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).

Le contrôle de la pression d'eau dans la cellule permet d'imposer directement la contrainte horizontale (ou radiale) totale σ_3 à l'échantillon, (cette pression étant appliquée grâce à de l'eau, elle agit également dans le sens vertical, (**Figure. I. 11.**).

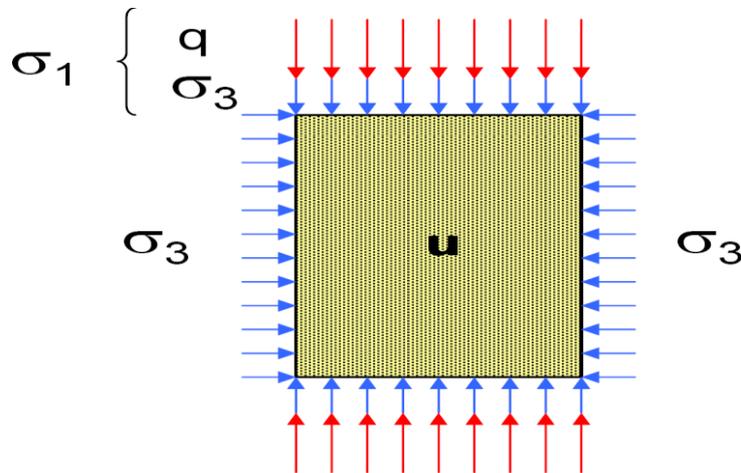


Fig. I. 11. Contraintes appliquées à l'éprouvette de sol.

- Dans la direction verticale agit la pression d'eau dans la cellule plus une contrainte d'intensité $q = \frac{P}{S}$ créée par le piston et appelée déviateur, (**Figure I.11**). La contrainte verticale totale est donc égale à $\sigma_1 = \sigma_3 + q$.
- Finalement on peut imposer et/ou mesurer la pression d'eau interstitielle u dans l'éprouvette de sol.
- L'essai comporte deux étapes (que l'on peut suivre sur la figure I.12 si l'on se réfère au plan de Mohr).
- **La première étape de compression isotrope** : le piston n'est pas utilisé (donc $q = 0$), seule la pression d'eau dans la cellule est augmentée. Il y a donc accroissement des contraintes $\sigma_1 = \sigma_3$ jusqu'à une valeur donnée (on remarque dans ce cas que quelque soit l'orientation de la facette considérée la contrainte de cisaillement τ est toujours nulle),
- **La deuxième étape de cisaillement**, durant laquelle on fait croître, avec le piston, la valeur du déviateur q et donc la valeur de σ_1 (σ_3 est maintenu constant). Cela va donner naissance à des contraintes de cisaillement τ sur des

facettes d'orientation quelconque. La valeur de q est augmentée jusqu'à un maximum correspondant à la rupture en cisaillement du sol.

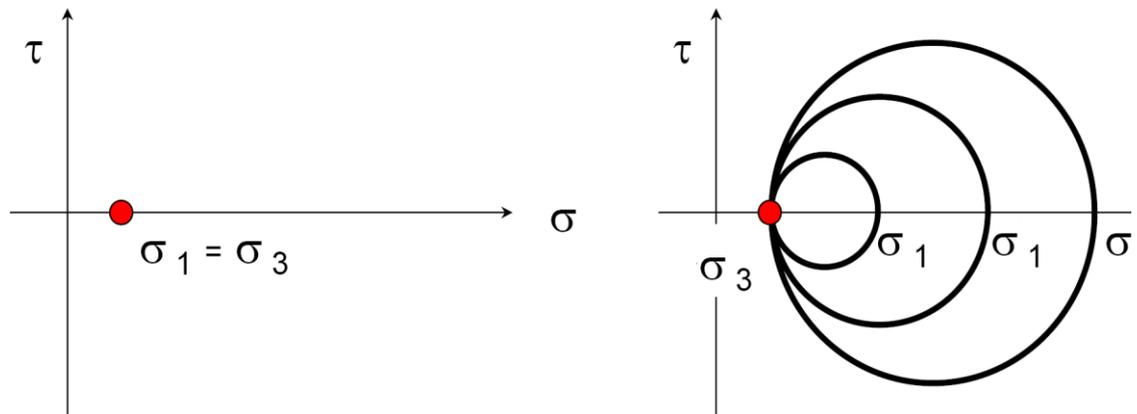


Fig I.12. Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.

En réalisant des essais triaxiaux pour différentes valeurs de contrainte σ_3 , on obtient à la rupture, des cercles de Mohr de diamètre d'autant plus grand que la valeur de σ_3 est élevée. En effet, plus σ_3 est important, plus la contrainte normale sur les plans de cisaillement est importante et plus le sol résistera à une contrainte de cisaillement élevée.

L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est assez bien approximée par une droite tangente à chacun des cercles de Mohr (voir la figure I.13). Cette droite est le critère de rupture de Mohr-Coulomb défini par la relation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + C$$

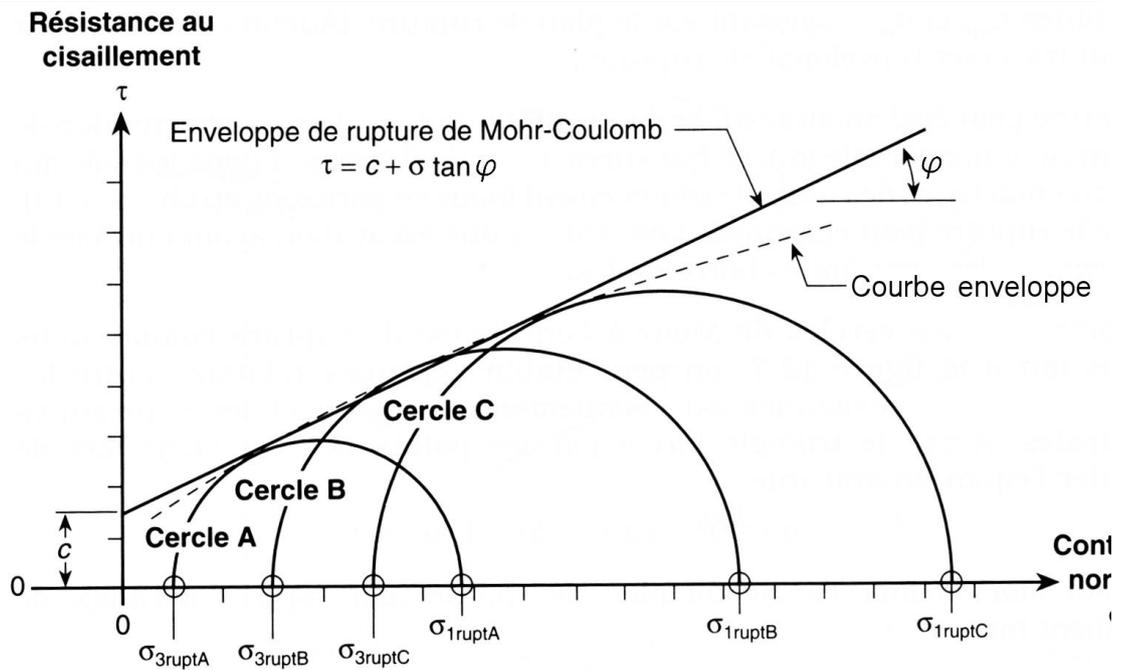


Fig. I.13. Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.

➤ **Orientation des plans de rupture**

L'orientation des facettes suivant lesquelles la rupture en cisaillement a eu lieu peut être déduite à partir d'un cercle de Mohr à la rupture (tangent au critère de Mohr-Coulomb). Sachant que la somme des angles d'un triangle est égale à π et en appliquant ce raisonnement au triangle DMT de la figure I.14 on a :

$\Rightarrow \alpha = f(\varphi)$

$$\varphi + \pi - 2\alpha + \frac{\pi}{2} = \pi$$

D'où :

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$$

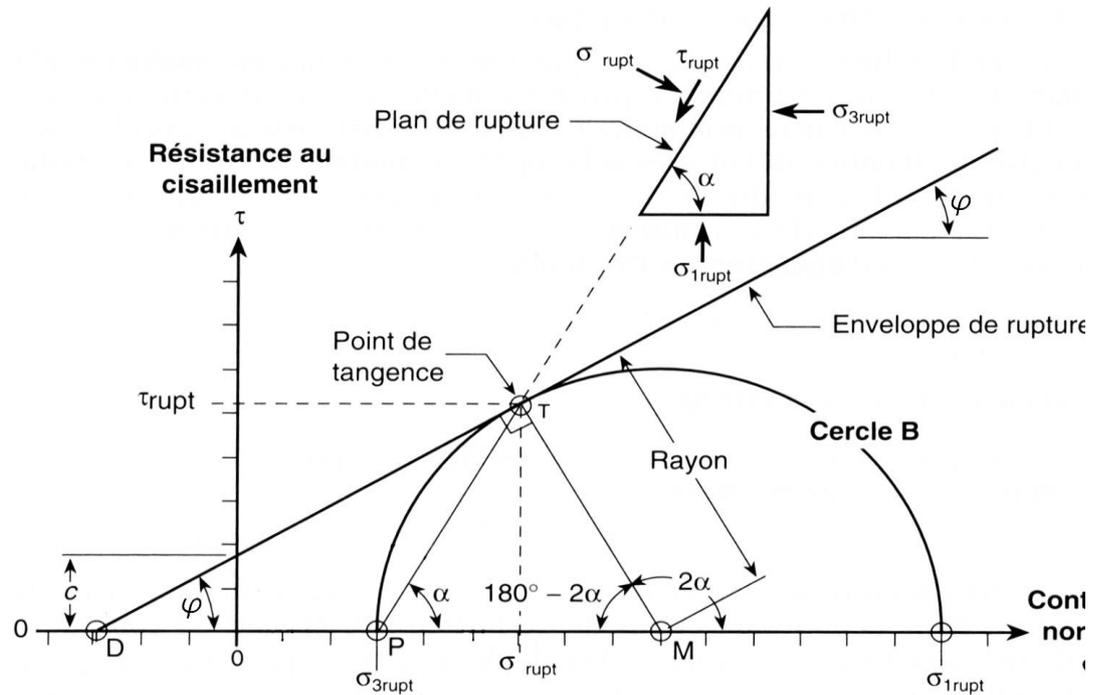


Fig. I.14. Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.

- **Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique**
- **Notions de court terme et long terme**

D'une manière générale on peut distinguer dans les sols des propriétés de résistance mécanique à court terme et à long terme.

➤ **Le court terme**

C'est la phase initiale, de chantier ou des premières années de vie d'un ouvrage, pendant laquelle l'eau comprise dans les pores du sol n'a pas le temps de se déplacer (ceci est surtout vrai dans le cas des argiles qui sont peu perméables).

Dans ce cas, on dit que le sol est sollicité en condition non drainée, il en résulte des surpressions interstitielles engendrées par les surcharges récentes.

- **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la perméabilité des sables est très élevée, le court terme correspond à une période

de temps si courte que l'on ne considère pas la résistance mécanique des sables à court terme.

- **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : la perméabilité est faible, les surpressions interstitielles se dissipent donc lentement. A court terme la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue en considérant les contraintes totales à partir **de la cohésion non drainée C_u** et de **l'angle de frottement non drainé φ_u** .

➤ Le long terme

Il correspond à la phase finale, après quelques mois à quelques années pendant lesquels l'eau a eu le temps de circuler au sein du sol.

- On dit que le sol est sollicité en **condition drainée**, les surpressions interstitielles ont eu le temps de se dissiper.

- **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la vérification de la résistance mécanique des sables s'effectue toujours à long terme en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs φ' et c' .

- **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : une fois les surpressions interstitielles dissipées, la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue à long terme (comme pour les sables) en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs φ' et c' .

Conditions de drainage sur les essais triaxiaux

Lors d'un essai triaxial on a la possibilité d'ouvrir ou de fermer le drainage de l'éprouvette de sol testée.

- **Drainage ouvert** : l'eau comprise dans les pores du sol peut librement s'évacuer ou entrer, la pression interstitielle est donc nulle $u = 0$ et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent directement aux contraintes effectives $\sigma_1 = \sigma_1'$ et $\sigma_3 = \sigma_3'$ (puisque $u = 0$).

• **Drainage fermé** : l'eau comprise dans les pores du sol ne peut ni s'évacuer ni entrer. Il en résulte des surpressions interstitielles ($u \neq 0$) et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent aux contraintes totales. De ces conditions de drainage résulte, entre autres, deux types d'essais triaxiaux :

1. **l'essai consolidé-drainé** (drainage ouvert pendant la compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les paramètres mécaniques effectifs : φ' et c' .

2. **l'essai non consolidé-non drainé** (drainage fermé pendant la compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les paramètres mécaniques non drainé : C_u et φ_u .

➤ **Essai consolidé-drainé (CD)**

L'essai consolidé drainé permet d'étudier **le comportement à long terme**.

La résistance mécanique du sol est caractérisée par l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective c' . Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit (Fig. 1.14) :

$$\tau' = \sigma' \tan \varphi' + c'$$

Remarque

Le comportement à long terme peut également être étudié à partir d'un autre type d'essai triaxial : **l'essai consolidé-non drainé**, noté **CU** (drainage ouvert pendant la consolidation isotrope et fermé pendant l'application du déviateur).

Pendant le cisaillement de l'éprouvette, des surpressions interstitielles sont générées ($u \neq 0$) puisque le drainage est fermé. Il est possible de déterminer les contraintes effectives ($\sigma_1' = \sigma_1 - u$ et $\sigma_3' = \sigma_3 - u$) subies par le sol en mesurant la valeur de u . En traçant les cercles de Mohr à partir des contraintes effectives ainsi calculées à la rupture on en déduit l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective c' .

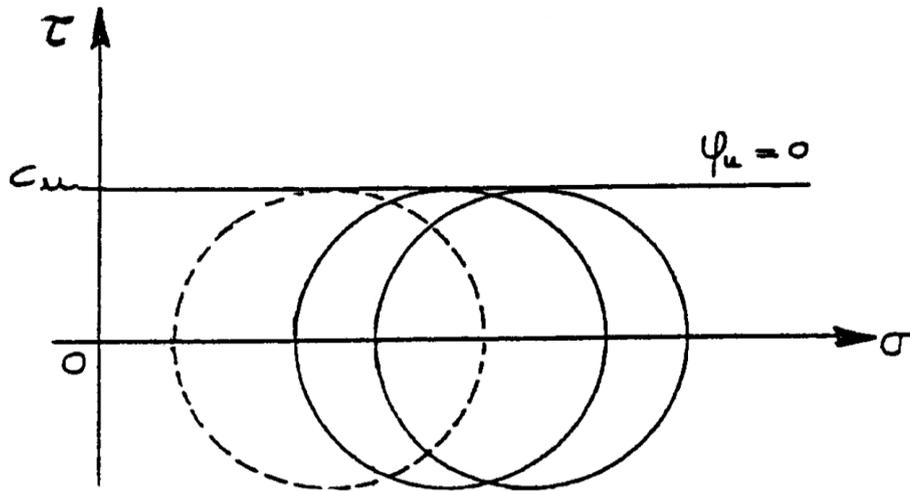


Fig. I.15. Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.

➤ **Essai non consolidé-non drainé (UU)**

L'essai non consolidé et non drainé permet d'étudier le comportement à court terme du sol en place.

La résistance au cisaillement est indépendante de la valeur de la contrainte de confinement σ_3 . Par conséquent, le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de σ_3 .

L'enveloppe des cercles de Mohr est une droite parallèle à l'axe des abscisses dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée, notée C_u (φ_u est en général égal à 0). Le critère de rupture s'écrit en contraintes totales :

$$\tau = \sigma \tan \varphi_u + C_u$$

En général, on réalise ce type d'essai uniquement sur des argiles (et non des sables).

Chapitre II

Ouvrages de

soutènement

et renforcement

Chapitre II : Ouvrages de soutènement et renforcement

II.1. Introduction

Lorsque les massifs de terres, dans des conditions géométriques données, ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être retenus par des ouvrages dits **ouvrages de soutènements**.

Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu. Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routiers contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

II.2. Etat d'équilibre limite d'un sol

Un sol soumis à une contrainte verticale tend à se déformer dans la direction horizontale. Comme le comportement du sol diffère de celui des liquides, la pression horizontale n'est pas égale à la pression verticale. La valeur de la contrainte horizontale dépend de la capacité du sol à se déformer, donc du type de sol. On distingue 3 états d'équilibre :

- (a) Etats de repos
- (b) Etats de poussé ou **actif**
- (c) Etats de butée ou **passif**

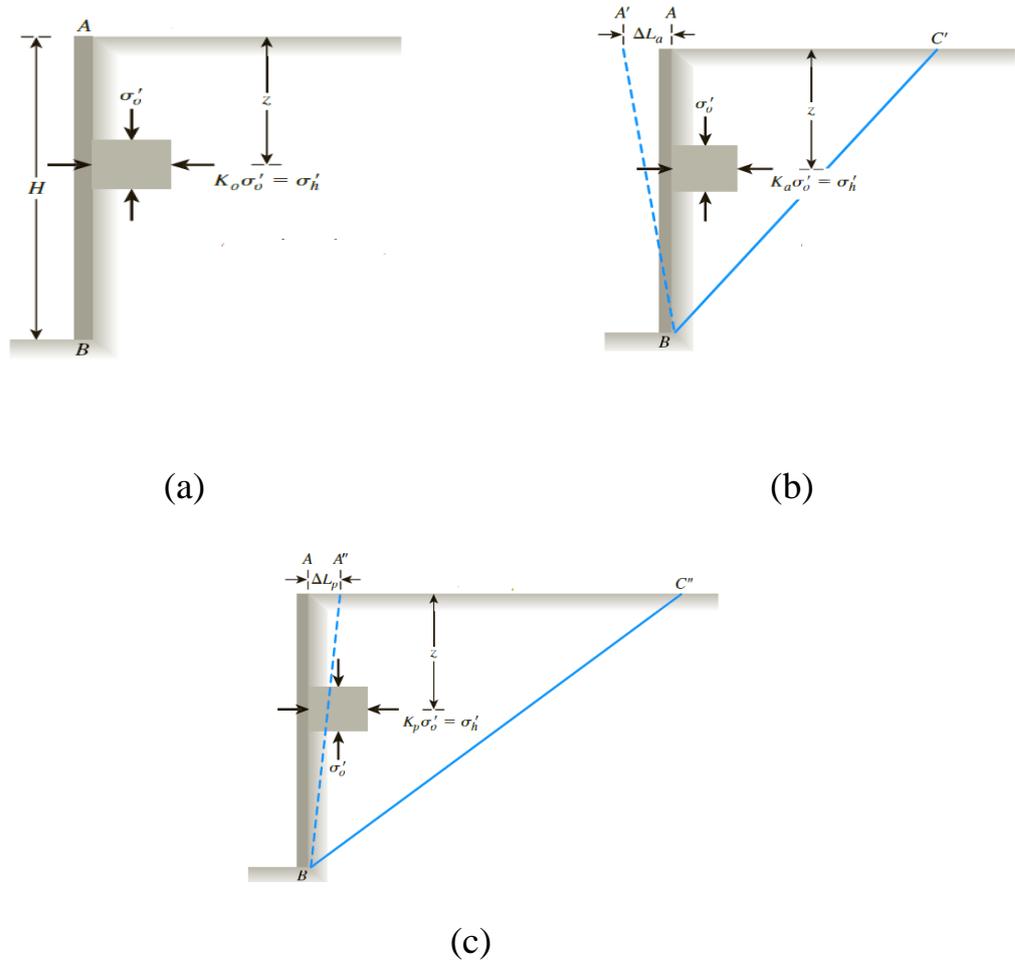


Fig. II. 1. Etat d'équilibre limite d'un sol.

