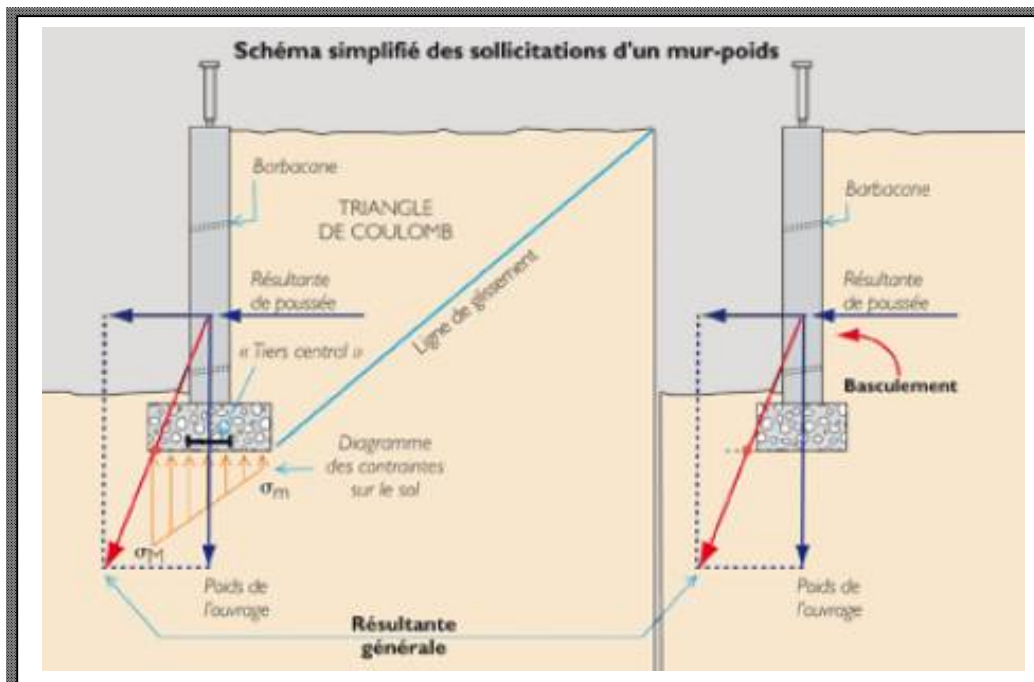


Cours
Master I
Structures

Fondations et Soutènements

Préparé par : Mr. BOUGUENINA Othi



Avant propos

Ce polycopié de cours, intitulé « **Fondations et Soutènements** », est destiné aux étudiants en 3^{ème} année licence et master Génie Civil toutes options et spécialement les Master Génie Civil option Structures et Géotechnique.

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 de notre tutelle préconisée par le référentiel du CPND-ST, ce qui permet d'en faciliter la compréhension.

Ce cours est organisé en quatre chapitres, dans le premier, on présente un rappel sur la résistance au cisaillement des sols. En deuxième chapitre, le calcul des fondations superficielles sera traité à court et à long terme avec les différents cas possibles de chargement ainsi que la forme de la fondation, en troisième chapitre on examine le calcul des fondations profondes selon leur mode e classification.

Enfin on donnera un aperçu général sur les ouvrages de soutènements et de renforcements, ainsi que le calcul des murs de soutènement et les rideaux de palplanche.

Table des matières

Avant propos	I
Table des matières	II
Listes des figures	V
Listes des tableaux.....	VII
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Rappels Résistance au cisaillement des sols	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition de la rupture du sol.....	3
I.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	3
I.4. Relations contraintes déformations.....	4
I.5. Influence des Conditions de consolidation et de drainage sur c et φ.....	5
I.6. Essai de cisaillement.....	7
I.6.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.....	8
I.6.2. Essais triaxial.....	9
I.7. Conclusion.....	11
Chapitre II : Calcul des fondations superficielles.....	12
II.1. Introduction.....	12
II.2. Reconnaissance du sol.....	13
II.3. Rôle des fondations.....	13
II.4. Fondations superficielles.....	14
II.5. Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle.....	15
II.6. Théorie de la capacité portante.....	16
II.6.1. Calcul de la capacité portante.....	18
II.6.2. Calcul à court terme et à long terme.....	19
II.7. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers.....	19

II.7.1. Semelle filante. Charge verticale et centrée.....	20
II.7.2. Influence de la forme de la fondation (charge verticale et centrée)	20
II.7.3. Influence de l'inclinaison de la charge	21
II.7.4. Influence de l'excentrement e d'une charge verticale.....	21
II.8. Calcul de la capacité portante admissible.....	22
II.9. Calcul de la charge ultime portée par la semelle.....	22
II.10. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique.....	22
II.11. Conclusion	22
Chapitre III : Calcul des fondations profondes.....	23
III.1. Introduction	23
III.2. Classification des pieux.....	23
III.2.1. Classification suivant le mode d'exécution.....	23
III.2.1.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place	23
III.2.1.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place.....	27
III.2.2. Classification suivant le mode de fonctionnement.....	28
III.3. Calcul de la contrainte admissible (charge).....	29
III.3.1. La capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents.....	29
III.3.2. La capacité axiale des pieux dans les sols cohérents.....	31
III.4. Conclusion	33
Chapitre IV : Ouvrages de soutènement et renforcement.....	34
IV.1. Introduction	34
IV.2. Etat d'équilibre limite d'un sol	34
IV.5.1. Sol au repos.....	34
IV.5.2. Equilibre limite de poussée et de butée.....	35
☐ Etude d'un cas simple	36
☐ Cas de poussée Ka (actif cercle II).....	37
☐ Cas de butée Kp (passif cercle III)	38

☐	Cas de sol cohérent	38
☐	A court terme $c_u \neq 0$; $\varphi_u = 0$	38
☐	A long terme $c' \neq 0$; $\varphi' \neq 0$	38
	IV.5.3. Equilibre inférieur et supérieur de Rankine	38
	IV.5.4. Equilibre de Boussinesq	40
	IV.5.5. Equilibre de Prandtl	41
	IV.3. Force de poussée et force de butée	42
	IV.4. Quelques cas particuliers	42
	IV.4.1. Talus incliné fini	43
	IV.4.2. Talus avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein	43
	IV.4.3. Talus avec une charge uniforme finie sur le terre-plein	44
	IV.4.4. Charge locale uniforme ou ponctuelle	45
	IV.5. Classification des ouvrages de soutènements	46
	IV.5.1. Les murs de soutènement	48
	IV.5.1.1. Frottement sol-mur	48
	IV.5.1.2. Les Différences forces agissant sur un ouvrage de soutènement	49
	IV.5.1.3. Mode de rupture des murs de soutènement et calcul de la stabilité	50
	IV.5.1.4. Dimensionnement des murs de soutènement	52
	IV.5.2. Les rideaux de palplanche	53
	IV.5.2.1. Les différents types de mise en œuvre	53
	IV.5.2.2. Principe de calcul des rideaux de palplanche	54
	IV.6. Conclusion	56
	Annexe	57
	Références Bibliographique	63

Listes des figures

Fig. I. 1 Rupture par cisaillement a) rupture d'une pente, b) rupture d'une fondation	2
Fig. I. 2 Courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement.....	3
Fig. I. 3 Représentation de Mohr, contraintes sur un élément de sol	3
Fig. I. 4 résultats d'essai de cisaillement consolidé drainé CD.....	6
Fig. I. 5 résultats d'essai de cisaillement non consolidé non drainé UU.....	6
Fig. I. 6 résultats d'essai de cisaillement consolidé non drainé CU.....	7
Fig. I. 7 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.	8
Fig. I. 8 Résultats d'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, a) $\tau = f\Delta l$, b) cisaillement direct dans le plan de Mohr.....	9
Fig. I. 9 Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).....	10
Fig. I. 10 Courbes d'un essai triaxial a) $\sigma_1 - \sigma_3 = f\epsilon l$; b) $u = f\epsilon l$ et la variation de volume $\Delta V = f\epsilon l$	10
Fig. I. 11 Cercles de Mohr pour un essai triaxial.....	11
Fig. II. 1 Différents types de fondations selon la profondeur(Costet J., 1975)	12
Fig. II. 2 Différents types de fondation superficielle	15
Fig. II. 3 Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle(Frank R., 1999).....	15
Fig. II. 4 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	16
Fig. II. 5 Méthode de superposition de Terzaghi pou une fondation superficielle.....	16
Fig. II. 6 Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles.....	18
Fig. II. 7 Inclinaison et excentrement d'une charge (à droite dans la direction parallèle à B, à gauche excentrement dans les deux directions).....	21
Fig. III 1 puits avant mise en place des armatures.....	23
Fig. III 2 Profilés métallique battus	24
Fig. III 3 Mise en place de pieu tube par vibro-fonçage	25
Fig. III 4 Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul	26
Fig. III 5 Méthode de réalisation des colonnes ballastées.....	27

<i>Fig. III 6 Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets.....</i>	27
<i>Fig. III 7 Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche.</i>	28
<i>Fig. III 8 Classification suivant le mode de fonctionnement.</i>	29
<i>Fig. III 9 Capacité axiale d'un pieu dans un sable.....</i>	30
<i>Fig. IV. 1 Contraintes principales dans un sol à surface horizontale</i>	34
<i>Fig. IV. 2 Déplacement de l'écran ; Butée.....</i>	35
<i>Fig. IV. 3 Déplacements nécessaires pour atteindre l'équilibre limite.....</i>	36
<i>Fig. IV. 4 a) écran vertical lisse et surface libre horizontale ... b) état des contraintes en M</i>	37
<i>Fig. IV. 5 Hypothèse de Rankine.....</i>	39
<i>Fig. IV. 6 Convention de signe.....</i>	40
<i>Fig. IV. 7 Massif chargé uniformément.....</i>	41
<i>Fig. IV. 8 Poussée et butée dû à une surcharge uniforme.....</i>	41
<i>Fig. IV. 9 Distribution de poussée et butée des terres sur un écran.....</i>	42
<i>Fig. IV. 10 Mur en T avec talus incliné fini.....</i>	43
<i>Fig. IV. 11 Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein.....</i>	44
<i>Fig. IV. 12 Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein.....</i>	44
<i>Fig. IV. 13 Influence d'une charge uniforme locale.....</i>	45
<i>Fig. IV. 14 Influence d'une charge ponctuelle.....</i>	46
<i>Fig. IV. 15 Quelques types des murs de soutènements.....</i>	47
<i>Fig. IV. 16 Sollicitations exercées sur un mur de soutènement</i>	49
<i>Fig. IV. 17 Modes de rupture des murs de soutènement.....</i>	51
<i>Fig. IV. 18 Dimensionnement d'un mur de soutènement.....</i>	52
<i>Fig. IV. 19 Mur souple ou rideau de palplanche.....</i>	53
<i>Fig. IV. 20 Quelques techniques de mise en œuvre des rideaux de palplanches.....</i>	53
<i>Fig. IV. 21 Rideau simplement encastré.....</i>	54
<i>Fig. IV. 22 Rideau ancré et encastré en pied.....</i>	55
<i>Fig. IV. 23 Rideau ancré et simplement butée en pied.....</i>	55

Listes des tableaux

Tableau II. 1 Valeurs des facteurs de portance.....	17
Tableau II. 2 Valeurs des coefficients de formes selon Terzaghi (Terzaghi K., 1943)	20
Tableau II. 3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7 (CEN, 2005; CEN, 2006)	20
<i>Tableau III. 1 Coefficient d'adhérence (α) du fût du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau IV. 1 Différents types d'ouvrages de soutènement.....</i>	<i>46</i>
<i>Tableau IV. 2 Angle de frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure.....</i>	<i>48</i>

Introduction Générale

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 (Robitaille V., 1997).