➤ **Etats de repos**

Dans un massif de sol homogène à surface horizontale le rapport entre la contrainte effective horizontale σ'_h , et la contrainte effective verticale σ'_v , s'exprime au moyen du coefficient de pression des terres au repos K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

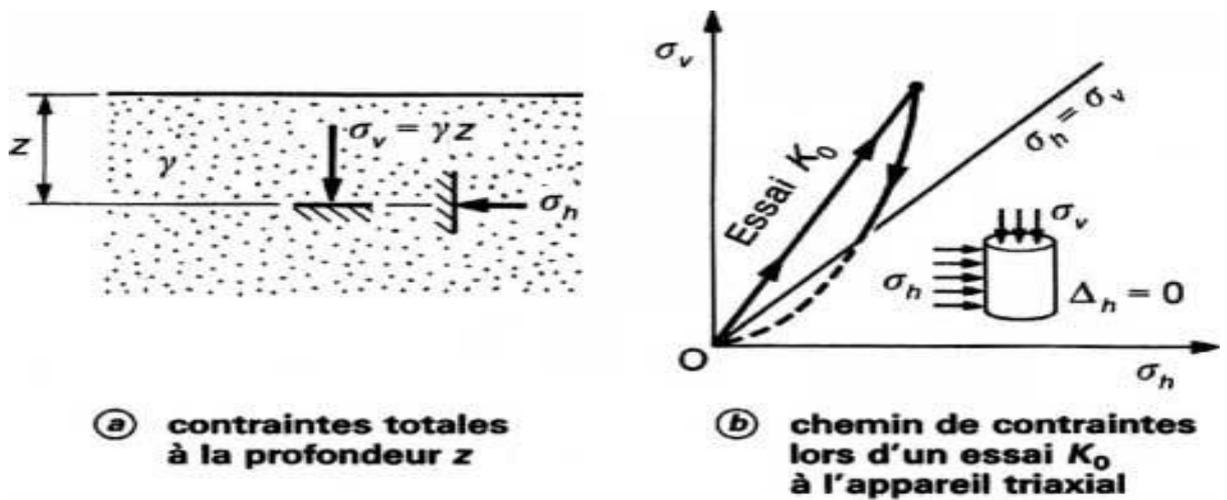


Fig.II. 2. Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos

Le coefficient K_0 peut être mesuré à l'aide d'un appareil triaxial ou d'une cellule œdométrique spécifique. Pour les sables, K_0 peut être évalué à partir de la formule empirique de Jacky, 1944 :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'$$

Le tableau II.1 donne les valeurs qui peuvent être retenues comme ordre de grandeur.

Tableau II. 1. Valeurs de pression des terres au repos K_0

Sable lâche	0,45 à 0,50
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,50
Argile surconsolidée	> 0,50

➤ **Etats de Poussée (ou pression active)**

Considérons un massif de sol soutenu par un mur vertical. Initialement, la contrainte horizontale σ_h' dans le sol est inférieure à la contrainte verticale σ_v' . σ_h' correspond donc à la Contrainte principale mineure (σ_3'), et σ_v' à la contrainte principale majeure (σ_1') (Fig. II.3.).

Supposons que le mur subisse un léger déplacement vers l'extérieur du massif (Fig. II.3.).

- Au cours du déplacement du mur, la contrainte horizontale σ'_h diminue.
- σ'_h peut diminuer jusqu'à ce que le cercle de Mohr représentant l'état de contrainte soit tangent au critère de Mohr-Coulomb (Fig II. 4.), il y a alors rupture du sol.
- La poussée (ou pression active) correspond à cet état de contrainte à la rupture.

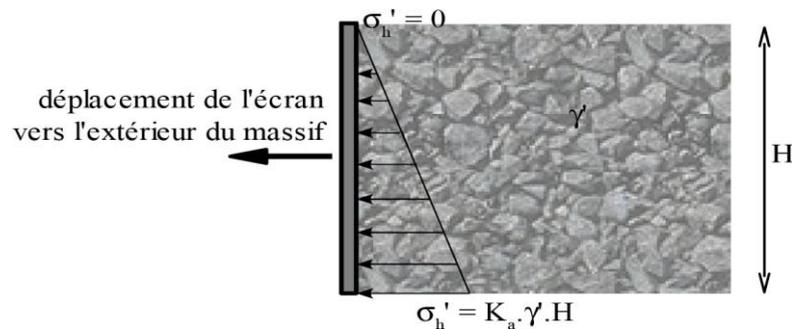


Fig. II.3. Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la poussée.

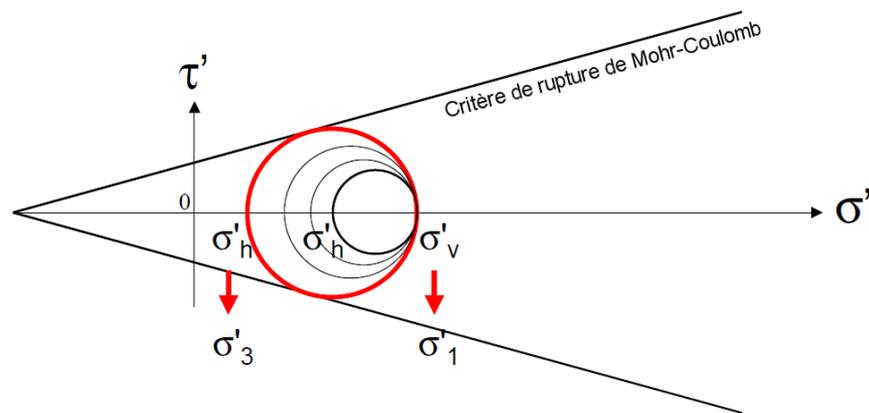


Fig. II. 4 : Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la poussée.

Le **coefficient de poussée des terres** K_a est défini comme le rapport

entre σ'_h et σ'_v à la rupture :
$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

➤ **Etats de butée (ou pression passive)**

Supposons maintenant que le mur subisse un léger déplacement vers l'intérieur du massif (Fig. II.5).

- Au cours du déplacement du mur, la contrainte horizontale σ'_h augmente au point d'être supérieure à σ'_v et de devenir la contrainte principale majeure (σ'_1)
- σ'_h Peut augmenter jusqu'à ce que le cercle de Mohr soit tangent au critère de Mohr-Coulomb, il y a alors rupture du sol. .
- La butée (ou pression passive) correspond à l'état de contrainte à la rupture.

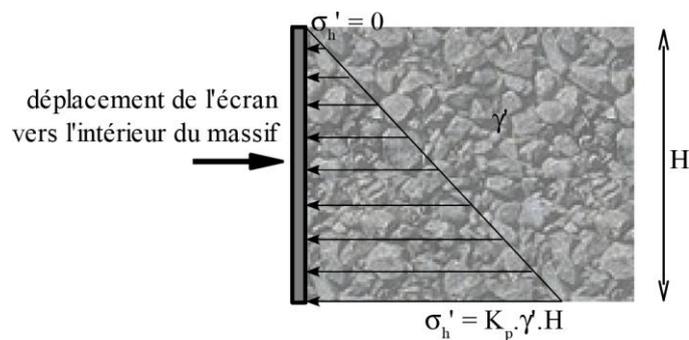


Fig.II.5. Contraintes horizontales s'exerçant dans le cas de la butée.

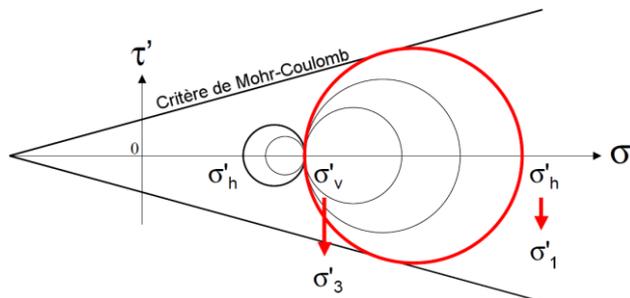


Fig.II.6. Evolution de l'état de contrainte lors du développement de la butée.

Le **coefficient de butée des terres K_p** , est défini comme le rapport entre σ'_h et σ'_v à la rupture :

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

➤ **Bilan sur la Poussée et la Butée**

L'évolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement horizontal du mur est synthétisée sur la figure II.7. Les valeurs de σ_h' sont comprises entre deux extrêmes correspondant à la poussée et à la butée.

La poussée est mobilisée pour un faible déplacement de l'écran d'environ $H/1000$ (faible déformation du sol).

La butée représente un bon blocage du sol (contraintes horizontales importantes) toutefois un déplacement important de l'écran est nécessaire $H/100$ à $H/10$ (déformations importantes du sol) pas toujours vérifié sur le terrain.

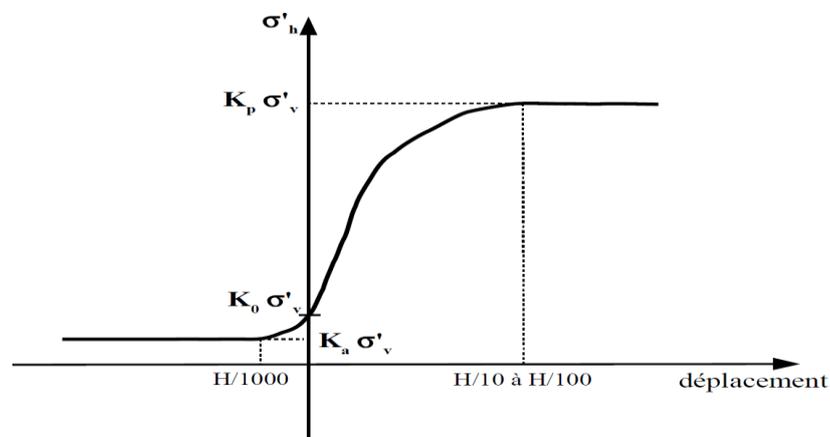


Fig.II.7. Evolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement de l'écran.

Les trois états d'équilibre, ci-dessus introduits, sont représentés sur la figure II.8 par leur cercle de Mohr en un point M où la contrainte verticale est donnée par (1). On a :

- Le cercle (C_0) correspond à l'équilibre du sol au repos ;
- Le cercle (C_B) correspond à l'équilibre limite de butée ;

- Le cercle (C_P) correspond à l'équilibre limite de poussée.

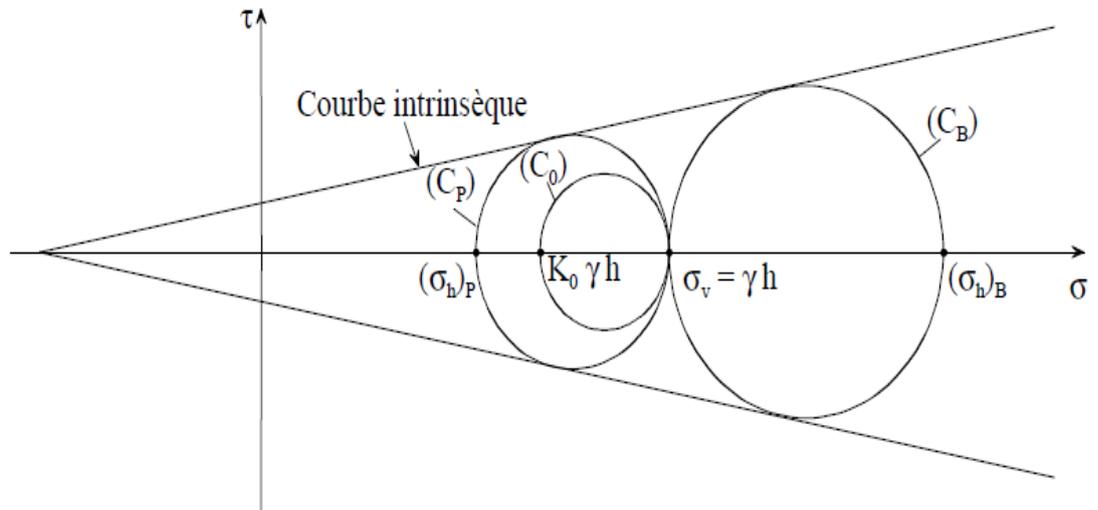


Fig.II.8. Etats de contraintes relatifs à différents états d'équilibre dans le sol.

➤ Obliquité des contraintes de poussée

Les contraintes exercées par le sol sur le mur ne sont pas horizontales mais comportent une composante verticale constituée par les contraintes de cisaillement. Les contraintes exercées par le sol sur le mur sont alors inclinées d'un angle δ par rapport à l'horizontale tel que montré sur la figure II.9.

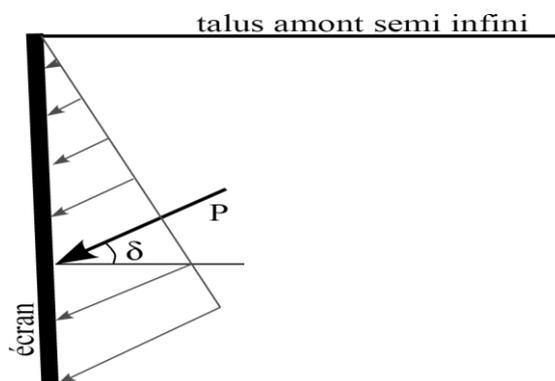


Fig.II.9. Obliquité des contraintes de poussée sur un écran.

➤ **Etude d'un cas simple (Hypothèses de Rankine 1857)**

- Le massif de sol homogène et isotrope limité par une surface libre plane ($\alpha = 0$);
- La présence de l'ouvrage de soutènement ne modifie pas la répartition initiale des contraintes dans le sol ;
- Ecran vertical est lisse ($\theta = 90^\circ$) ($\delta = 0$);

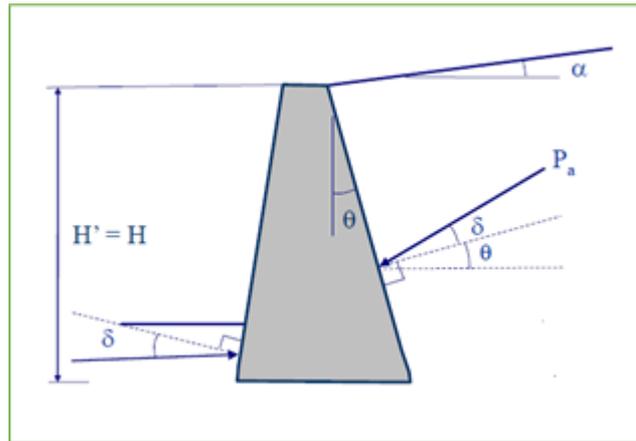


Fig.II.10. Ouvrage de soutènement (angles)

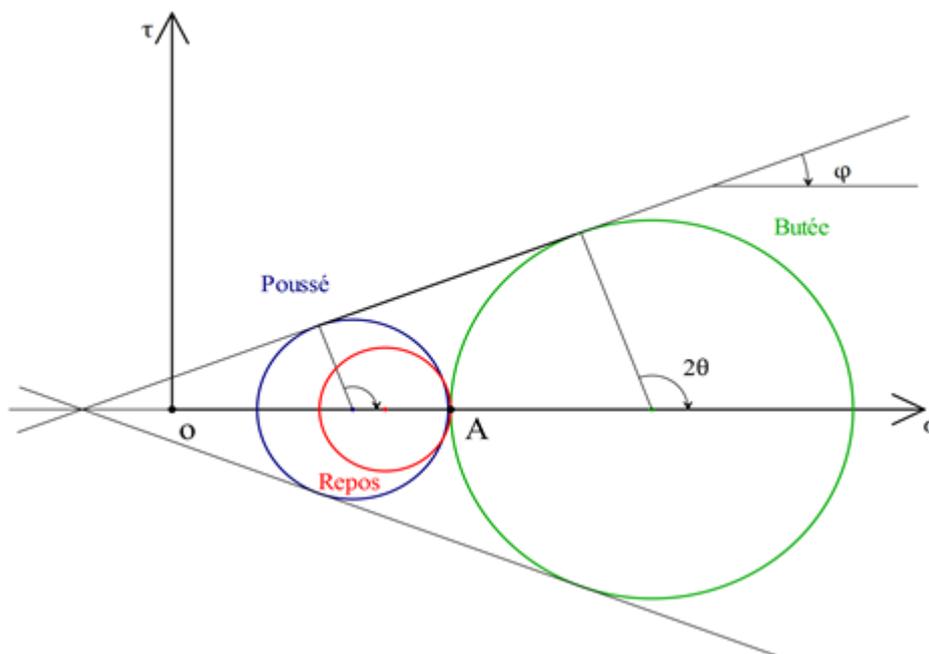


Fig.II.11. Cercles de Mohrs (états actif/passif)

- **Calcul de K_a et K_p**
- ❖ **Sol pulvérulent (non cohésif)**

Dans ce cas simple les coefficients de poussée (K_a) et de butée (K_p) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la figure II.12.

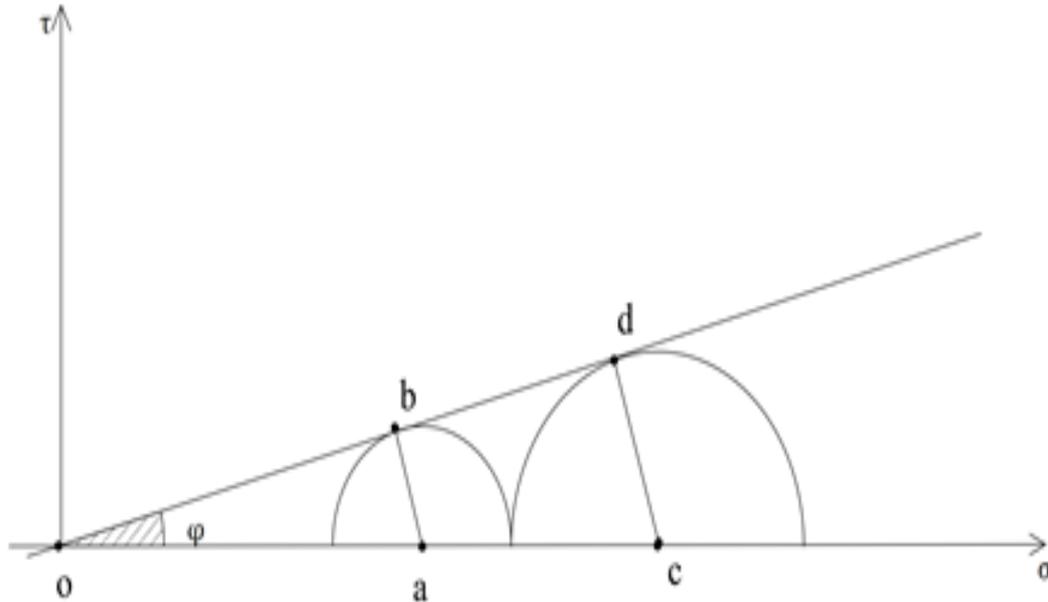


Fig.II.12. Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée.

- **Poussée (petit cercle de Mohr)**

Dans le triangle Oab on a : $\sin\varphi' = \frac{ab}{Oa}$

Avec : $ab = \text{rayon du cercle} = (\sigma'_v - \sigma'_a) / 2$, et $OI = \text{ordonnée de centre du cercle} = (\sigma'_v + \sigma'_a) / 2$.

$$\sigma_a = \sigma'_v \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \sigma'_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donc : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Butée (grand cercle de Mohr)

Dans le triangle Odc on a : $\sin\varphi' = \frac{cd}{Oc}$

Avec : $cd = \text{rayon du cercle} = (\sigma'_p - \sigma'_v) / 2$, et $Oc = \text{ordonnée de centre du cercle} = (\sigma'_v + \sigma'_p) / 2$.

$$\sigma_p = \sigma'_v \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \sigma'_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donc :
$$Kp = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

❖ Cas de sol cohérent

Pour les sols cohérents on distingue deux cas, à court terme et à long terme

(a) **A court terme** $c_u \neq 0$; $\varphi_u \neq 0$

$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u$$

$$\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

(b) **A long terme** $c' \neq 0$; $\varphi' \neq 0$

$$\sigma'_a = K_a \sigma_v - 2c' \sqrt{ka}$$

$$\sigma'_p = K_p \sigma_v + 2c' \sqrt{ka}$$

NB : le coefficient de poussée et de butée dû à la cohésion respectivement est donné par $K_{ca} = \sqrt{K_a}$ et $K_{cp} = \sqrt{K_p}$ dans ces cas simples.

II.3. Equilibre inférieur et supérieur de Rankine

La théorie de Rankine traite le cas d'un massif semi-infini de sol pulvérulent, non chargé. Le massif est incliné d'un angle β par rapport à l'horizontale. Le massif est entièrement en équilibre plastique. On suppose que l'état de l'équilibre limite est le même pour tous les points situés à la même profondeur.

La contrainte sur une facette parallèle à la surface libre est verticale et égale au poids des terres, la contrainte sur la facette AB , figure II.12., est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma z \cos \beta$$

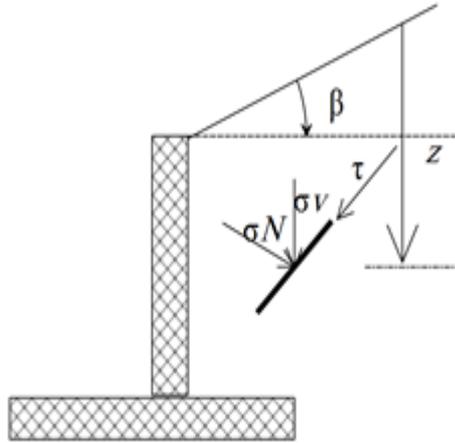


Fig.II.13. La contrainte sur une facette parallèle à la surface libre.

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

β : Inclinaison de la surface du sol avec l'horizontal.

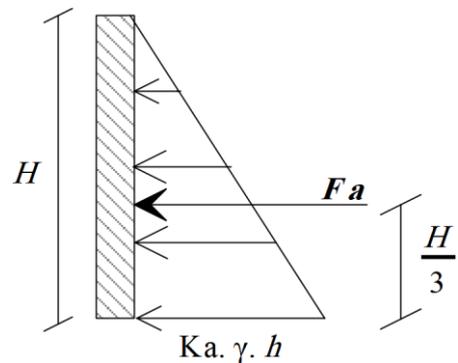
$$\sigma_a = \gamma h k_a \Rightarrow K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$\sigma_p = \gamma h k_p \Rightarrow K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

❖ **La force de poussée et butée**

La force = La surface

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$



II.4. Equilibre de Boussinesq

La théorie de Boussinesq est un schéma général permettant de prendre en compte le frottement sol-écran. Initialement, on suppose que le sol soit un matériau pulvérulent en équilibre limite sous son propre poids, la prise en compte de la cohésion et des forces extérieures viendront par la suite. Le massif est limité par deux plans : la surface libre et un écran latéral. Sur l'écran, l'obliquité des contraintes est imposée. On admet une distribution triangulaire des contraintes sur chaque rayon polaire, c'est-à-dire que l'obliquité est constante et que l'intensité de la contrainte est proportionnelle à la position radiale (résultat de la théorie de Rankine).

Les valeurs de K_a et K_p dans ce cas sont données par des tableaux. Voir les tableaux de Caquot et Kérisel en annexe.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2(\lambda)\cos(\delta + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda)\cos(\lambda - \beta)}}\right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2(\lambda)\cos(\delta - \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \lambda)\cos(\beta - \lambda)}}\right]^2}$$

La force de poussée (butée) se décompose en :

Une composante horizontale : $P_{aH} = \frac{1}{2}\gamma H^2 F_a \cos(\lambda + \varphi)$

Une composante verticale : $P_{av} = \frac{1}{2}\gamma H^2 F_a \sin(\lambda + \varphi)$

II.5. Ouvrages de soutènement

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement des sols. Nous présentons ci-après, quelques grandes familles types d'ouvrages. Les ouvrages de soutènements sont classés selon plusieurs critères, on peut citer à titre d'exemple, les murs de soutènements et les écrans de soutènements.

Les écrans de soutènement peuvent être classés en deux catégories fondamentales :

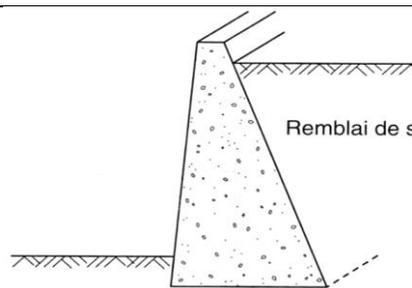
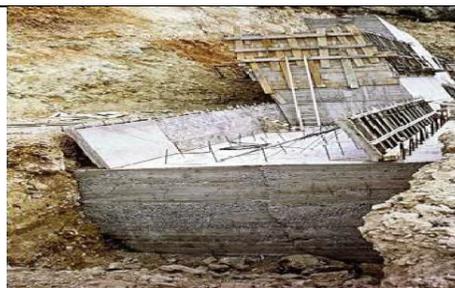
- **Les murs rigides** : mur poids, mur cantilever en BA.
- **Les murs souples** : rideau de palplanche, parois moulées de grande hauteur.

Tableau II. 2. Type d'ouvrage de soutènement.

Mode de fixation	Type d'ouvrage de soutènement		
Poids			
	Murs poids en béton ou en maçonnerie	Murs en terre armée	Ouvrages cellulaires
Encastrement			
	Mur cantilever en BA	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

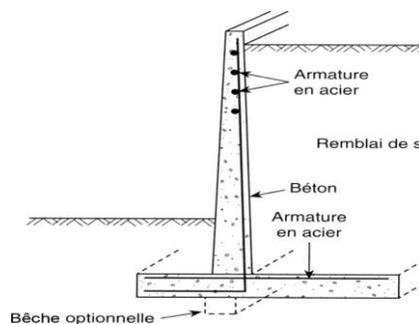
Tableau II. 3. Les murs de soutènement

Mur poids



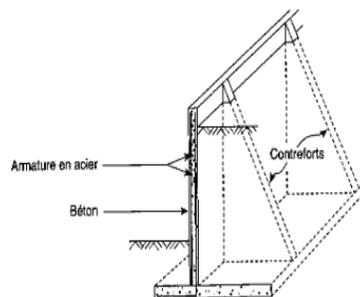
Le plus ancien et le plus simple à construire. Il ne comporte pas d'armature en acier. Sa stabilité est assurée par son poids et sa largeur.

Mur cantilever



Appuyé sur une large semelle filante. Ce mur en porte-à-faux est relativement mince et nécessite une armature en acier. sa stabilité est assurée par la semelle chargée de sol du côté amont ainsi que par son propre poids. Le sol s'appuyant sur le mur du côté aval de même que la butée optionnelle placée sous la semelle s'opposent aux forces de glissement.

Mur à contrefort



A l'exception des contreforts qui permettent de réduire son épaisseur, le mur à contreforts ressemble au mur cantilever. La stabilité du mur contrefort est assurée par le poids du sol sur la semelle et le poids du mur lui-même.

**Mur
à caissons**

Le mur caissons est le plus résistant. Il est constitué d'un ensemble de boîtes alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage.

➤ **Frottement sol-mur**

Le frottement entre la paroi de soutènement et le sol, frottement sol-mur, est un paramètre dépend de l'ouvrage de soutènement.

Tableau II.4. Angle de frottement sol mur en fonction de l'état de surface du Parement.

Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur (δ)
Surfaces très lisses ou lubrifiés	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier...)	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons...	$\delta \geq \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

➤ **Bilan des forces agissant sur un ouvrage de soutènement**

Considérons un ouvrage de soutènement simple, par exemple un mur en béton retenant un massif de sol, figure II.14, et examinons sommairement les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur.

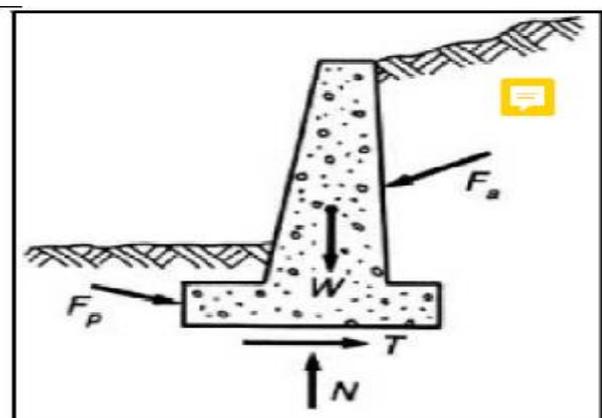


Fig. II.14. Bilan des forces agissant sur un ouvrage de soutènement.

Fa : force de poussée (actif)

Fp : force de butée (passif)

N : force portante

T : force de résistance au glissement,

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivants :

- le poids volumique du sol γ ;
- la résistance au cisaillement du sol c ; φ ;
- le frottement entre le sol et l'ouvrage δ ;
- l'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage λ , η ;
- les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol ;
- la présence d'une nappe d'eau γ_w ;
- les surcharges à la surface du sol q .

II.6. Mode de rupture des murs de soutènement et calcul de la Stabilité

Cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement figure II.15 :

- 1) le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure II.15.a) ;
- 2) le renversement de l'ouvrage (figure II.15.b) ;
- 3) le poinçonnement du sol de fondation (figure II.15.c) ;
- 4) le grand glissement englobant l'ouvrage (figure II.15.d) ;
- 5) la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure II.15.e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par

contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi.

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Cette partie de cours concerne les trois premiers modes de rupture.

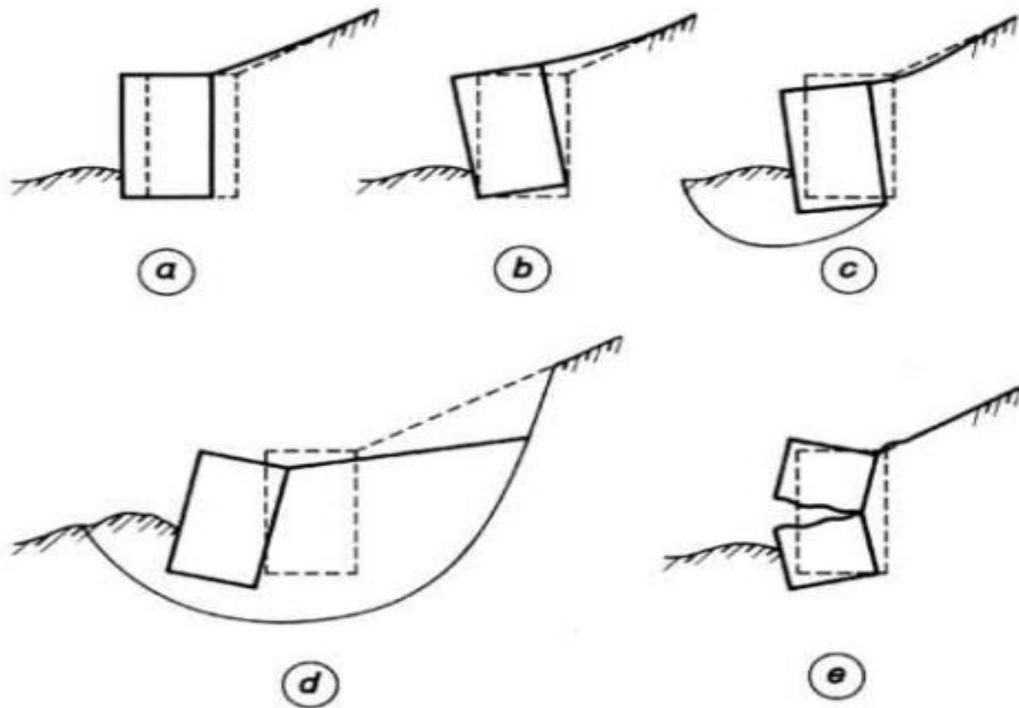


Fig. II. 15. Modes de rupture des murs de soutènement.

➤ **La stabilité au renversement**

On localise arbitrairement l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et on compare les moments par rapport à cet axe.

$$\frac{M_S}{M_R} \geq S_R$$

Moment de force stabilisante M_S : w, F_p

Moment de force renversante M_R : F_a, P_w pression de l'eau.

Le rapport de ces moments est le coefficient de sécurité au renversement.

Où $S_R = 1.5$ sans butée et $S_R = 2$ on prend en compte de la butée.

➤ **La stabilité au glissement**

Vérifier le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation, il faut comparer :

La composante tangentielle T de la résultante R dans le plan de fondation (la composante horizontale) à la résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement, à savoir : $CB + N \tan \delta$.

$$\frac{CB + N \tan \delta}{\sum F_H} \geq S_G$$

Où $S_G = 1,5$ et $S_G = 2$ on prend en compte de la butée et la cohésion.

➤ **La stabilité au poinçonnement (la résistance du sol d'assise ou portance de sol)**

Vérifier les contraintes appliquées par le mur par rapport à la capacité portante de sol de fondation.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{adm} \quad \text{Pour assurer la résistance de sol.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 \quad \text{Pour éviter le soulèvement de la}$$

semelle.

Où B la largeur de la semelle, e l'excentricité, σ_{max} , σ_{min} la contrainte maximal et minimale (en aval et en amont) respectivement et σ_{adm} la contrainte admissible de sol.

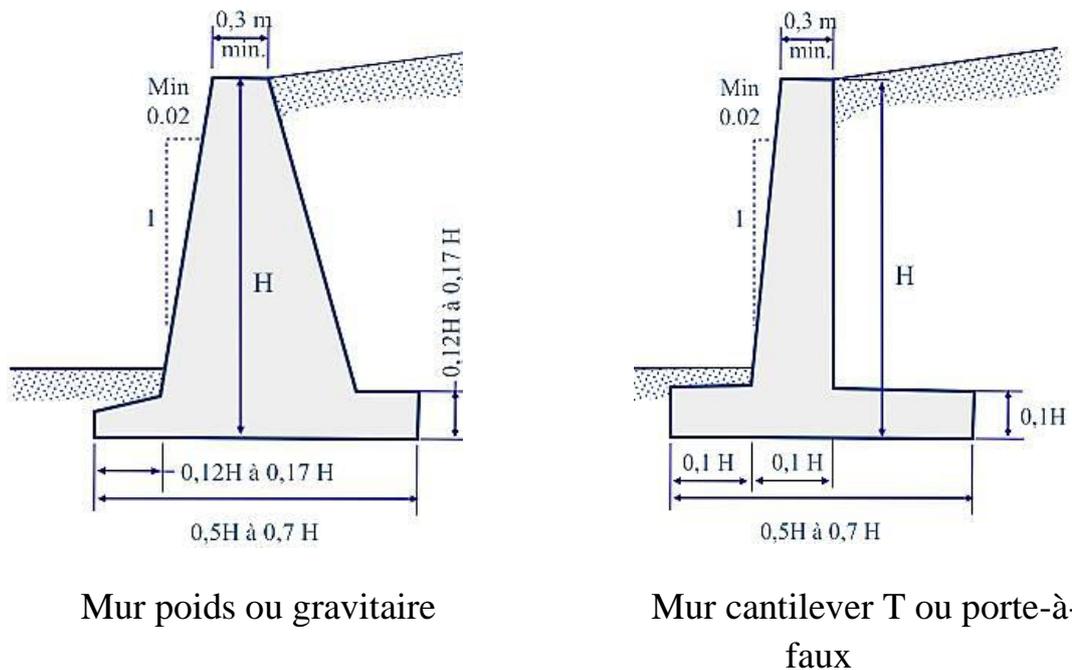
Pour que $\sigma_{min} > 0$ il faut que e est situé au tiers médian de la semelle donc $e \leq \frac{B}{6}$

$$e = e/o = \frac{B}{2} - \frac{M_S - M_R}{\sum F_V}$$

II.7. Dimensionnement des murs de soutènement

Dimensionner un mur de soutènement consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferraillage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces, la géométrie initiale d'un mur de soutènement peut

être donnée par :



Mur poids ou gravitaire

Mur cantilever T ou porte-à-faux

Fig. II. 16. Dimensionnement d'un mur de soutènement

II.8. Les rideaux de palplanche

Les palplanches sont des profilés métalliques qui peuvent être assemblés pour former un rideau. Le rideau assure une fonction d'étanchéité et de soutènement. Au contraire d'un mur, un rideau est déformable (flexible). Le calcul d'un rideau en poussée-butée ne permet qu'un pré dimensionnement.



Fig. II. 17. Mur souple ou rideau de palplanche.

➤ **Les différents types de mise en oeuvre**

La mise en œuvre des palplanches se fait soit :

- (a) Par battage
- (b) par fonçage ou vibration
- (c) par pression



(a)



(b)



(c)

Fig.II.18. Mise en œuvre des rideaux palplanches

➤ **Principe de calcul des rideaux de palplanche**

Le calcul des rideaux de palplanche se fait selon leur mode de fonctionnement, on distingue les palplanches simplement encastrés, les palplanches ancrés en tête simplement butés en pied ou sans contre butée et les palplanches ancrés en tête et encastrés en pied ou avec contre butée.

a) Rideau simplement encastré (butée simple en pied)

Pour calculer la fiche f ou D , on utilise la simplification suivante (figure II.19), on calcule f_0 avec $f = 1.2 f_0$ donc $z = 0.2 f_0$ par $\Sigma M/o = 0$ et par la suite on calcule la somme des forces horizontales $\Sigma F_H = 0$ pour déduire C .