La conception des ouvrages géotechniques, tels que les fondations et les ouvrages de soutènement, fondée sur ces propriétés mécaniques des sols. Ce polycopié de cours, intitulé Fondations et Soutènement, est organisé en quatre chapitres, le premier traite un rappel sur la résistance au cisaillement des sols. Le second chapitre présente le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à court terme et à long terme avec les différents cas de possibles de chargement ainsi que de la forme de la fondation. Dans le troisième chapitre, le calcul des fondations profondes selon leur mode de classification est décrit. On clôture par le dernier chapitre, calcul des ouvrages de soutènement, tout d'abord on présente les différentes classes des murs de soutènement ainsi que leur mode de rupture. Ensuite, on montre le dimensionnement des différents rideaux de palplanche, leur mode de mise en œuvre, ainsi que leur principe de calcul.

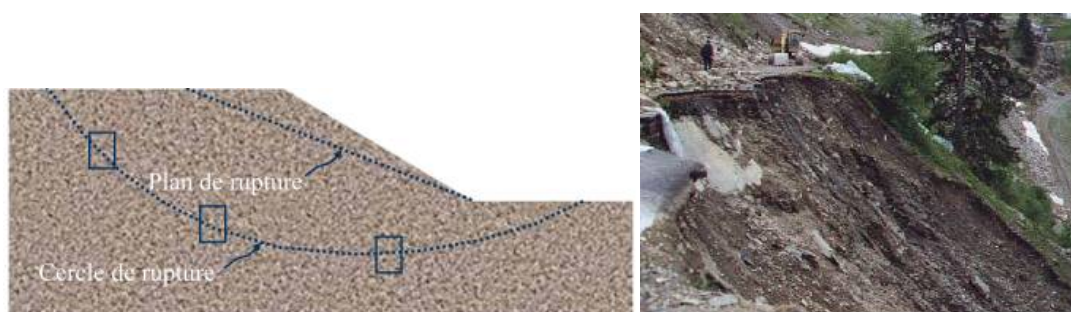
Chapitre I : Rappels Résistance au cisaillement des sols

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 (Robitaille V., 1997).

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.

A



b

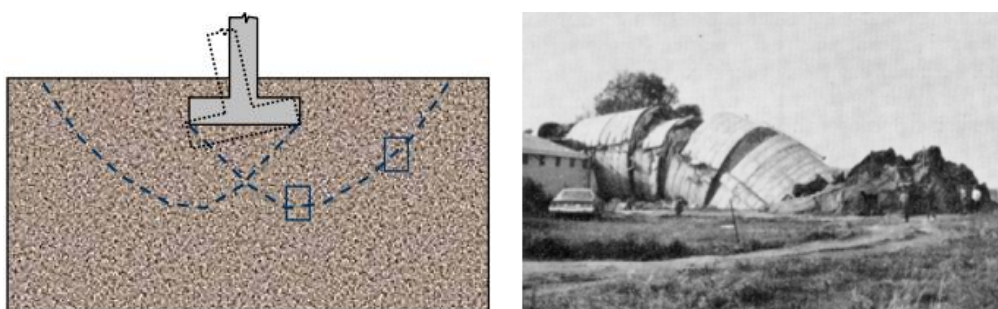


Fig. I. 1 Rupture par cisaillement a) rupture d'une pente, b) rupture d'une fondation

I.2. Définition de la rupture du sol

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.2.

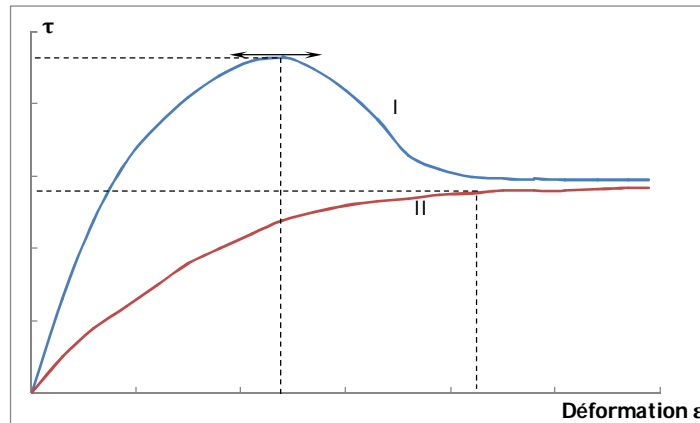


Fig. I. 2 Courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement

I.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Mohr a émis l'hypothèse que la contrainte de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture est fonction unique de la contrainte normale sur ce plan.

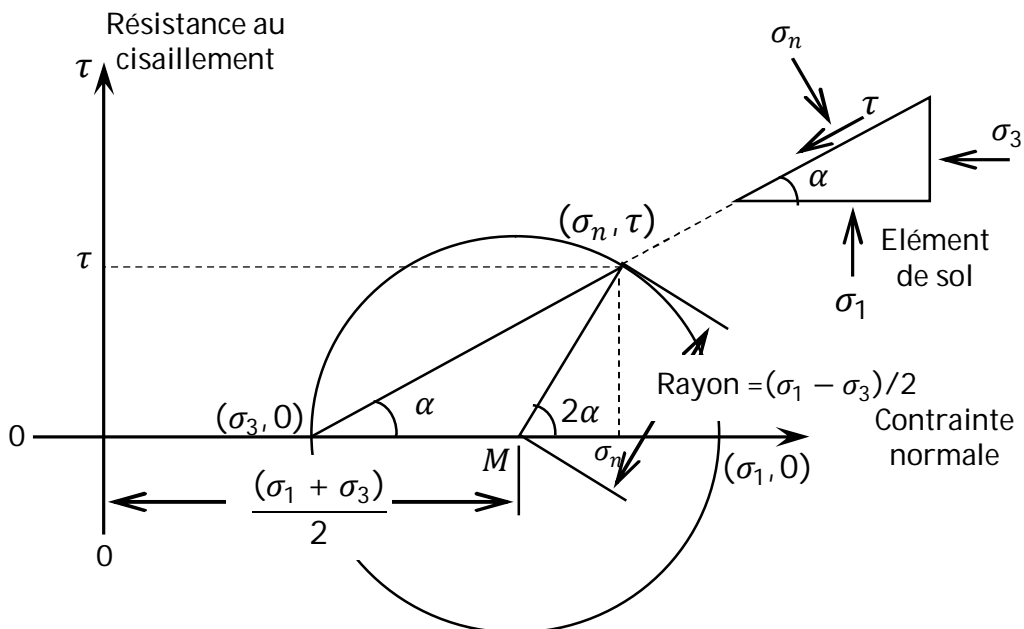


Fig. I. 3 Représentation de Mohr, contraintes sur un élément de sol

Pour étudier l'état de contraintes en un point, on utilise généralement une représentation graphique du vecteur contrainte \vec{f} .