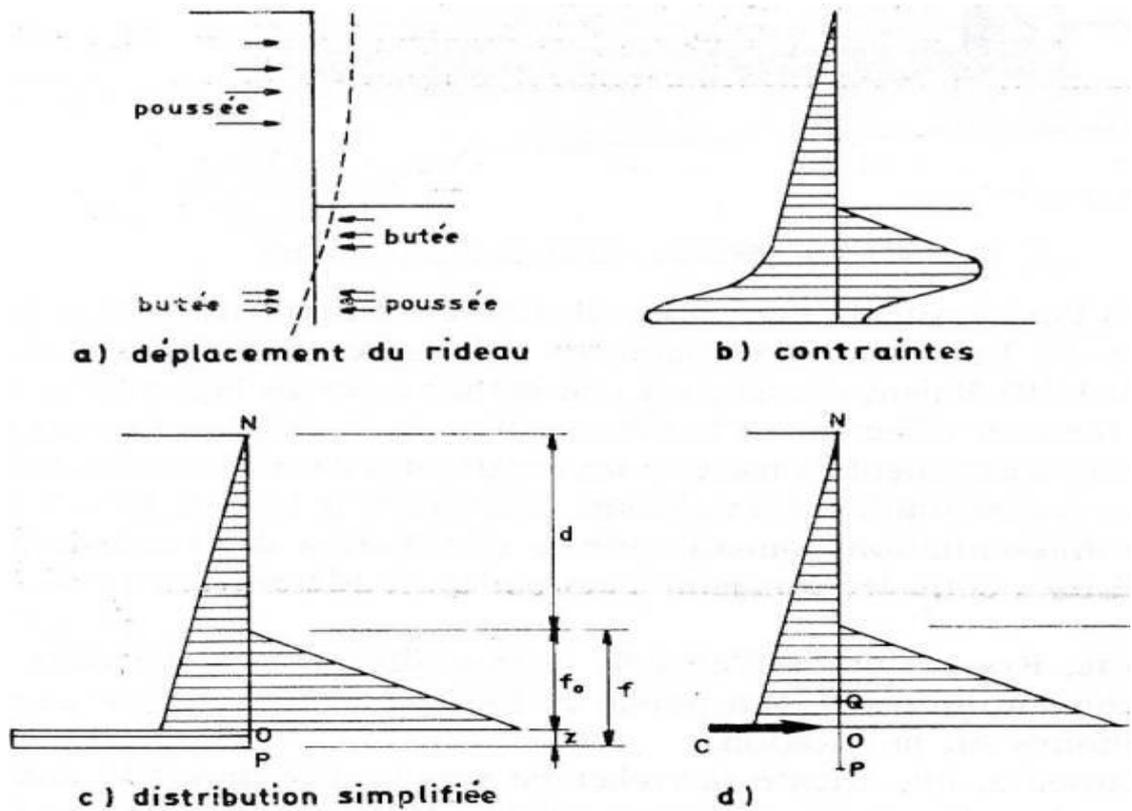
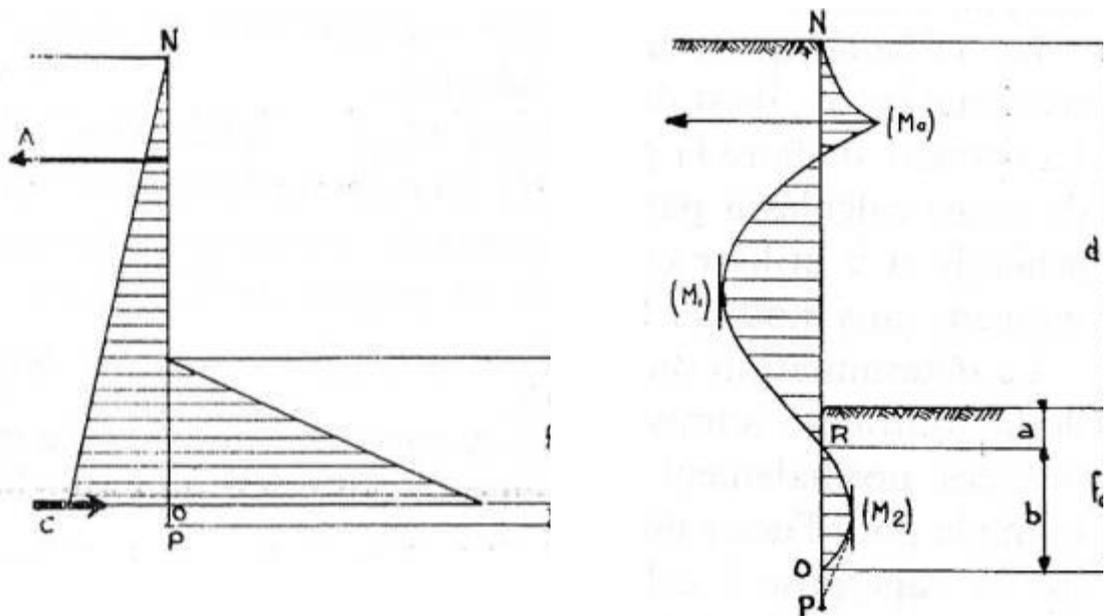


Fig. II. 19. Rideau simplement encasté.

b) Rideau ancré et encasté en pied

Dans ce cas le calcul est plus difficile, il y a une méthode simplifiée dite de Blum ou de la poutre, on considère la palplanche comme une poutre et on calcule les moments et les efforts tranchants.



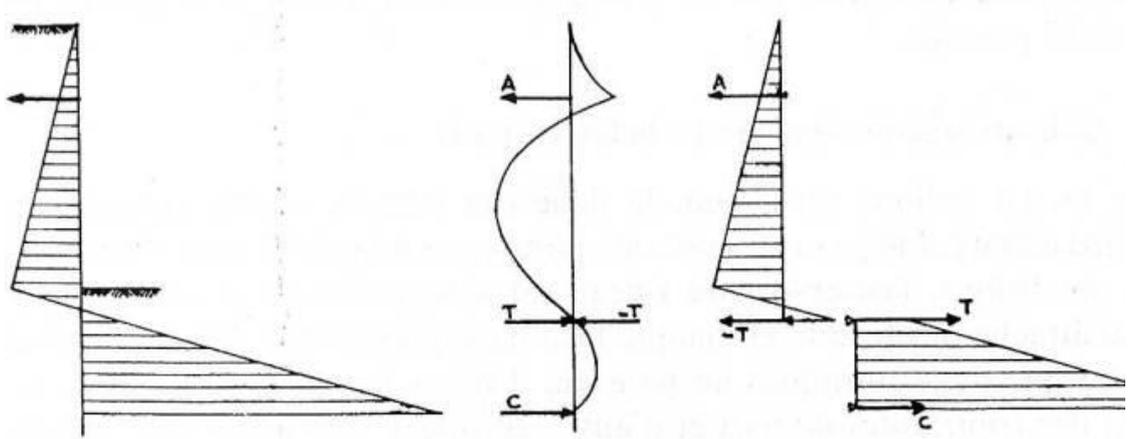


Fig. II. 20. Rideau ancré et encastré en pied

c) Rideau ancré et simplement butée en pied

Le principe de cette méthode est de fait le calcul de la somme des moments par apport au point N pour éliminer l'effort d'ancrage.

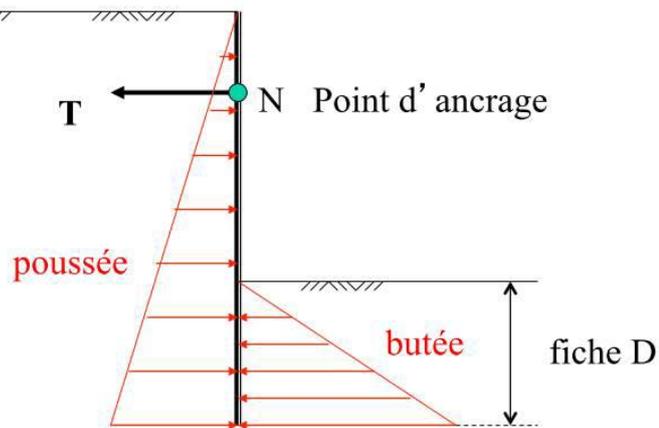


Fig. II. 21. Rideau ancré et simplement butée en pied

Chapitre III

Les Fondations

Chapitre III : Les fondations

III.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de la structure (Infrastructure) assurant l'acheminement des efforts résultant des actions appliquées sur la construction au sol d'assise.

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement.

Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Les fondations selon leur profondeur en 3 types (figure III.1) :

- les fondations superficielles $D/B \leq 4$
- les fondations semi-profondes $4 < D/B < 10$
- les fondations profondes $D/B \geq 10$

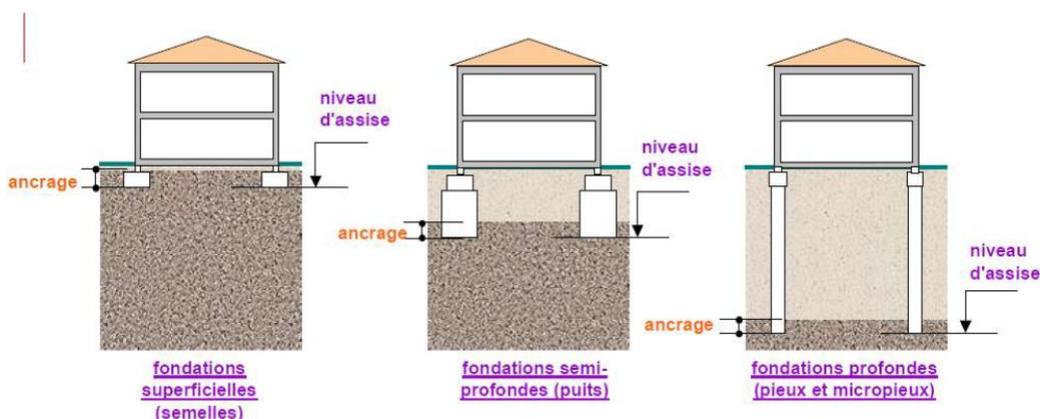


Fig.III.1. Classification des fondations.

D'autres classifications ne considèrent que 2 types de fondations:

- les fondations superficielles
- les fondations profondes

III.2. Les fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles :

- les semelles filantes, de longueur L importante devant la largeur B ($L/B > 5$);
- les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux modestes ; entre autres les semelles carrées ($L/B = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes.

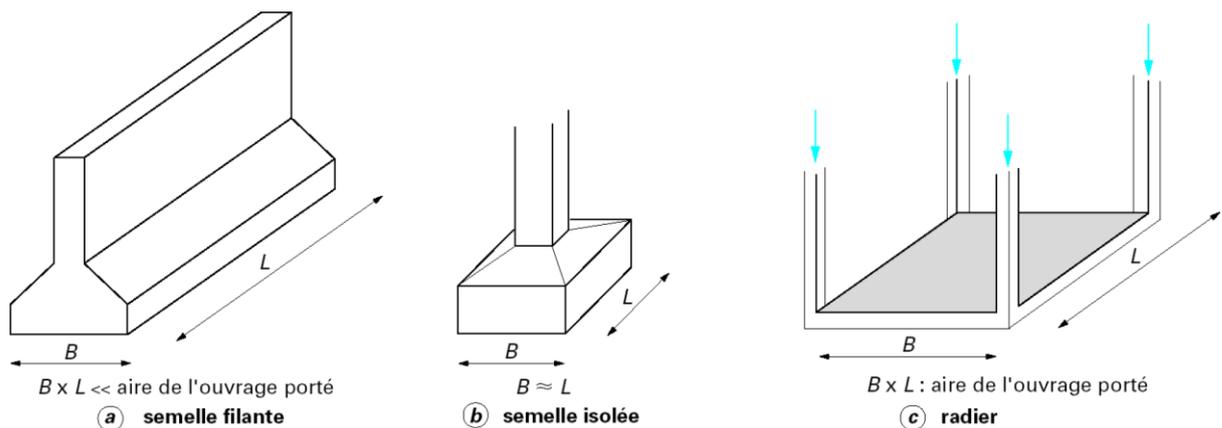


Fig.III.2. Description des fondations superficielles.

➤ Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (Figure III.3.) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».

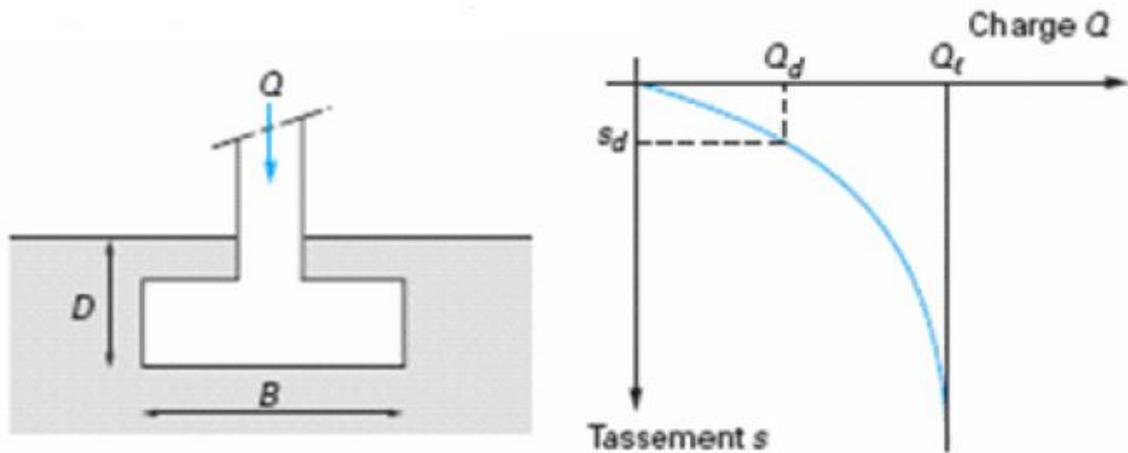


Fig. III.3. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle .

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge « Q » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge « Q_L », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge « Q_L » est la **capacité portante** de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

➤ Comportement à la rupture

Lors du chargement d'une fondation superficielle, le sol se comporte comme le montre la figure III.4. :

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture,

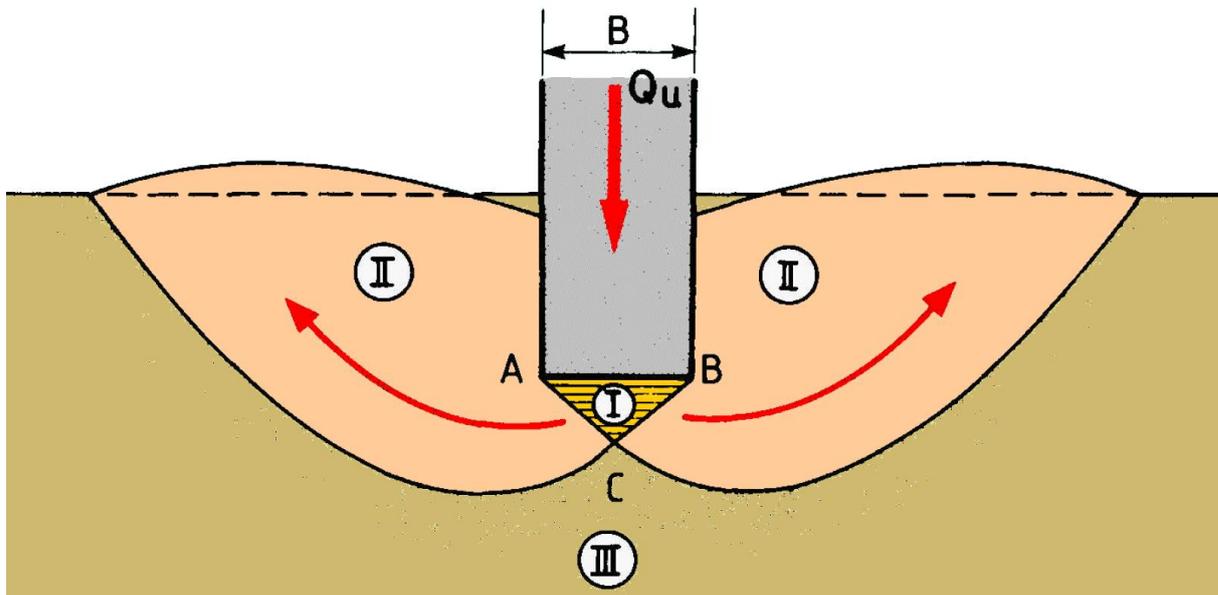


Fig. III.4. Représentation du faciès de rupture du sol sous une fondation superficielle.

On définit :

- ❖ **Zone I** : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle ;
- ❖ **Zone II** : Le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- ❖ **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

III.3. Calcul de la capacité portante

On considère le principe de superposition de Terzaghi (1943) pour examiner les fondations superficielles, cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infini et homogène horizontale, figure III.5.

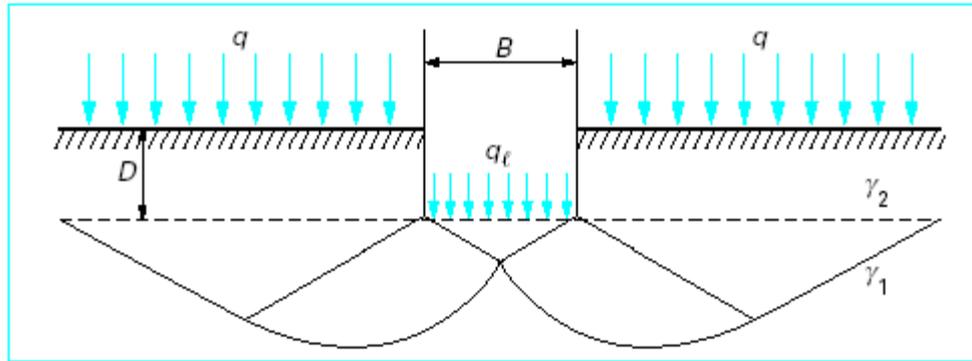


Fig.III.5. Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Le principe de superposition consiste à superposer trois états, figure III.6.

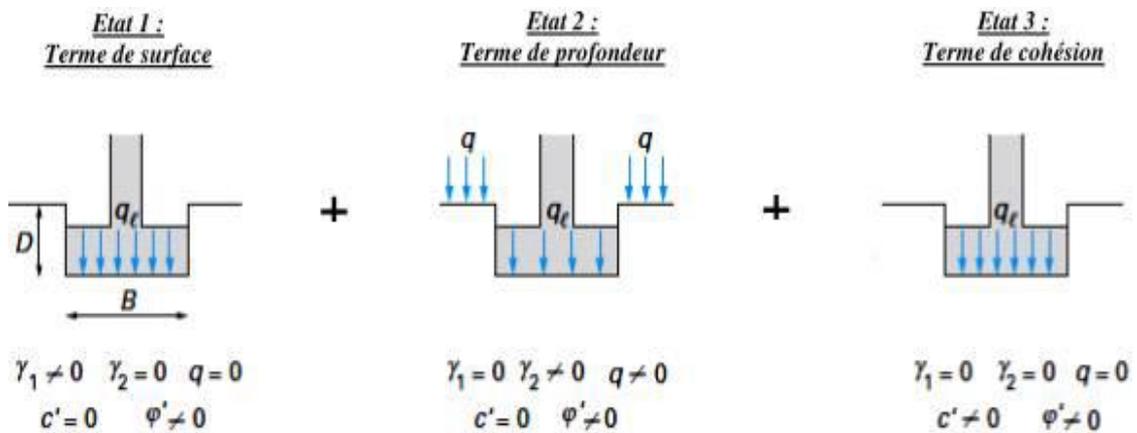


Fig. III. 6. Méthode de superposition de Terzaghi pour une fondation superficielle

1. **Etat 1 :** le premier terme $\frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est en fonction de la largeur de la fondation et du poids volumique du sol γ_1 sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
2. **Etat 2 :** le deuxième terme γ_2DN_q est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).
3. **Etat 3 :** le deuxième terme CN_c est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centré est obtenue par la relation générale suivant :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + c N_c + (q + \gamma_2 D) N_q$$

Avec :

q_l : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

c : Cohésion du sol sous la base de la fondation ;

B : Largeur de la fondation ;

D : Profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

N_γ, N_c et N_q Sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Le tableau III.1 indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

Tableau III. 1. Valeurs des facteurs de portance

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.37	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension N_c et N_q on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Si } \varphi \neq 0 \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$$

$$\text{Si } \varphi = 0 \quad N_c = \pi + 2$$

$$N_q = 1.0 \text{ et } N_c = \pi + 2$$

$$\text{Pour le DTR 13.12} \quad N_\gamma = 1,85(N_q - 1) \tan \varphi$$

$$\text{Pour l'Eurocode 7} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Ou bien par la formule générale

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_p \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Les hypothèses suivantes sont utilisées pour calculer la capacité portante d'une semelle :

- Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques γ , c et φ ;
- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire) ;
- La contrainte limite « q_l » obtenue est la contrainte moyenne uniformément répartie sous la semelle.

➤ Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

On a démontré le principe de superposition de Terzaghi pour le calcul d'une fondation filante, dans ce qui suit-on donnera les procédures de calcul de la capacité portante des fondations superficielles pour des cas particulières, en prenant en compte l'influence de :

- L'influence de la forme géométrique de la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la charge portée par la semelle ;

- L'influence de l'excentrement de la charge portée par la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la base de la semelle.

▪ **Semelle filante. Charge verticale et centrée**

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q$$

▪ **Influence de la forme de la fondation (charge verticale et centrée)**

Afin de tenir compte la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est obtenue par l'utilisation de coefficients multiplicatifs s_γ , S_c , et S_q et prend la forme suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + s_c C N_c + s_q (q + \gamma_2 D) N_q$$

Les valeurs des coefficients de forme, sont déterminées à l'aide des formules montrées dans les tableaux ci-dessous (tableau II.2 et II.3):

Tableau III. 2. Valeurs des coefficients de formes selon Terzaghi
(Terzaghi K., 1943)

Fondations	Filantes	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	circulaires
s_γ (1)	1	$1 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.6
s_c	1	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement			

NB : Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$. Pour un carré, on fait $L = B$ dans les formules.