\vec{f} dans un système d'axes (σ, τ) . Les points représentant les contraintes principales ($\tau = 0$) sont donc sur l'axe $O\sigma$. On démontre que lorsque le plan de la facette tourne autour d'une direction principale, l'extrémité du vecteur contrainte décrit dans le plan (σ, τ) un cercle, appelé cercle de **Mohr** (figure I.3).

On peut écrire σ_n et τ

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\alpha \quad I.1$$

$$\text{et } \sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha$$

Indépendamment de **Mohr**, **Coulomb** a mis au point un appareil pour mesurer la résistance au cisaillement des sols. Il a constaté que ce dernier est fonction de deux paramètres dépendant où pas des contraintes, ce sont l'angle de frottement interne φ (comparable à la résistance au glissement des solides) et la cohésion intrinsèque c , d'où l'équation de **Mohr-Coulomb** :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad I.2$$

I.4. Relations contraintes déformations

Le tenseur des déformations et le tenseur des contraintes sont liés par des relations traduisant de comportement rhéologique du matériau. Le modèle rhéologique le plus simple est celui de l'élasticité linéaire isotrope.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{Bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} \quad I.3$$

Où E est le module de Young ou module d'élasticité, ν est le coefficient de Poisson.

L'approximation de **Terzaghi** consiste à considérer que le sol est composé de deux milieux couplés, l'ossature granulaire et l'eau interstitielle. Dans un sol saturé, les contraintes totales notées σ se répartissent entre le squelette solide (contraintes effectives notées σ') et l'eau (pression interstitielle isotrope notée u). D'où la relation très importante de **Terzaghi** s'écrite :

$$\sigma = \sigma' + u \quad I.4$$

$$\tau = \tau'$$

Dans un sol non saturé, la phase liquide n'est plus continue. Donc, si l'on néglige les contraintes de capillarité, u est partout nul ($\sigma = \sigma', \tau = \tau'$).

I.5. Influence des Conditions de consolidation et de drainage sur c et φ

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

On distingue deux grands types de comportement du sol :

- ◆ le comportement drainé ;
- ◆ le comportement non drainé.

Selon l'état de consolidation et de drainage, deux comportements extrêmes de sol sont envisagés, comportement à long terme et comportement à court terme, et on distingue trois essais :

✓ Essai de cisaillement consolidé drainé (CD)

L'essai consolidé drainé (CD) permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du squelette du sol ; il correspond au comportement du sol à long terme.

On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 ; c'est-à-dire qu'ayant appliqué cet état de contrainte, on le maintient, l'orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit annihilée ($u = 0$).

Puis laissant la contrainte normale constante durant tout l'essai, on augmente très lentement la contrainte tangentielle σ_1 .

La courbe intrinsèque obtenue (figure I.4) à partir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes,

φ' : Appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.

c' : Appelée cohésion drainée, est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

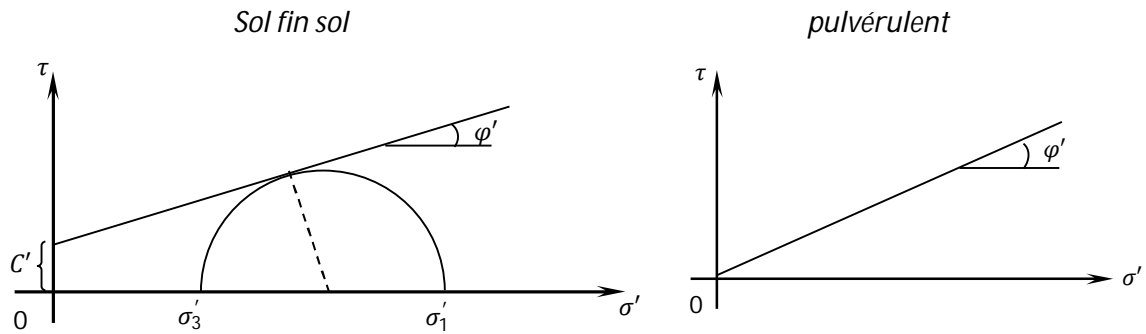


Fig. 1. 4 résultats d'essai de cisaillement consolidé drainé CD

L'équation de Mohr Coulomb devient :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \tag{1.5}$$

✓ **Essai de cisaillement non consolidé non drainé (UU)**

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol en place.

L'échantillon de sol «intact», c'est-à-dire non remanié, est soumis à l'état de contrainte isotrope σ_0 , l'orifice de drainage est fermé.

Puis, toujours avec les orifices de drainage fermés, on augmente jusqu'à la rupture la contrainte tangentielle σ_1 . Les différents cercles de Mohr à la rupture, en contraintes totales, sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales, figure 1.5.