Tableau III. 3. Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7 (CEN, 2005; CEN, 2006)

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaire s	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
s_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

➤ **Influence de l'inclinaison de la charge**

Pour une inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale, figure II.7, le DTU 13.12 et Meyerhof propose les relations suivantes pour les coefficients d'inclinaison

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + i_c C N_c + i_q (q + \gamma_2 D) N_q$$

$$\begin{cases} i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 & \text{si } \varphi > 0 \\ i_\gamma = 0 & \text{si } \varphi > 0 \end{cases}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

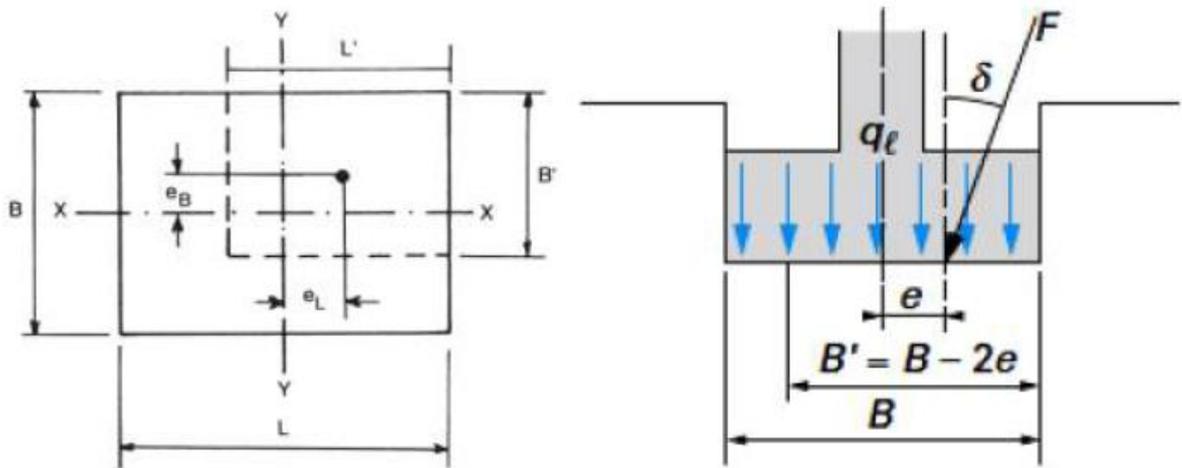


Fig. III. 7. Inclinaison et excentrement d'une charge .

➤ **Influence de l'excentrement e d'une charge verticale**

Si la charge a un excentrement e parallèle à B , figure III.7, alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite, selon Meyerhof (1953), donnée par :

$$B' = B - 2e$$

Si l'excentrement e' est parallèle à la dimension L alors on fait la même procédure avec la longueur L en le remplaçant par une longueur réduite :

$$L' = L - 2e'$$

Pour un excentrement e parallèle à B on remplace dans la contrainte limite q_l la largeur B par une largeur effective B' , donc :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q$$

Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée, on opérera de même, en remplaçant B et L par B' et L' respectivement.

III.4. Calcul de la capacité portante admissible

La contrainte admissible d'une semelle (fondation superficielle) est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_l - (q + \gamma_2 D)}{3} + (q + \gamma_2 D)$$

III.5. Calcul de la charge ultime portée par la semelle

La charge maximale qui doit être portée par la semelle est obtenue en divisant la capacité portante de cette semelle par sa surface ($A = BL$), pour le cas d'une charge excentrée on divise par la surface réduite ($A' = B'L'$).

$$Q_l = \frac{q_l}{A}$$

III.6. Calcul du tassement

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation. Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène, consolidation des sols (cours MDS II)

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \lg \frac{(\sigma'_0 + \Delta \sigma')}{\sigma'_p} \right]$$

Où :

s : Le tassement total sous une contrainte verticale maintenue constante ;

H_0 : La hauteur de la couche de sol sous la fondation ;

Δe : La variation de l'indice des vides ;

e_0 : L'indice des vides du sol en place ;

C_s : L'indice de décompressibilité (ou de recompressibilité) ;

C_c : L'indice de compressibilité ;

σ'_p : Contrainte verticale effective de préconsolidation

σ'_0 : Contrainte verticale effective du sol en place ;

$\Delta \sigma'$: Contrainte verticale effective appliquée (due à la surcharge).

Chapitre VI

ESSAIS IN-SITU

Chapitre IV : ESSAIS IN-SITU**IV.1.Introduction**

L'étude géotechnique se rapporte aux sols et aux eaux souterraines en tant qu'éléments intervenant dans la stabilité et le bon comportement des constructions provisoires ou définitives. Elle est destinée à fournir au maître d'œuvre les données relatives au comportement du sol qui lui sont nécessaires pour la conception et la construction des ouvrages et celles relatives à leur incidence sur l'environnement.

La reconnaissance des sols a pour objet la mise en œuvre des moyens nécessaires à une connaissance suffisante des divers éléments et formations composant le volume des sols concernés par le projet.

Les avantages de l'essai in situ sont les suivants :

- Son exécution est rapide, donc on peut le multiplier pour permettre une meilleure reconnaissance du sol ;
- Il est parfois le seul à réaliser lorsqu'on ne peut pas extraire des échantillons intacts ;
- Il donne des résultats globaux par rapport aux essais de laboratoire qui donnent des résultats discontinus.

IV.2. Le contenu de l'étude géotechnique

Ayant la mise en œuvre de la reconnaissance des sols proprement dite, il convient de procéder à une enquête préalable comprenant :

- 1) l'examen des caractéristiques principales du projet,
- 2) une visite détaillée des lieux,
- 3) la consultation des personnes et des documents susceptibles de fournir des informations sur le site, son environnement et sur le mode de fondation des ouvrages existants situés à proximité,

4) la rédaction d'une note de synthèse comprenant la définition d'un programme de reconnaissance adapté au site et au projet.

IV.3. Méthodes de sondages par forages mécaniques et prélèvements

Il est très souvent demandé l'exécution d'un ou deux puits, sur quelques mètres de profondeur, à la main, à la pelle mécanique ou par tous moyens mécaniques adéquats. Ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et d'obtenir des échantillons, remaniés ou non, tant qu'on se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

IV.4. Classification générale des forages

Les forages peuvent être classés en trois catégories selon la méthode utilisée :

- les forages carottés,
- les forages semi-destructifs,
- les forages destructifs.

Le choix de cette méthode est conditionné par la nature des formations que l'on doit reconnaître ainsi que par le but recherché.

➤ Forages en carottage continu

Les forages carottés sont réalisés en découpant le terrain par rotation ou par poinçonnement à l'aide d'un tube creux appelé carottier muni à sa base d'une couronne ou d'une trousse coupante.

On distingue les carottiers rotatifs et les carottiers poinçonneurs. Les carottiers rotatifs peuvent être de deux types : simples ou doubles avec ou sans gaine amovible.

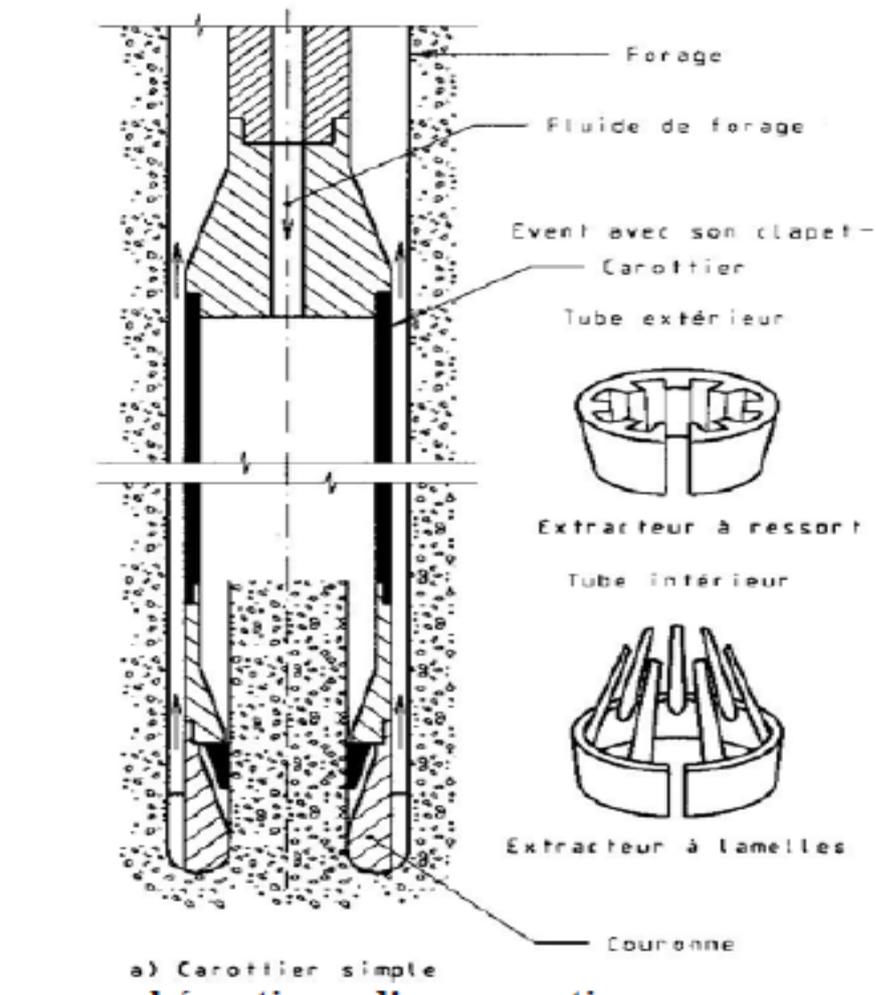


Fig.IV. 1. Carottier.

➤ Forages semi-destructifs

On appelle semi-destructif un procédé qui ne permet pas le prélèvement des échantillons intacts au sens de la mécanique des sols, mais qui permet d'extraire le sol d'une façon continue sous forme remaniée. On distingue 3 types de forages semi-destructifs :

- Forages à la soupape,
- Forages à la tarière mécanique,
- Forages à la benne preneuse,

➤ Forages destructifs

Les forages destructifs sont réalisés, en général, par battage, rotation ou par vibration d'un outil spécial, le trépan, qui désorganise le matériau. Un fluide, air, eau ou boue, injecté par le train de tige, permet de remonter les sédiments et de les identifier. Dans le cas contraire, les sédiments sont récupérés à l'aide d'une soupape.

IV .5. Essai in situ et mesures**IV .5.1. Essais pénétrométriques statiques**

C'est Alexandre Collin qui a utilisé, en 1846, le premier pénétromètre statique. Terzaghi, en 1929, a mesuré d'une manière continue les variations de la résistance statique qu'un sable oppose à la pénétration d'un cône descendu verticalement.

Les pénétromètres statiques sont des appareils qui permettent d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde), des tiges à l'aide d'un vérin. Ils sont conçus pour mesurer séparément la réaction des couches traversées sous la pointe et le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale.

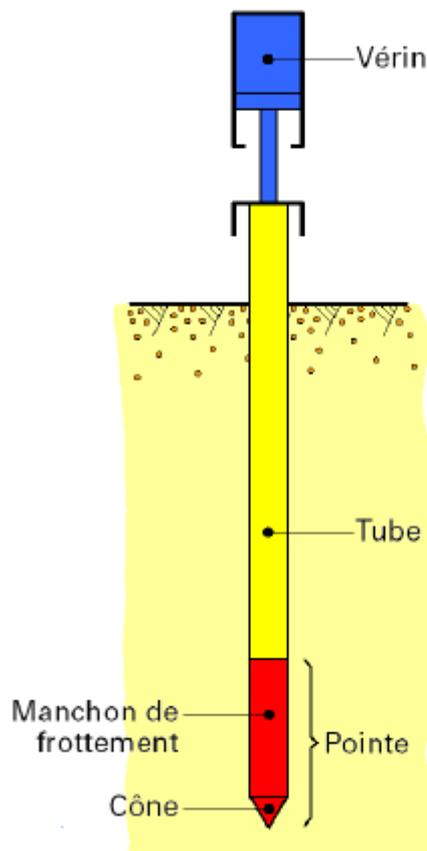


Fig . IV. 2. Schéma du pénétromètre statique.

❖ Classification des appareils

➤ Appareils à pénétration discontinue

Principe :

- cône relié au vérin de surface par un train de tiges couissant sans frottement à l'intérieur du tube ;
 - essai en trois temps
1. tube + cône foncé simultanément \Rightarrow effort total Q_t
 2. pointe enfoncée seule par vérinage \Rightarrow effort sur le cône Q_c
 3. tube enfoncé seul

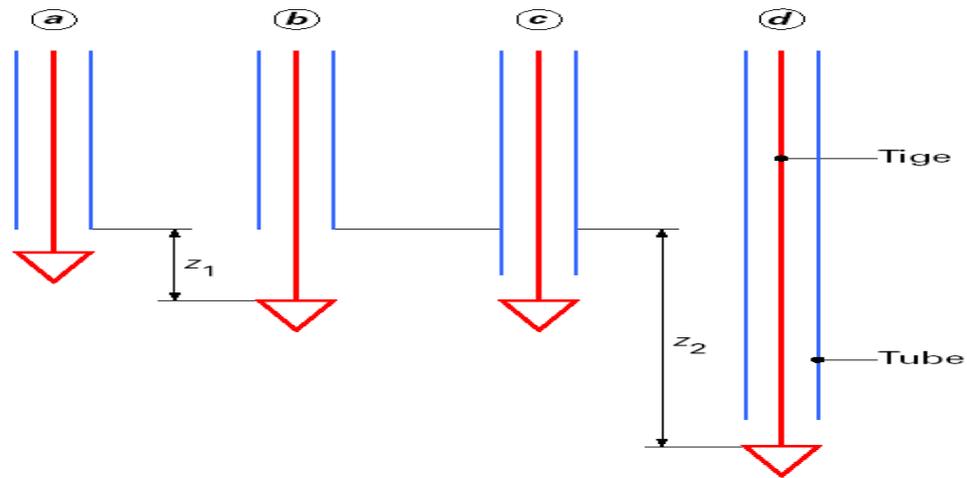


Fig IV. 3. Appareils à pénétration discontinue.

➤ Appareils à pénétration continue

Principe :

- Pas de mouvement relatif de la pointe par rapport au train de tiges
- Mesure de $Q_c \rightarrow$ réaction du sol sur l'extrémité conique de la pointe

Exemple 1 : pénétromètre de Parez

- pointe hydraulique
- mesure de la pression induite dans un circuit d'huile par le déplacement du cône sous la réaction du sol

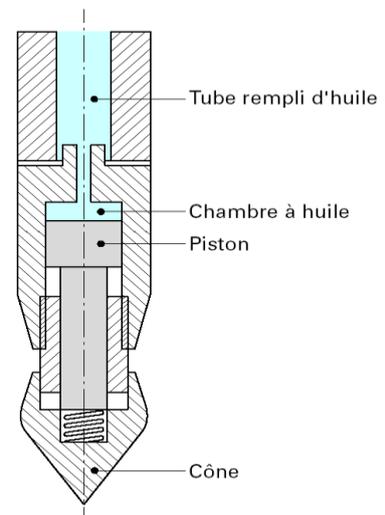


Fig IV.4. pénétromètre de Parez.

Exemple 2 : pénétromètre Andina

- transmission mécanique
- réaction du sol sur le cône transmise en surface par l'intermédiaire d'une tige d'acier qui comprime un peson placé sous le vérin.

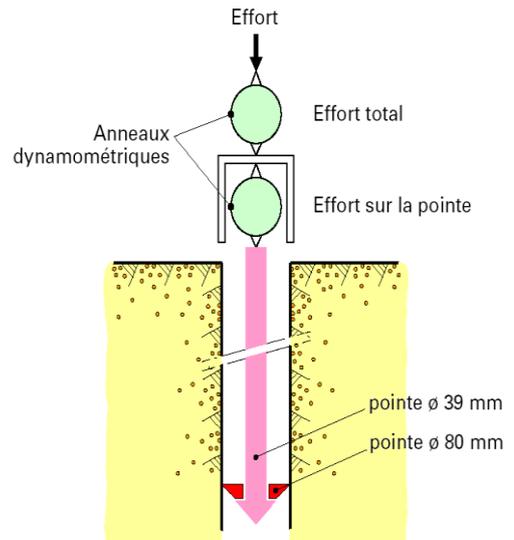


Fig IV.5. _pénétromètre Andina.

Exemple 3 : transmission électrique

- déformation du peson mesurée par des jauges électriques
- sols de très faible consistance
- information enregistrée en surface

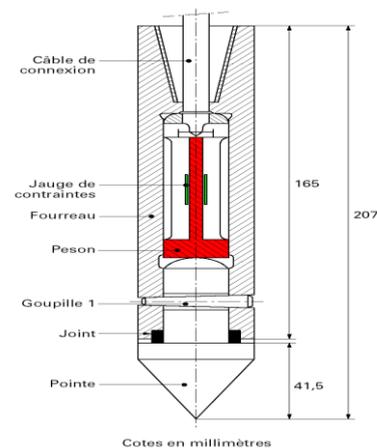


Fig IV.6. _pénétromètre électrique Fugro

➤ **Présentation et interprétation des résultats**

- 1) Résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe ⇒ q_c résistance de pointe statique (ou résistance de cône)

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

Q_c : réaction du sol sur le cône.

A_c : section droite de la base du cône.

2) Effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges $\Rightarrow Q_t$
 effort total = effort de pointe + effort de frottement latéral (s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges).

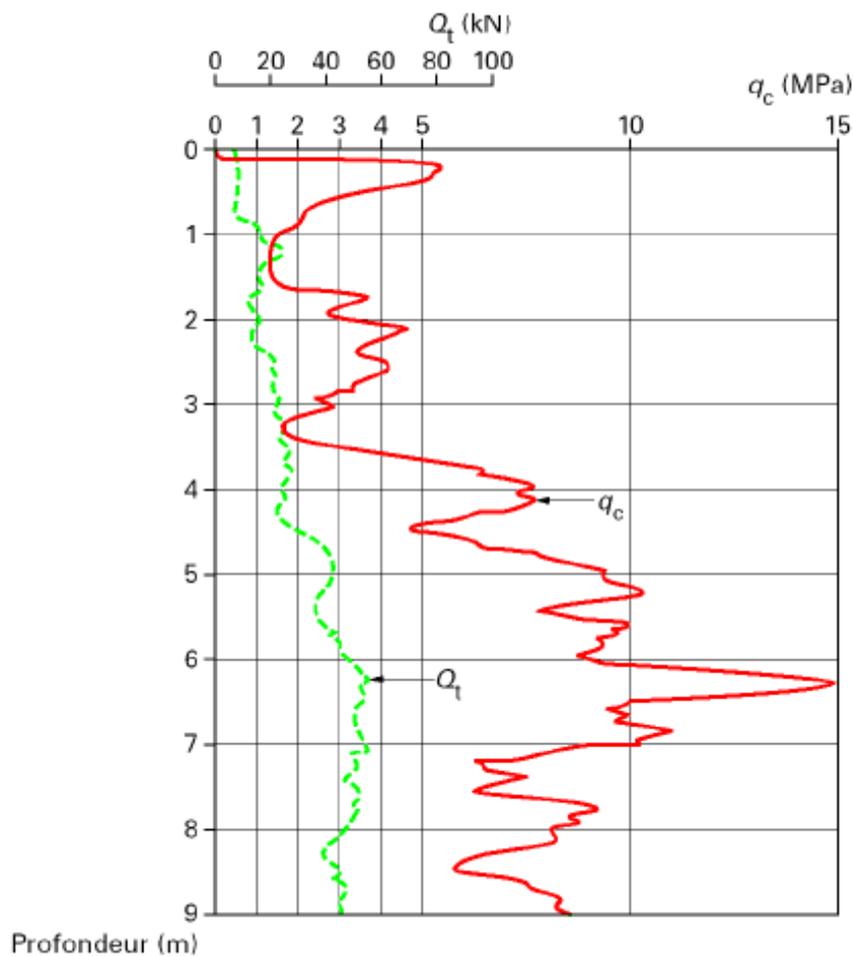


Fig IV.7. Profil pénétrométrique

À l'issue de la reconnaissance d'un site au pénétromètre statique, on peut juger l'hétérogénéité des sols en plan et en profondeur, et les classer sommairement en fonction de leur dureté comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Nature probable du sol en fonction de la dureté

q_c (MPa)	Nature probable du sol	Constructibilité
0 à 1	Sol cohérent compressible à très compressible ou sable lâche saturé	Sol de médiocre qualité, ne convenant pas comme assise de fondation et nécessitant éventuellement des études complémentaires
1 à 5	Sol cohérent peu consistant ou sable peu compact	Sol adapté aux fondations peu chargées
5 à 10	Sol cohérent peu consistant ou sable compact	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées
> 10	Sol cohérent raide ou sable très compact	Sol ne posant pas de problème de fondations

IV .5.2. Essais pénétrométriques dynamiques

➤ Principe de l'essai :

Ce type d'essai, qui consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre, est inspiré par les mêmes principes que le S. P. T (standard penetration test) mais il met en œuvre un matériel plus simple et plus robuste.