L'enveloppe de ces cercles est une droite parallèle à l'axe des contraintes σ dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée et notée c_u , l'équation devient :

$$\tau = c_u \tag{1.6}$$

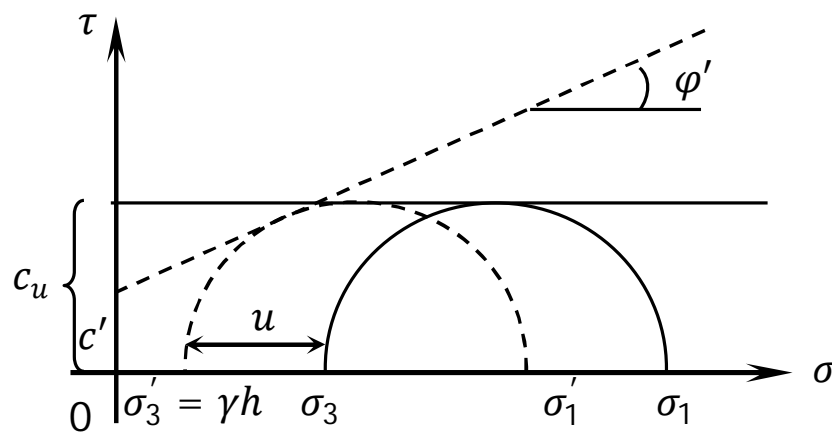


Fig. 1. 5 résultats d'essai de cisaillement non consolidé non drainé UU

✓ Essai de cisaillement consolidé non drainé (CU)

Chaque éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience, sous la même contrainte normale σ que celle qu'elle subira pendant l'essai. La contrainte de cisaillement est suffisamment rapide pour que le drainage n'ait pas le temps de s'effectuer, donc pour que la pression interstitielle u de l'eau ne puisse pas se dissiper en cours d'essai.

L'essai consolidé non drainé CU, figure. I.6, a deux buts :

- Déterminer la variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte de pré consolidation
- Déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et φ') en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture.

Dans le premier cas, l'essai peut être réalisé à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement. Dans le deuxième cas, l'essai est obligatoirement réalisé à l'appareil triaxial.

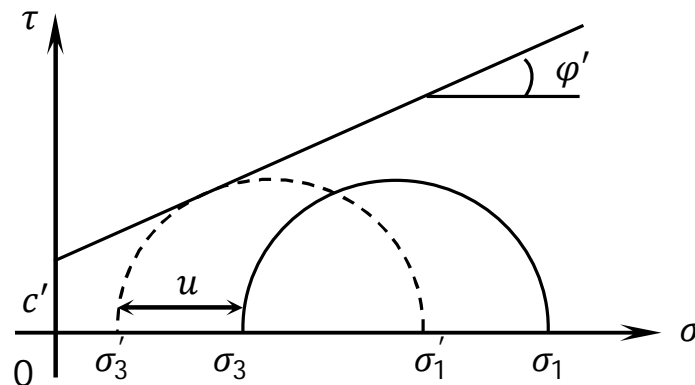


Fig. I. 6 résultats d'essai de cisaillement consolidé non drainé CU

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation :

$$\tau = c_{cu} + \sigma \tan \varphi_{cu} = c_{cu} + (\sigma' + u) \tan \varphi_{cu} \quad I. 7$$

I.6. Essai de cisaillement

Plusieurs types d'essais sont utilisés pour déterminer les caractéristiques de plasticité ; on distingue :

- ◆ Les essais in situ (scissomètre, pénétromètre...).
- ◆ Les essais de laboratoire (compression simple, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial)

On ne s'intéressera dans ce chapitre qu'aux essais de laboratoire, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial.

I.6.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, une supérieure qui peut coulisser horizontalement sur une inférieure, figure I.7.

Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. On peut remplacer les pierres poreuses par des plaques pleines et le sol ne peut plus se drainer, du moins théoriquement. L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte supérieure de façon à cisailier le sol selon le plan π . On mesure l'effort horizontal T en fonction de Δl

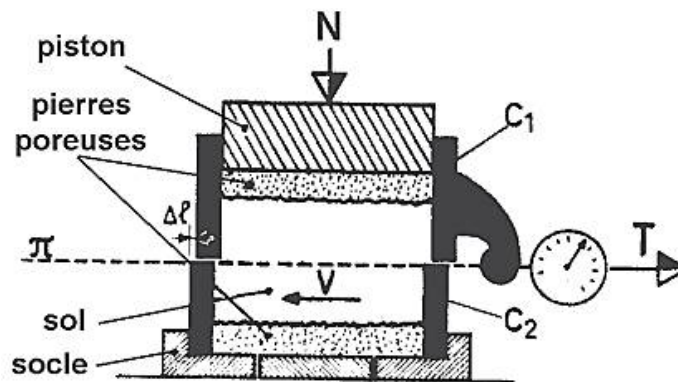


Fig. I. 7 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

L'essai se fait à vitesse contrôlée V Soit :

S : La section de l'échantillon selon le plan π ,

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

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

Si on répète l'essai sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \dots$ etc. et on trace les courbes de variation des contraintes tangentielles en fonction des déformations horizontales, figure I.8.a.

Sur ce graphe, les trois séries de courbe (1, 2 et 3) sont fonction de la contrainte normale imposée ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Ensuite, déterminer sur la courbe $(\tau ; \varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l})$ le point qui correspond à la rupture, en fonction du critère choisi, soit le pic τ_{pic} , ou bien la résistance résiduelle $\tau_{rés}$. Ceci permet d'obtenir pour chaque couple de valeurs (τ, σ_n) un

point dans le plan de Mohr. Pour déterminer une courbe intrinsèque, il est nécessaire de réaliser l'essai avec plusieurs valeurs de N , ce qui donne les points dans le plan de Mohr, figure I.8.b.