- Chocs répétés exercés en tête du train de tiges ;
- Utilisation d'une masse (mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante ;
- Enfouissement jusqu'à la capacité de pénétration de l'appareil ;
- Nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de longueur fixé (10 cm) ;
- Traçage du profil de résistance du sol en fonction de la profondeur ;

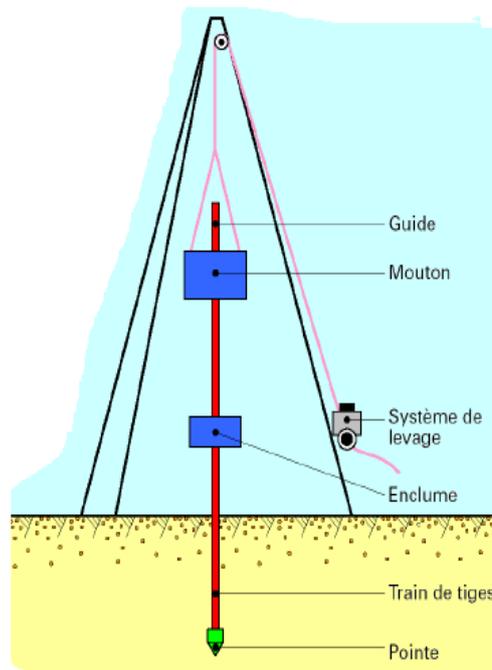


Fig IV.8. Pénétrömètre dynamique

❖ Classification des appareils

Il existe un pénétrömètre et un essai de référence dits de type A et décrits par la norme européenne en vigueur. Celle-ci définit également un essai simplifié dit de type B.

➤ Pénétrömètres dynamiques de type A (PDA) (norme NF P 94-114)

La pénétration dynamique A (appelée DPA, de l'expression anglaise Dynamic Probing A) qui utilise soit de la boue de forage à la bentonite, soit un tubage de revêtement extérieur, pour éliminer le frottement latéral le long du train de tiges (Pénétrömètre de référence.)

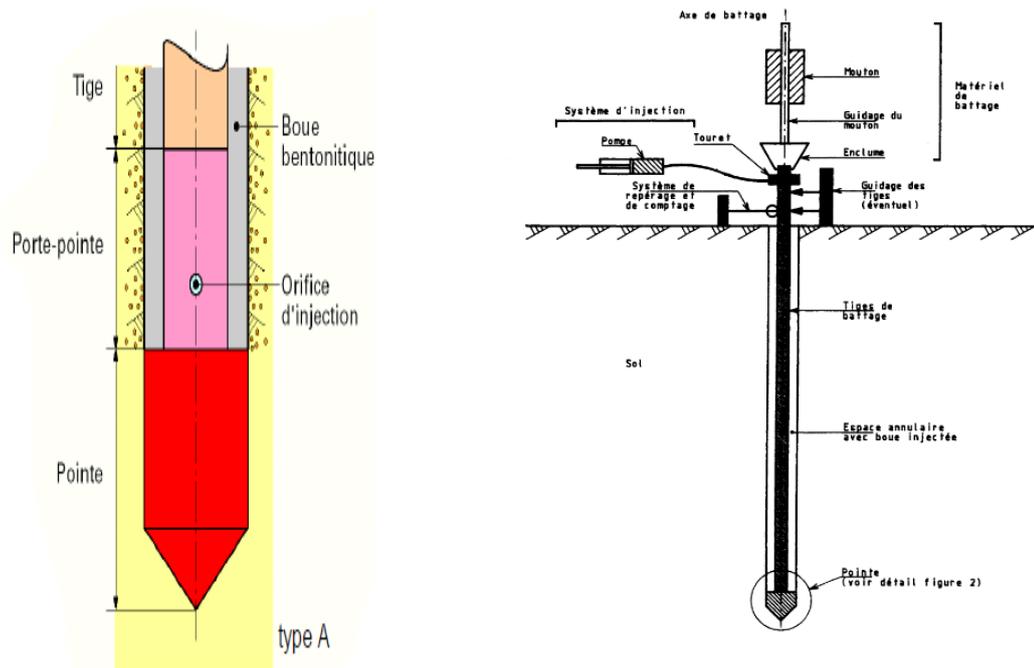


Fig IV.9. Pénétrromètres dynamiques de type A (PDA)

➤ **Pénétrromètres dynamiques de type B (PDB) (norme NF P 94-115)**

La pénétration dynamique B (DPB) mise en œuvre sans boue de-forage, ni de tubage de revêtement.

Le sondage au pénétrromètre dynamique permet d’apprécier d’une façon qualitative la résistance des terrains traversés. Il est limité à une profondeur de 15 m, parfois moins si le frottement latéral se développe sur le train de tiges.

A partir de ce nombre de coups, le sondage au pénétrromètre dynamique permet d’apprécier entre autre :

- la succession de différentes couches de terrain,
- l’homogénéité d’une couche de terrain ou la présence d’anomalies,
- la position d’une couche résistante dont l’existence est déjà connue.

Ce type de sondage peut servir à orienter le choix des fondations mais ne permet pas d’évaluer les capacités portantes.

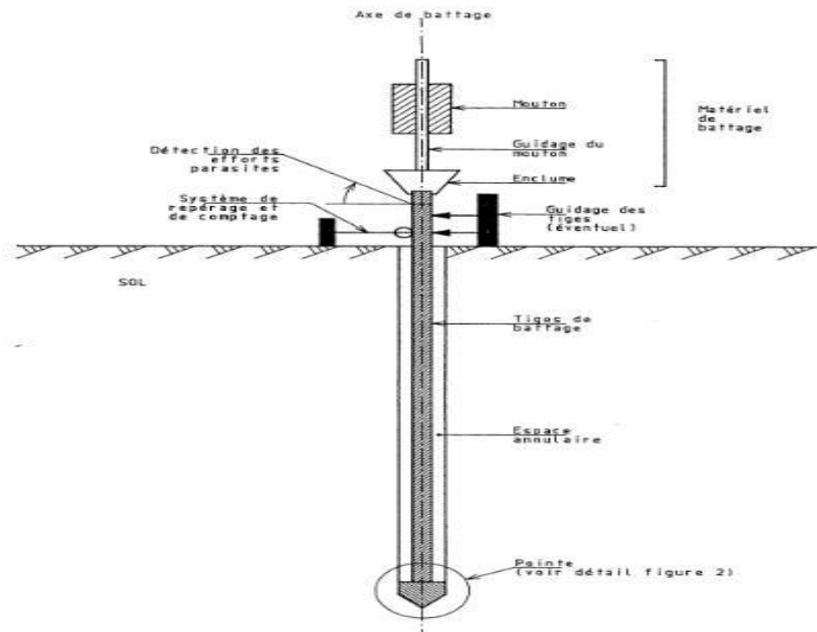


Fig .IV.10. Pénétromètre dynamique PDB

➤ Interprétation des mesures

Deux types de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

- traçage en fonction de la profondeur du nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm
- traçage en fonction de la profondeur de la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux
- dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux

La résistance dynamique apparente q_d est calculée par la formule des Hollandais qui s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \times \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

- M est le poids du mouton,
- M' le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe),
- H la hauteur de chute du mouton,
- e l'enfoncement moyen par coup,

- A la section droite de la pointe,
- g l'accélération due à la pesanteur

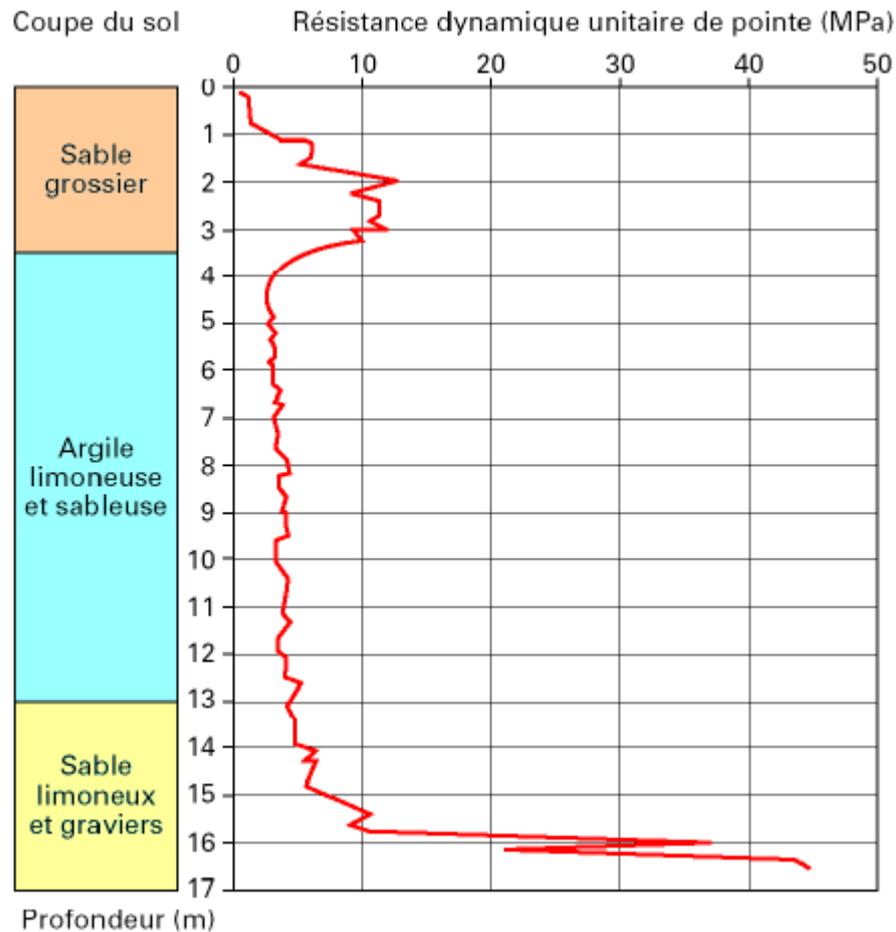


Fig IV.11. profil de pénétration dynamique

IV .5.3. Essais pressiométriques Ménard

Le principe du pressiomètre a été trouvé dès 1930 par Koegler et Scheidig. C'est à partir de 1957 que Ménard a donné un large essor à ce procédé de reconnaissance.

➤ Principe de l'essai

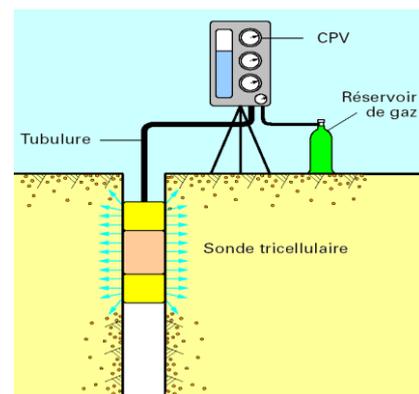
L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain grâce à une sonde descendue dans un avant-trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne

croissante. On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule centrale.

La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans une cellule de mesure constituée par une gaine en caoutchouc comprise entre deux cellules de garde de même diamètre, destinées à assurer une répartition sensiblement uniforme des contraintes et des déformations au droit de la cellule de mesure. L'essai pressiométrique courant est effectué avec une sonde d'un diamètre de 60 mm. On applique une pression croissante suivant une progression arithmétique (de 6 à 14 paliers environ). A chaque palier, on mesure le volume de la cellule 15 secondes, 30 secondes et une minute après la fin de la mise en pression. Eventuellement les lectures peuvent être poussées jusqu'à 2 minutes lorsqu'on désire déterminer le coefficient de fluage f_c du sol qui est utilisé par Ménard pour prévoir l'évolution du tassement dans le temps.

Les trois parties d'un pressiomètre Ménard

- La sonde
- Le contrôleur pression - volume
- Les tubulures de connexion



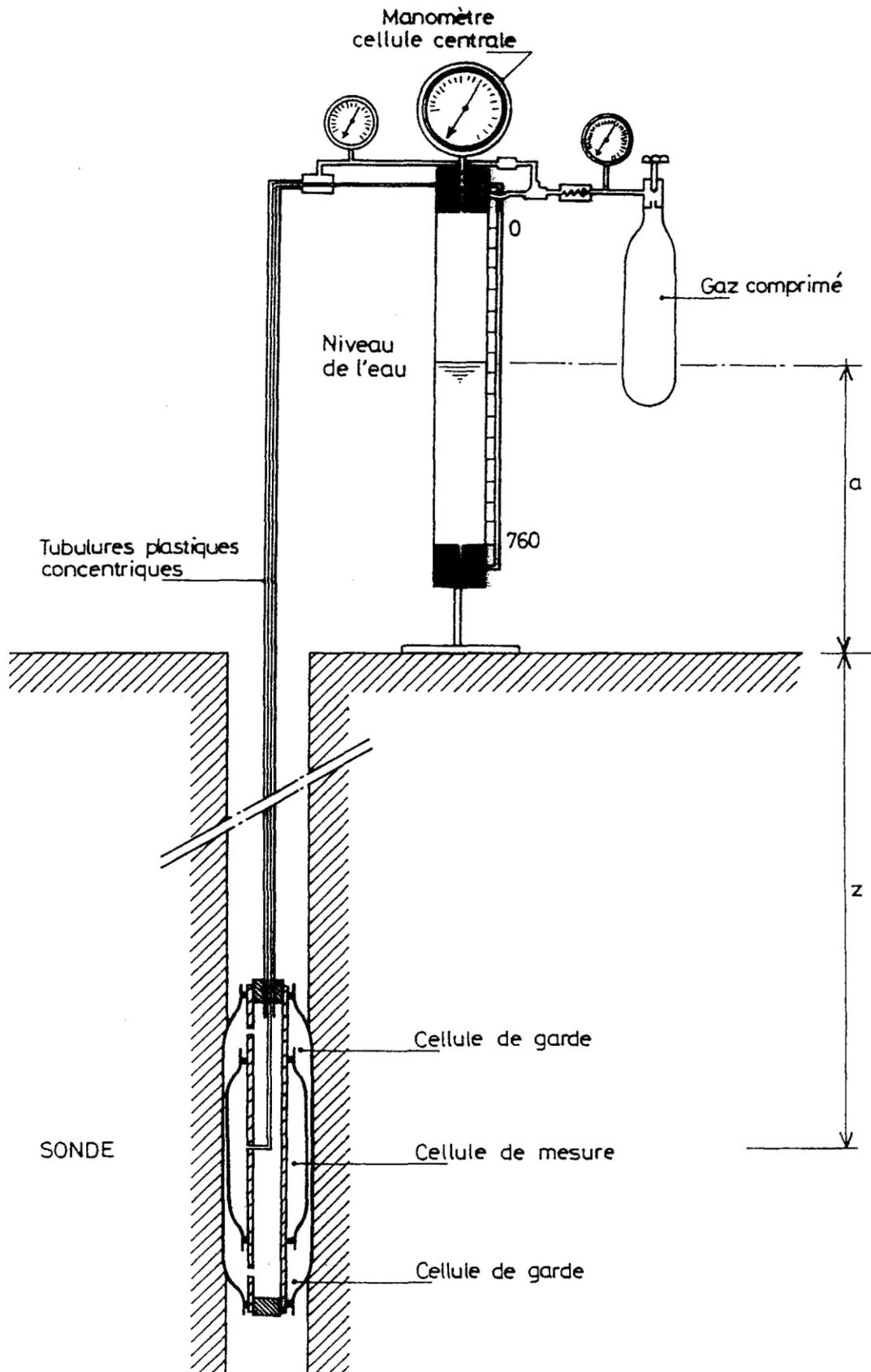
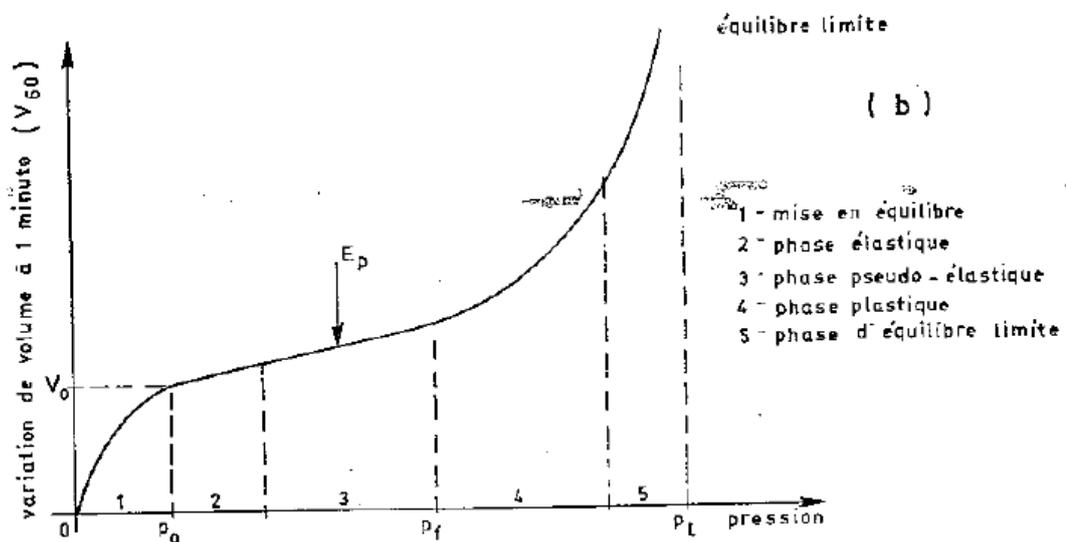


Fig IV.12. pressiométriques Ménard

➤ Courbe pressiométrique

On reporte les résultats des mesures sur un diagramme de chargement ou courbe pressiométrique (Fig IV.12.).

En abscisses figurent les pressions p lues au manomètre et en ordonnées la variation de volume correspondante V . On trace d'ordinaire deux courbes pressiométriques, celle qui correspond à la variation totale de volume V_{60} mesurée une minute après la mise en charge (Fig VI.12.b) et celle qui correspond aux déformations différées $V_{60} - V_{30}$ (Fig VI.12.c).



p_0 = pression initiale du terrain au repos
 V_0 = accroissement de volume nécessaire à la remise en place du terrain

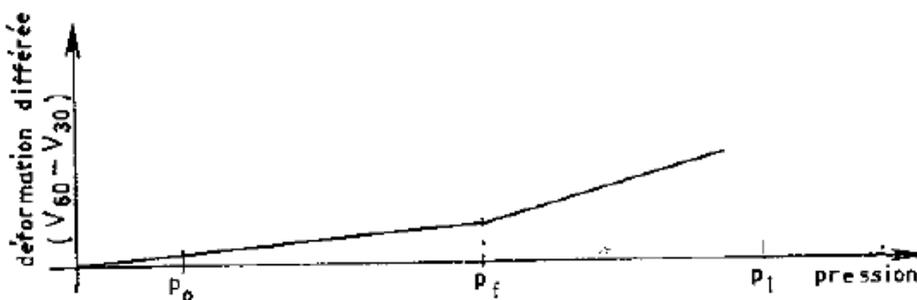


Fig IV.13. Courbe pressiométrique

On peut distinguer sur la courbe de Fig IV.13 ; cinq phases successives :

1. **une phase initiale** qui correspond à la mise en équilibre de l'ensemble sonde forage - terrain, »
2. **une phase élastique** pour les très faibles contraintes (cette phase n'apparaît pas toujours sur les diagrammes),
3. **une phase pseudo-élastique**, les déformations restent linéaires, mais des micro-glissements non réversibles se produisent, on peut définir pendant cette phase un module de déformation ou module pressiométrique,
4. **une phase plastique**, les déformations augmentent et le seuil de plasticité est dépassé, il est caractérisé par une augmentation sensible du fluage; la pression correspondant à la variation de fluage est appelée pression de fluage (p_f) ,
5. **une phase d'équilibre limite**, les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de p dite pression limite (p).

Le module pressiométrique E_p , sert pour les calculs de tassements, tandis que la pression limite p_l , qui correspond par définition à la rupture du terrain, intervient dans les calculs de stabilité des fondations.

La pression limite est l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Elle se détermine par examen direct de la courbe.

L'évaluation du module pressiométrique nécessite, elle, un calcul. Ce module correspond à la phase de déformation pseudo-élastique. Si le matériau était parfaitement élastique (et même linéairement élastique -proportionnalité entre les variations de volume et les pressions-), la variation de volume ΔV pour une variation de contraintes Δp appliquée serait égale à:

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \frac{\Delta r}{r} = 2 \frac{1+\nu}{E} \Delta p$$

$$\Rightarrow E = 2(1 + \nu)V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

$$\Rightarrow E_p = 2(1 + \nu) \cdot \left(V_0 + \frac{V_A + V_B}{2} \right) \cdot \left(\frac{p_B - p_A}{V_B - V_A} \right) = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

V_0 : volume de la cellule centrale au repos (593 cm³ pour une cellule de 58 mm)

p_B, V_B à l'extrémité

p_A, V_A à l'origine / pression et volume de la phase pseudo-élastique

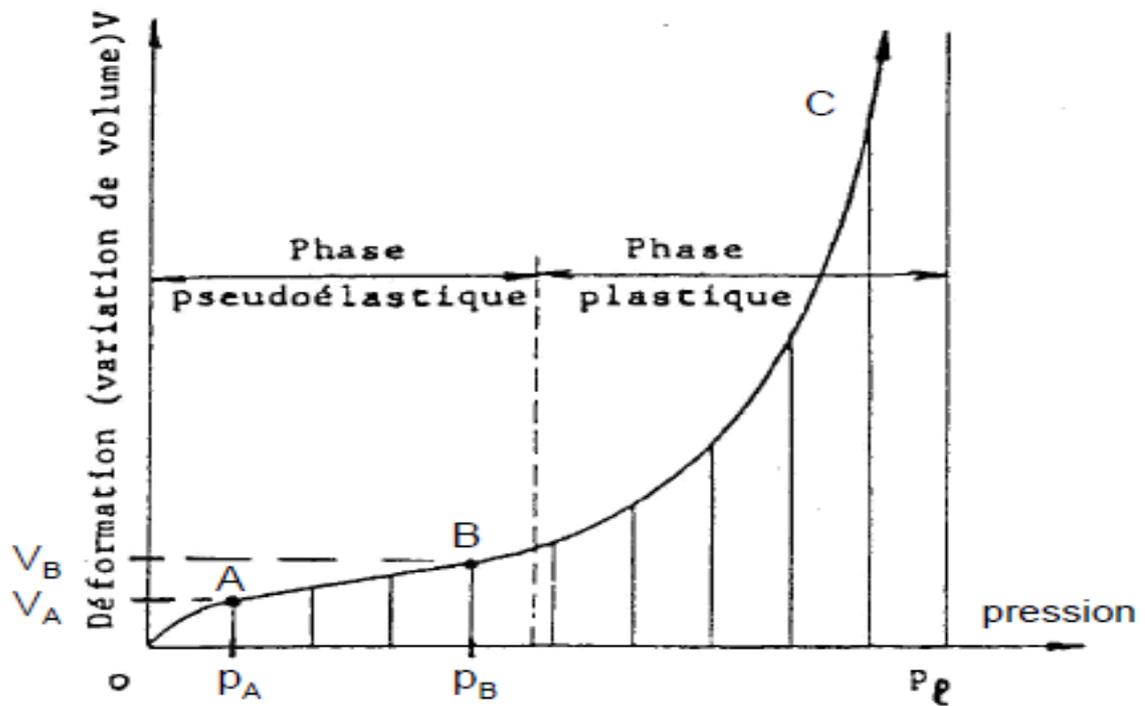


Fig IV.14. Les phases de courbe pressiométrique.

Ménard adopte la valeur 0,33 pour le coefficient de Poisson et définit le module pressiométrique E , par la relation :

$$E_p = 2,66V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

V et $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ Sont mesurés sur la courbe pressiométrique, E_p en résulte directement.

A côté de ces deux caractéristiques essentielles, E_p et p_l , l'essai permet aussi de déterminer la pression de fluage ou limite élastique p_f , le coefficient de

fluage, la pression naturelle au repos. Il n'apparaît pas nécessaire d'utiliser pour les études courantes ces données complémentaires dont l'emploi se limite à des cas très spéciaux.

L'étude des diagrammes de chargement permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté.

Le tableau IV.2. ci-dessous indique l'ordre de grandeur de E_p , et de p_l , pour les principaux types de sol.

Tableau IV.2. Les principaux types de sol.

ECHELLE DES VALEURS DE E_M ET $p_l - p_0$
APTITUDES A LA CONSTRUCTIBILITE

Sol	E_M (MPa)	$p_l - p_0$ (MPa)	Constructibilité
Vase et tourbe Argile molle Sables vasards Remblais récents non compactés	0,2 à 3 0,5 à 3 0,5 à 2 0,5 à 5	0,02 à 0,3 0,05 à 0,3 0,1 à 0,5 0,05 à 0,3	Sols de très médiocre qualité ne convenant pas comme assise de fondation Etudes complémentaires pour appréhender la compressibilité
Limons Argile de consistance faible à moyenne	2 à 10 3 à 8	0,2 à 1,5 0,3 à 0,8	Variations importantes de compacité en fonction de la nappe. Déterminer la portance à partir des valeurs mesurées sous la nappe. Fondations peu chargées
Remblais anciens non compactés	4 à 15	0,4 à 1	Sols souvent très hétérogènes Risques de tassements différentiels
Sables et graviers denses	8 à 40	1 à 5	Excellent sol de fondation. Sujétion d'exécution éventuelle liée à la nappe. Sols perméables
Sable molassique	40 à 80	> 3	Excellent sol de fondation, sensible au remaniement en présence d'eau
Marne molassique	> 100	> 4	Excellent sol de fondation

➤ **Présentation et interprétation des résultats**

- valeur de E_M et de p_l
- nature des terrains traversés ;
- mode et outil de forage ;
- vitesse d'avancement de l'outil ou la courbe de battage ;
- venues d'eau ;

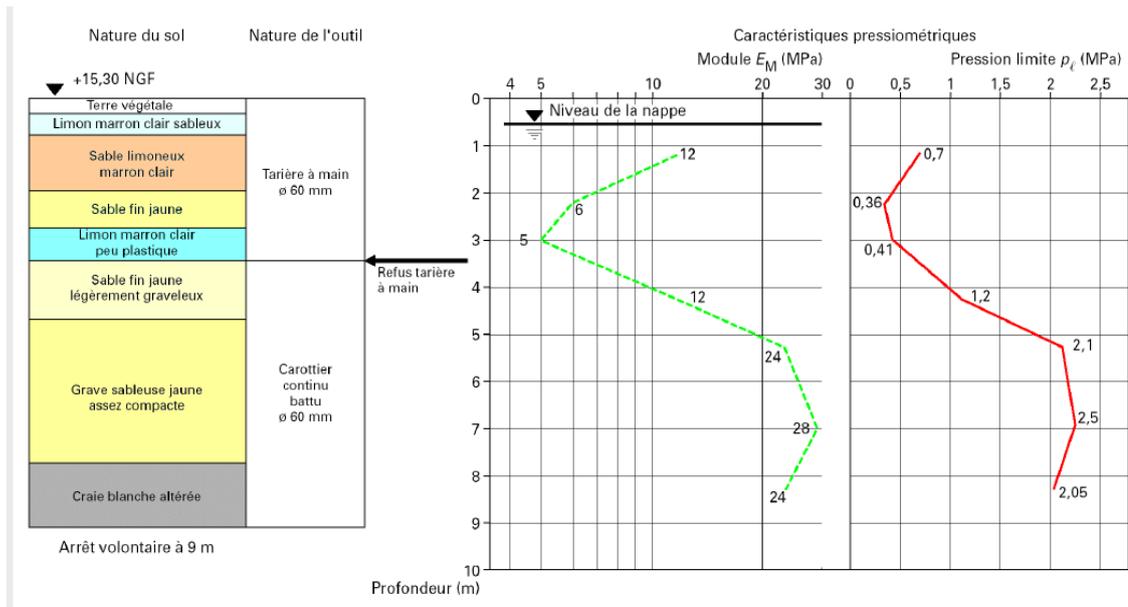


Fig IV.14. Présentation et interprétation des résultats.

IV .5.4. Les essais à la plaque

➤ Principe

Les essais à la plaque consistent à déterminer le déplacement vertical moyen de la surface du sol située sous une plaque rigide circulaire chargée.

Ce déplacement sous la charge correspondante est appelé déflexion et est désigné par «s».

On distingue trois types d'essais à la plaque ayant chacun un mode opératoire différent. Ce sont :

- l'essai Westergaard,
- l'essai de déformabilité,
- l'essai de chargement.

➤ **L'essai Westergaard**

Il permet de déterminer un module conventionnel designé par K et appelé «module de Westergaard».

Ce module est le rapport d'une contrainte moyenne de 70 kPa exercée sur le sol par une plaque rigide circulaire de $0,75 \pm 0,01$ mètre de diamètre, à la déflexion «s» correspondante.

$$K(\text{Pa/m}) = \frac{7 \times 10^4 (\text{Pa})}{s(\text{m})}$$

La déflexion «s» est mesurée à l'aide d'au moins trois comparateurs sensibles au centième de millimètre dont les palpeurs sont uniformément répartis autour de la plaque et dont les points d'attache sont fixés à un cadre indéformable prenant appui sur le sol en des points devant rester immobiles en cours d'essai.

➤ **L'essai de déformabilité**

Il permet de déterminer un module de déformation défini conventionnellement par l'expression :

$$E_v = 0,7 \frac{qB}{s}$$

où :

B est le diamètre de la plaque circulaire rigide utilisée (en m),

q est la pression moyenne appliquée sur le sol sous la surface de la plaque (en Pa),

s est la déflexion moyenne de la plaque sous la pression q (en m).

Ce module dépend :

- du diamètre B de la plaque utilisée,
- de la pression q ,
- du mode opératoire suivi pour la mise en charge de la plaque.

Ces trois paramètres doivent donc être clairement explicités pour définir le module de déformation E_v mesuré.

➤ **L'essai de chargement**

Il consiste à mesurer les déflexions «s» correspondant à une succession de pressions q appliquées au sol par la plaque suivant un programme fixé par le géotechnicien en accord avec le maître d'ouvrage.

L'essai est poursuivi :

- soit jusqu'au poinçonnement du sol,
- soit jusqu'à la limite du dispositif de réaction.

Chaque pression q est maintenue constante jusqu'à ce que la courbe représentative de la déflexion en fonction du logarithme du temps d'application soit linéaire.

L'essai permet alors de déterminer les paramètres suivants :

- le coefficient angulaire « m » de la droite traduisant pour chaque pression l'évolution de la déflexion en fonction du logarithme du temps,
- une pression critique appelée quelquefois «pression de fluage» q_f correspondant au premier point de changement de pente de la courbe traduisant l'évolution de « m » en fonction des pressions « q »,
- un module de déformation calculé pour $q < q_f$ par la relation :

$$E_c = 0,70 \frac{qB}{s}$$

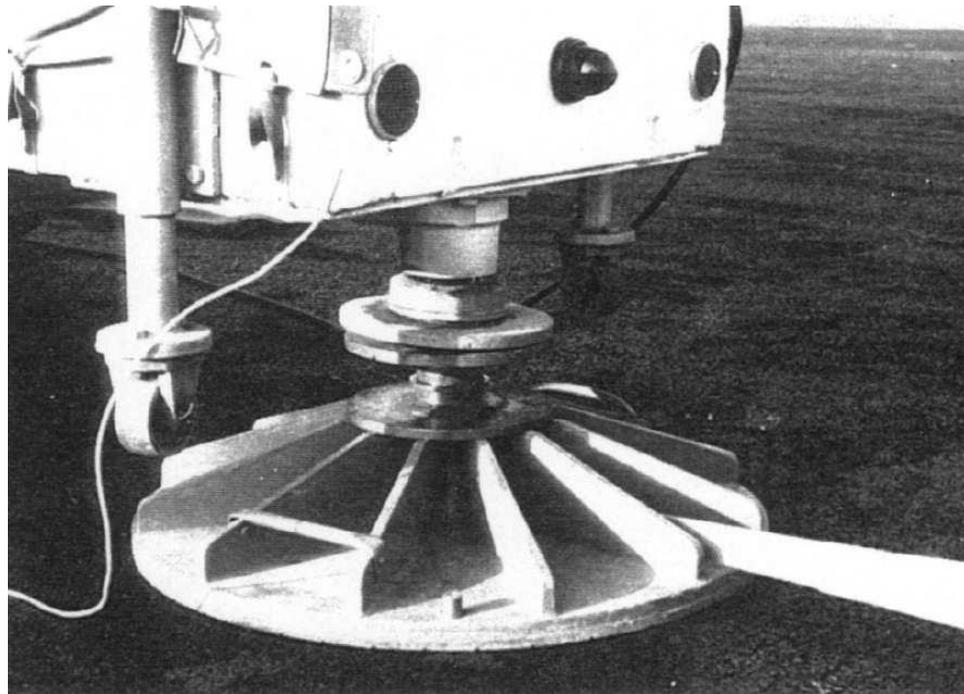


Fig IV.16. Essai a la plaque.

VI .5.6. Essai scissométrique (NF P 94-112)

➤ **Principe :**

L'essai scissométrique permet de mesurer en place la résistance au cisaillement des sols fins. C'est l'essai de référence pour l'étude de la stabilité des ouvrages sur sols mous. L'essai scissométrique est fait suivant la norme NF P 94-112.

L'essai scissométrique est réalisable dans tout type de sols fins et cohérents dont la consistance varie de faible à moyen. Il est recommandé pour les argiles molles à raides et est le plus utilisé pour déterminer la résistance de cisaillement des argiles en condition non-drainée, C_u . Il ne doit pas être utilisé pour les sols non cohérents.

➤ **APPAREILLAGE**

Cet essai consiste à introduire dans l'échantillon de sol, une hélice à quatre pales. Un couple de torsion est alors appliqué au moulinet. Sous cet effet, le sol est cisailé selon une surface cylindrique.

L'objectif est de mesurer en fonction de la profondeur la cohésion apparente des terrains fins cohérents.

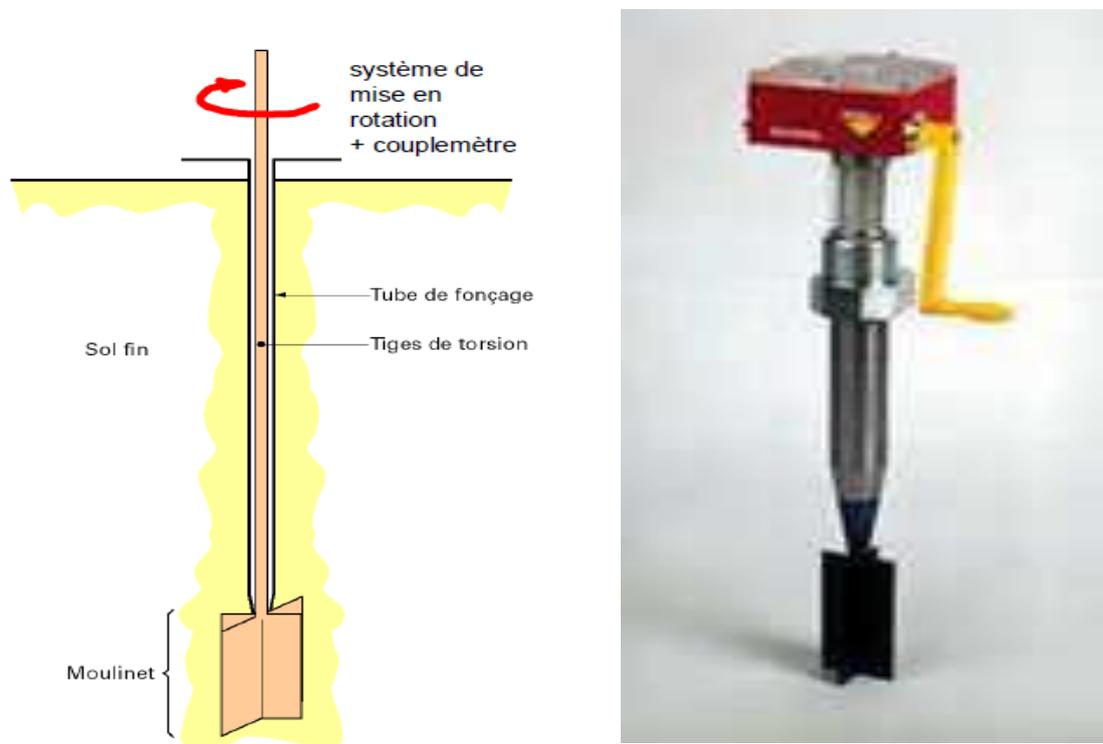


Fig IV.17. Scissomètre

La première opération consiste à introduire le moulinet dans le sol jusqu'au niveau où l'on veut exécuter la mesure. La mise en place s'effectue par fonçage, sans choc, ni vibration, ni rotation.

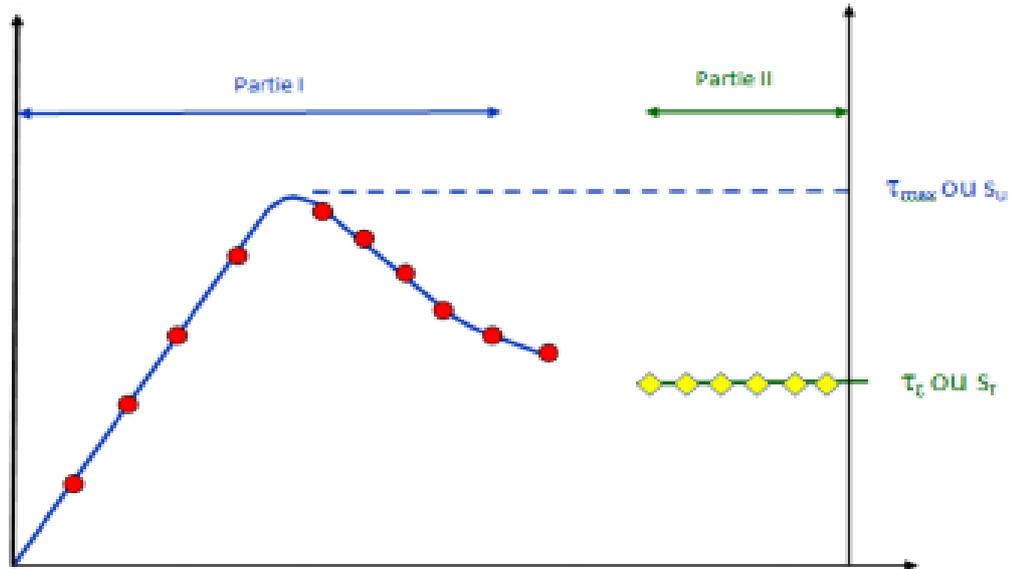
L'essai est poursuivi et six lectures espacées de 10 s sont à nouveau réalisées après avoir repris la vitesse de rotation utilisée pendant l'essai.