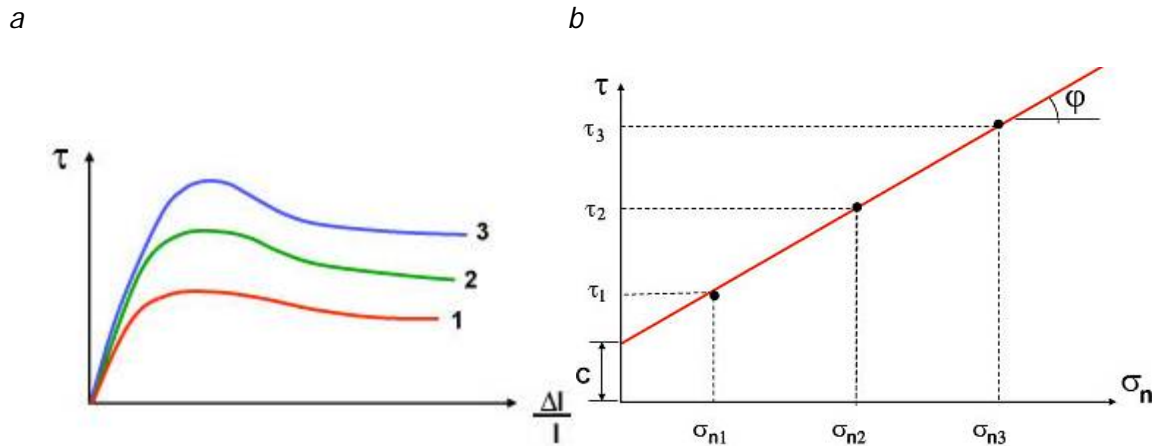


Fig. I. 8 Résultats d'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, a) $\tau = f\left(\frac{\Delta l}{l}\right)$, b) cisaillement direct dans le plan de Mohr.

I.6.2. Essais 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.9.

Des plaques drainantes reliées à l'extérieur à des dispositifs permettant soit d'assurer le drainage et de connaître les variations de volume, soit de mesurer la pression interstitielle u dans l'éprouvette sont placées à la base et au sommet de l'éprouvette de sol. Les contraintes sont transmises à l'éprouvette de deux manières, d'une part une pression de confinement $\sigma_3 = \sigma_r$ existant dans la cellule triaxiale générée par un dispositif de mise en pression et d'autre part, on applique un effort axial F qui crée un déviateur de contrainte axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) ; la contrainte σ_1 est généralement mesurée par un capteur situé au sommet de l'éprouvette. De plus, on mesure la variation de hauteur de l'éprouvette Δh qui donne la déformation axiale ($\frac{\Delta h}{h} = \varepsilon_l$).

Enfin, on peut imposer au sein de l'éprouvette une contrepression (CP) qui a pour but de réaliser une bonne saturation de celle-ci. La mesure de σ_3 , l'application éventuelle de CP , la connaissance de ($\sigma_1 - \sigma_3$) et la mesure de la pression interstitielle u permettent

de déterminer à chaque instant l'état de contraintes totales et l'état de contraintes effectives existant dans l'éprouvette.

Le principe de l'essai consiste en général à appliquer tout d'abord un état de contrainte isotrope avec ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_r$), pondéré éventuellement de la contrepression CP . A ce stade, deux possibilités sont envisageables :

- ❖ Soit on permet le drainage de l'éprouvette et sa consolidation, ce qui entraîne une modification dans l'état de l'éprouvette se traduisant par une variation de l'indice des vides,

- ❖ Soit on interdit ce drainage et on mesure la pression interstitielle se développant dans l'éprouvette, dans ce cas, l'état de l'éprouvette ne se modifie pas si l'on suppose qu'elle est initialement saturée.

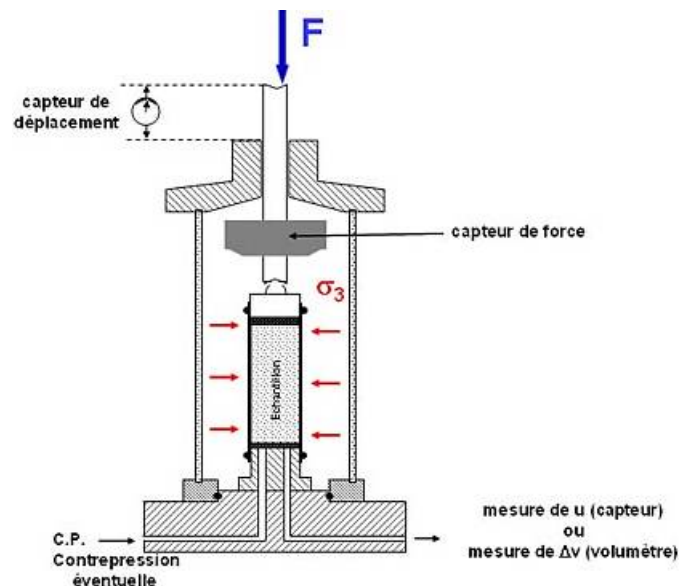


Fig. I. 9 Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).

Dans un second temps on va appliquer l'effort axial pour atteindre la rupture, les deux possibilités de conditions de drainage existent toujours.

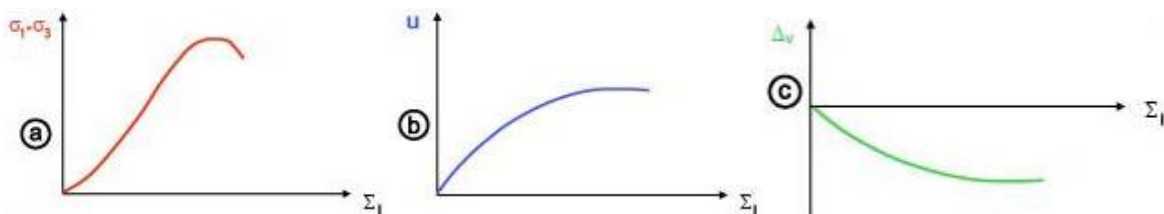


Fig. I. 10 Courbes d'un essai triaxial a) $(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\varepsilon_l)$; b) $u = f(\varepsilon_l)$ et la variation de volume $\Delta V = f(\varepsilon_l)$.

La figure I.10 montre les courbes expérimentales de principe. On définit en fonction de ces courbes, l'état de contraintes à la rupture, ce qui donne un cercle dans le plan de Mohr. La réalisation de plusieurs essais à σ_r différents permet de tracer la courbe enveloppe et de déterminer c et φ . On peut tracer ces courbes enveloppes soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives.

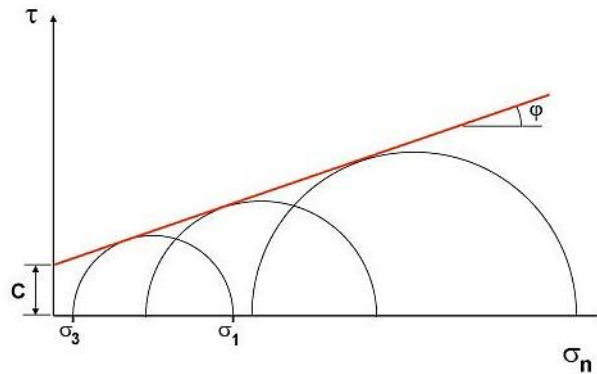


Fig. I. 11 Cercles de Mohr pour un essai triaxial.

1.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit les contraintes qui agissent sur un plan de cisaillement et expliqué les relations qui existent entre elles. On a étudié 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, on a présenté 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.

Chapitre II : Calcul des fondations superficielles

II.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.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- ◆ Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- ◆ Fondation profonde : $D/B \geq 10$
- ◆ Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$

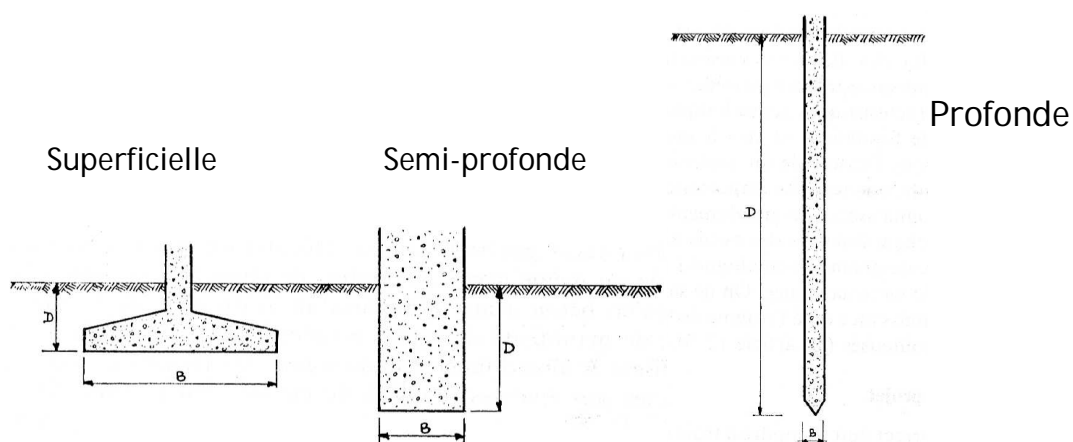


Fig. II. 1 Différents types de fondations selon la profondeur (Costet J., 1975)

Le choix d'une fondation est liée à :

- ⊙ Qualité du sol ;
- ⊙ Charges amenées par la construction ;
- ⊙ Coût d'exécution.

II.2. Reconnaissance du sol

Il y a lieu de se renseigner afin de savoir si :

- ⊙ Le terrain n'est pas inondable ;
- ⊙ Le terrain ne se situe pas dans une cuvette, à l'emplacement d'une ancienne décharge publique ;
- ⊙ S'il n'y a pas de problèmes de glissements ou de tassements (voir l'état des maisons voisines).

Campagne de reconnaissance

Elle peut être effectuée par deux types d'essai :

- ⊙ **Essais en laboratoire** : prélèvements d'échantillons de sols analysés ensuite en laboratoire ;
- ⊙ **Essais sur le terrain "in situ"** : pénétromètre –pressiomètre.

Ces essais de reconnaissance permettent de :

- ⊙ Identifier le sol (cohésion, angle de frottement...etc.);
- ⊙ Déterminer la couche d'assise : sa position (profondeur), sa contrainte admissible, son comportement (tassement);
- ⊙ Déterminer la position de la nappe phréatique (nappe d'eau).

II.3. Rôle des fondations

Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

Elle peut être effectuée par deux types d'essai :

- ⊙ Limitation des tassements (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25 mm) ainsi que les tassements différentiels ;
- ⊙ Vérifier que les poussées d'Archimède (eau dans le sol) soient inférieures au poids de l'ouvrage ;
- ⊙ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) (utilisation de bèches, frottements sol/bétonsuffisant, tirants,...etc.) ;

- ⊙ Éviter les glissements pour des ouvrages pour les réalisés sur terrain en pente ($pente < 2/3$).
- ⊙ Prévoir un dispositif de drainage périphérique.

Assurer la résistance des massifs des fondations

- ⊙ Les charges menées aux fondations ne doivent pas entraîner leur rupture (respect des règles, dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux utilisés).

Vérifier la résistance du terrain de fondations

- ⊙ Les actions sollicitant le sol ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni de déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage ;

S'assurer de la durabilité des fondations

- ⊙ Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel ;
- ⊙ Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse, au gel,...etc.).

Trouver la solution la plus économique

- ⊙ Chercher des solutions économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...).

II.4. Fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles :

- ⊙ Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste et de grand longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ; les semelles de murs de soutènement.
- ⊙ Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- ⊙ Les radiers ou dallages de dimension B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