On suppose qu'il y a rupture du sol lorsque le couple maximal T_m est atteint. Il lui correspond la résistance au cisaillement τ_m .

➤ **PRESENTATION ET EXPLOITATION DES RESULTATS**

La courbe des valeurs de T en fonction de la rotation θ permet de déterminer :

- La résistance maximale au cisaillement : cohésion scissométrique S_u ;
- La résistance résiduelle : cohésion remaniée S_r . Celle-ci est mesurée après que le moulinet ait effectué plusieurs tours dans le sol.



Couple de torsion T

Angle de rotation θ des tiges de torsion

Fig IV.18. Courbe scissométrique

La résistance au cisaillement du sol est calculée conventionnellement à partir

De

$$\tau = \frac{T}{k}$$

Avec :

T : couple de torsion lu au couplemètre ;

K : Coefficient de forme du moulinet ou couple d'inertie de la surface cisailée par rapport à l'axe de rotation du moulinet, en faisant l'hypothèse d'une distribution uniforme de cisaillement sur la surface latérale du volume circonscrit à la partie tournante du moulinet.

On le détermine en écrivant que le couple de torsion transmis par la barre de torsion est équilibré par le couple torsion interne qui est dû aux contraintes de cisaillement qui se développe sur les surfaces latérales du volume circonscrit à la partie prenante du moulinet dans le sol.

Chapitre V

Le phénomène de liquéfaction

Et Lois de comportement des sols

Chapitre V

Le phénomène de liquéfaction et lois de comportement des sols

V.1. Introduction

Les résultats d'essai sur des échantillons de sol donnent des comportements très divers selon le type d'essais et pourtant ils ne sont que des facettes d'un même comportement global, ce qui traduit l'interaction des propriétés de déformabilité et de résistance du sol.

V.2. Le phénomène de liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 1, à l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres,

permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives.

Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit.

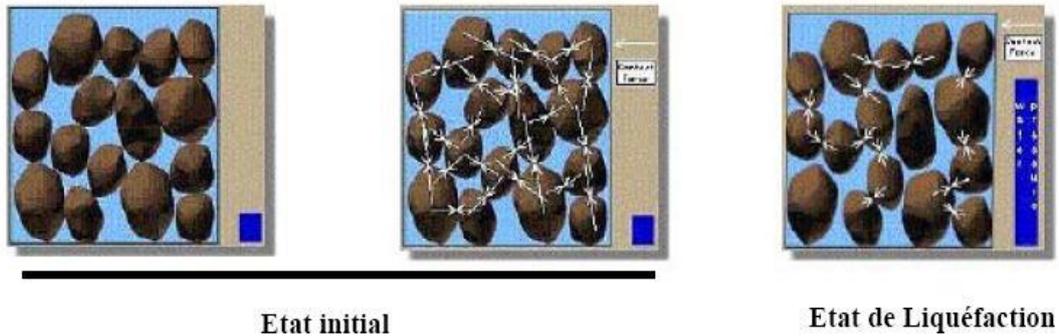


Fig V.1. Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

V.3. Effet induits par la liquéfaction

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (figure V.2.).

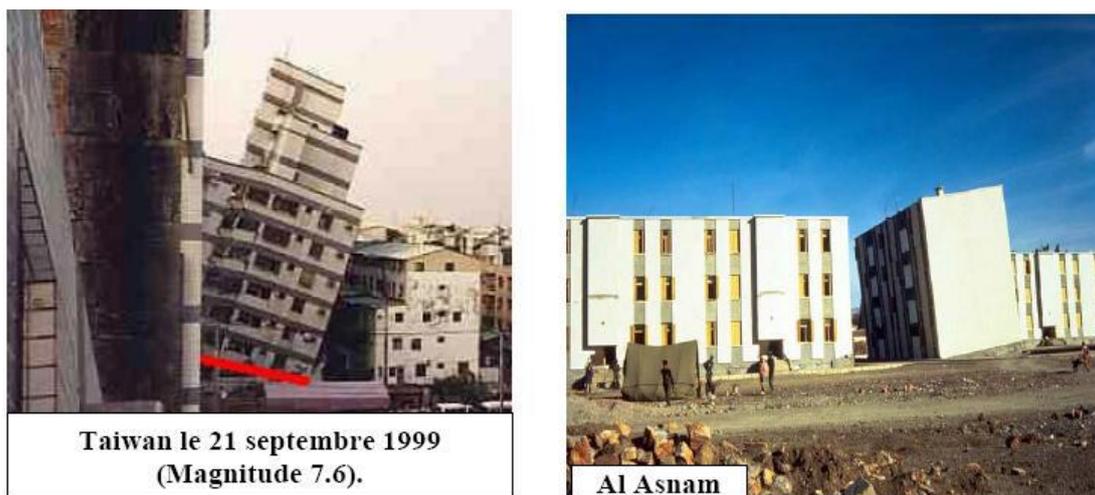


Fig V.2. Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980



Fig V.3. Inclinaison des murs de soutènement



Fig V.4. Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971.

Aussi, il a été observé que la liquéfaction a causé les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres c'est un phénomène courant. Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau . Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.



Fig V.5. Déplacements latéraux du terrain

V.4. La loi de comportement des sols

Les logiciels de calcul par éléments finis utilisent encore couramment des lois de comportement dont l'élasticité est linéaire, alors que l'on sait que le comportement des sols est fortement non linéaire à l'intérieur de la surface de charge. Différents types de modèles de comportement existent pour représenter les sols afin d'améliorer sensiblement l'estimation des déplacements autour des ouvrages :

- Les modèles élastiques linéaires-parfaitement plastiques,
- Les modèles d'élasticité non linéaires,
- Les modèles élastiques non linéaires-plastiques avec écrouissage.

➤ **Critères de plasticité usuels en mécanique des sols**

On présente ici les principaux critères utilisés en mécanique des sols.

•Critère de Tresca

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle.

La figure V.6. donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

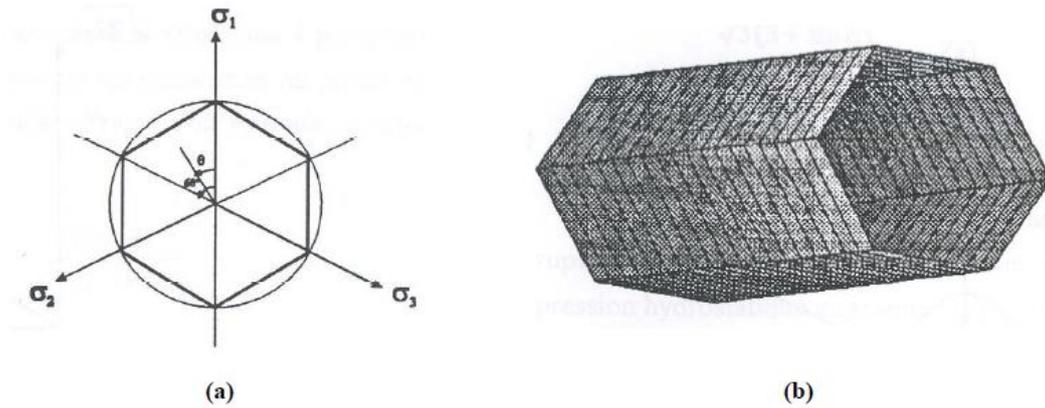


Fig V.6. Représentations du critère de Tresca.

• Critère de Von Mises

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

La figure V.7. donne des représentations du critère de Von Mises dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

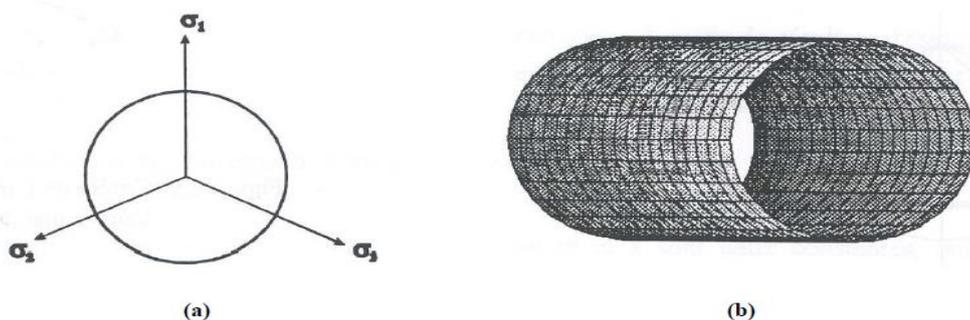


Fig V.7. Représentations du critère de Von Mises.

• **Critère de Mohr-Coulomb**

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sables) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons). Le critère de Tresca est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb.

La figure V.8. donne des représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

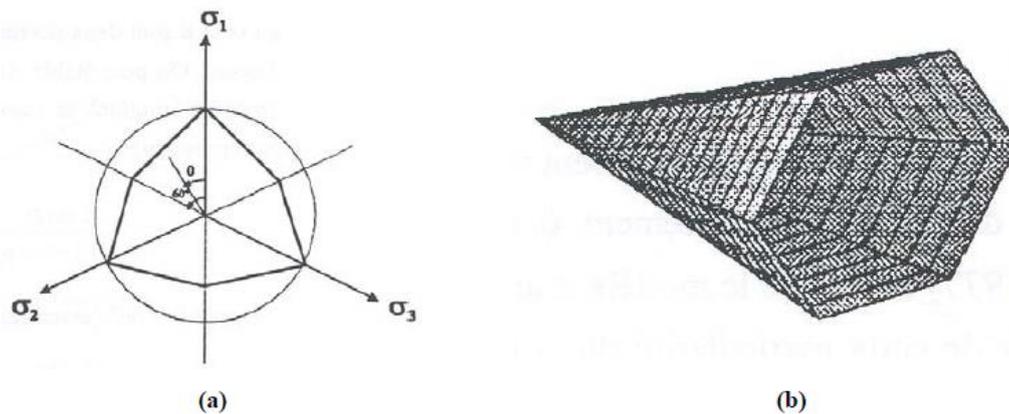


Fig V.8. Représentations du critère de Mohr-Coulomb .

➤ **Modele élasto-plastique de comportement des sols**

Que ce soit tant l'élasticité linéaire isotrope utilisée pour le calcul des déformations que les critères classiques utilisés pour les calculs à la rupture (par exemple critère de Coulomb pour sols frottants et fins cohérents à long terme et Tresca pour sols fins cohérents à court terme), on a affaire à des comportements idéaux et simplistes. La Mécanique des Sols fait de plus en plus appel à des calculs qui suivent toute la déformation. Ceci est rendu possible grâce à l'évolution des méthodes numériques et aux ordinateurs. Parmi les principaux modèles existants qu'on peut classer comme suit :

1. Modèles de Cambridge (Cam-Clay) 1958-1969 ;
2. Modèle de Di Maggio-Sandler 1971 ;
3. Modèle de Lade-Duncan 1975 ;

Ces modèles sont basés sur les concepts classiques de l'élastoplasticité et ils admettent tous un écrouissage isotrope.

➤ **Modèles Cam-Clay**

Les modèles Cam-Clay ont été créés par l'équipe de Mécanique des Sols de l'Université de Cambridge.

Les modèles de Cambridge sont des modèles élastoplastiques destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles ; pourtant, ils ont été adaptés aussi quelquefois pour les matériaux pulvérulents.

Le modèle Cam-Clay et le modèle Cam-Clay modifié ont été développés pour décrire le comportement des argiles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées.

Les essais de consolidation isotrope et les essais triaxiaux sur des argiles reconstituées en laboratoire permettent d'introduire les concepts d'état limite et d'état critique.

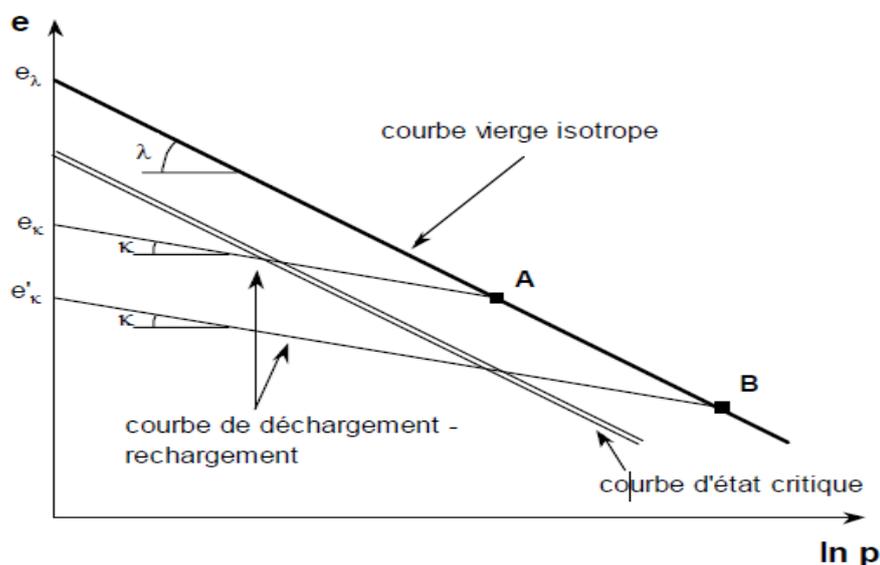


Fig V.9. Etat limite et état critique .

Les points A et B sont des points de passage d'un état de comportement élastique à un état de comportement plastique. Ce sont des points d'état limite.

Chapitre VI

Colonnes ballastées

Chapitre VI : Colonnes ballastées

VI.1. Introduction

Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de la faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde. Ces techniques peuvent être divisées en trois catégories :

- La densification du sol par réduction des vides tel que le pilonnage, le vibro-compactage, les colonnes ballastées, le préchargement et le compactage dynamique.
- L'amélioration du sol par injection des coulis en suspension ou en solution.
- L'inclusion dans le sol d'élément tel que les géosynthétiques.

VI.2. Définition

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

VI.3. Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont généralement utilisées avec sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes. Cette méthode est applicable aux terrains cohérents tels que limons et argiles lorsque la profondeur de terrain à traiter est trop importante, supérieure à 4 mètres, pour une substitution en surface.

VI.4. Techniques de mise en oeuvre

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.
- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement

- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

a) Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre en colonne ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- réalise un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable ;
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

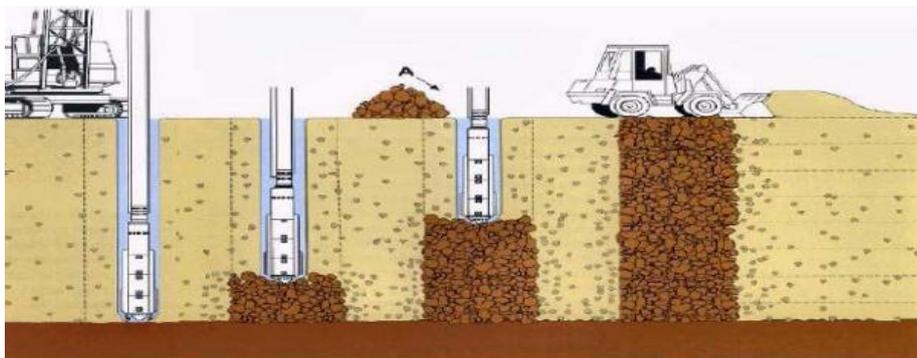


Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

Fig VI.1. Colonnes exécutées par voie humide

b) Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement consiste à :

- auto foncer le vibreur directement dans le sol par renflement jusqu'à la profondeur désignée ;
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionner par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne.

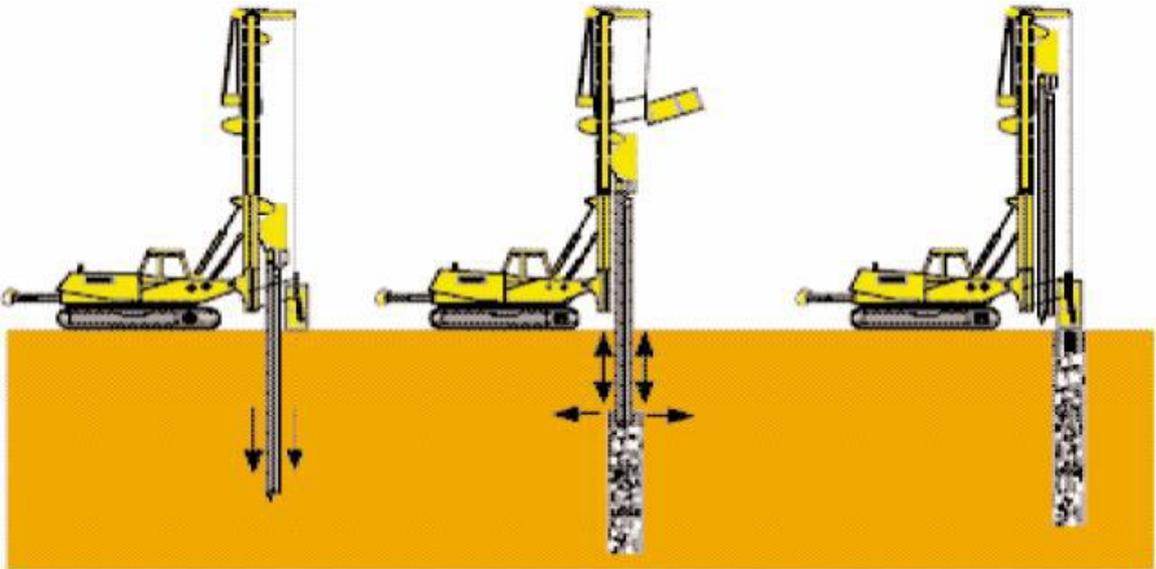


Fig VI.2. Colonnes exécutées par voie sèche

Références Bibliographique

Références Bibliographique

Costet J., Sanglerat G., 1975. " *Cours pratique de mécanique des sol calcul des ouvrages* ". 2. Paris : Dunod, Tome 2, 1975. p. 352.

Braja M. Das. 2008. " *Advanced Soil Mechanics* ". Ed 3. London and New York U.S.A : Taylor & Francis, 2008. p. 567.

CEN. 2005. *Eurocode 7, " Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales "*. 2005. p. 175. NF EN 1997-1 (P94-251-1).

Eurocode 7, " Calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais ". 2006. p. 209. NF EN 1997-2 (P94-252).

Chen F.H. 1988. " *Foundations on Expansive Soils* ". New York : Elsevier Science Publishing Company Inc, 1988.

Chen Y.J., and Kulhawy F.H., 1994. " *Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shaft Under Axial and Lateral Loading* ". Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, geotechnical Group, Cornell University, Ithacka : s.n., 1994.

Degoutte G. Royet P. " *Aide mémoire de mécanique des sols* ". s.l. : école nationale du génie rural des eaux et des forêts ENGREF (document pédagogique).

Frank R. 1999. " *Calcul des fondations superficielles et profondes* ". s.l. : Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 1999. p. 141.

Jean-Pierre MAGNAN. " *Résistance au cisaillement* ". s.l. : Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.

Martin Cyr. " *Géotechnique II* ". Toulouse : INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES (INSA).

Berga Abdelmadjid. 2003. " *Eléments de Mécanique des Sols* ". Béchar : Centre Universitaire de Béchar, 2003.