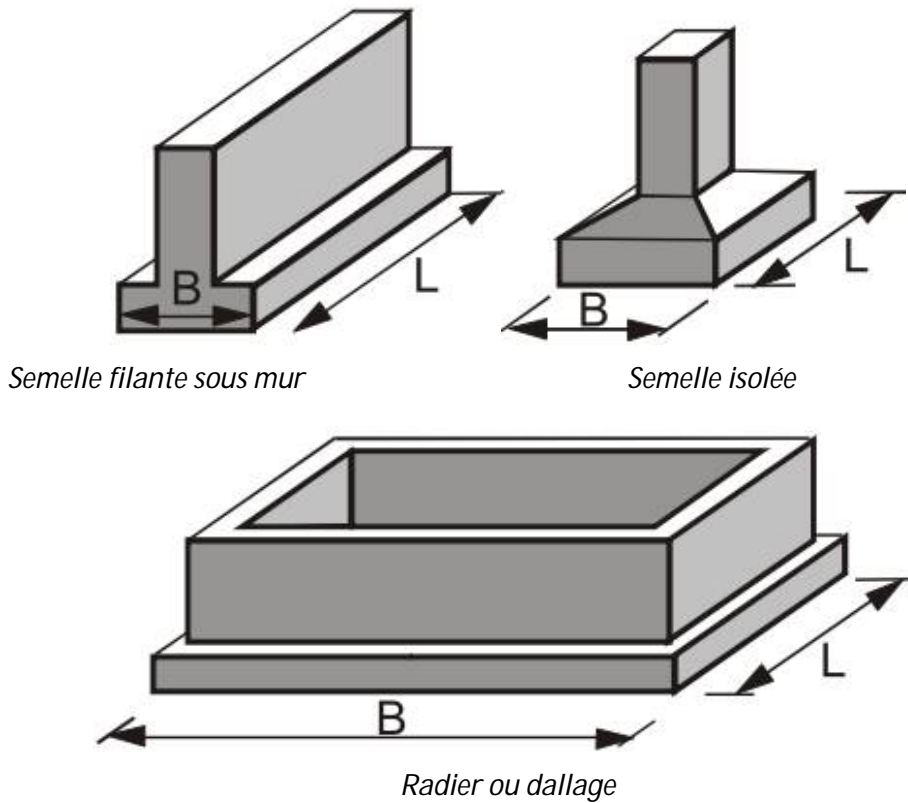


Fig. II. 2 Différents types de fondation superficielle

II.5. Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture, figure II.3.

- **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** : Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Exemples de mode de rupture des fondations superficielles :

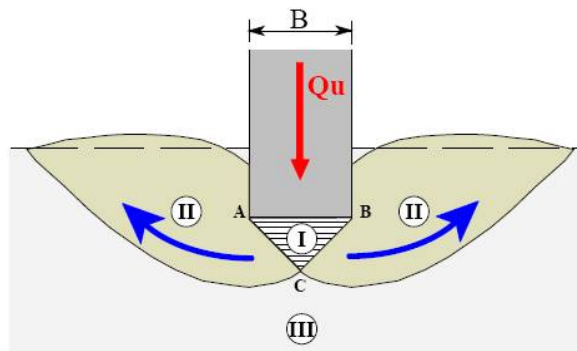


Fig. II. 3 Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle(Frank R., 1999)

II.6. Théorie de la capacité portante

On considère le principe de superposition de Terzaghi 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 II.4.

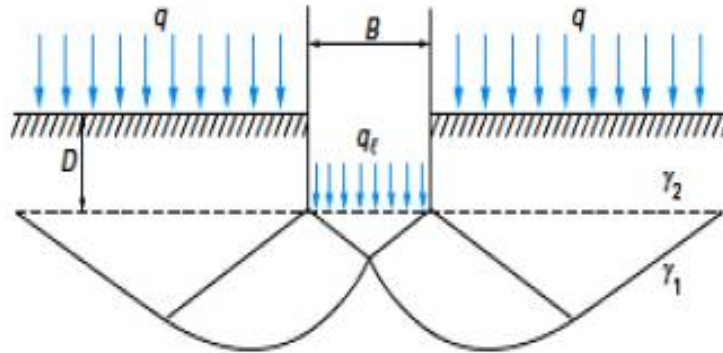


Fig. II. 4 Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Le principe de superposition consiste à superposer trois états, figure II.5.

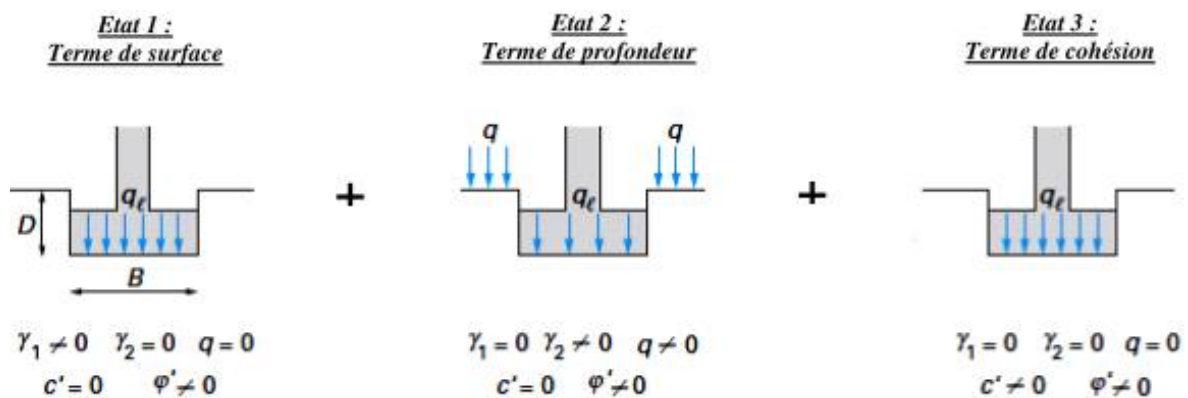


Fig. II. 5 Méthode de superposition de Terzaghi pour une fondation superficielle

✓ **Etat 1** : le premier terme $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B 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 ;

✓ **Etat 2** : le deuxième terme $C N_c$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

✓ **Etat 3** : le troisième terme $\gamma_2 D N_q$ 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).

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

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

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

Tableau II. 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) :

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

$$\begin{aligned} \text{Si } \varphi \neq 0 \quad N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi} \\ \text{Si } \varphi = 0 \quad N_c &= \pi + 2 \end{aligned} \quad II. 3$$

Pour $\varphi = 0$

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

$$\text{Pour le DTR 13.12} \quad N_\gamma = 1.85 (N_q - 1) \tan \varphi$$

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

Ou bien par la formule générale

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

II.6.1. Calcul de la capacité portante

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture. Le dimensionnement d'une fondation superficielle est comme suit :

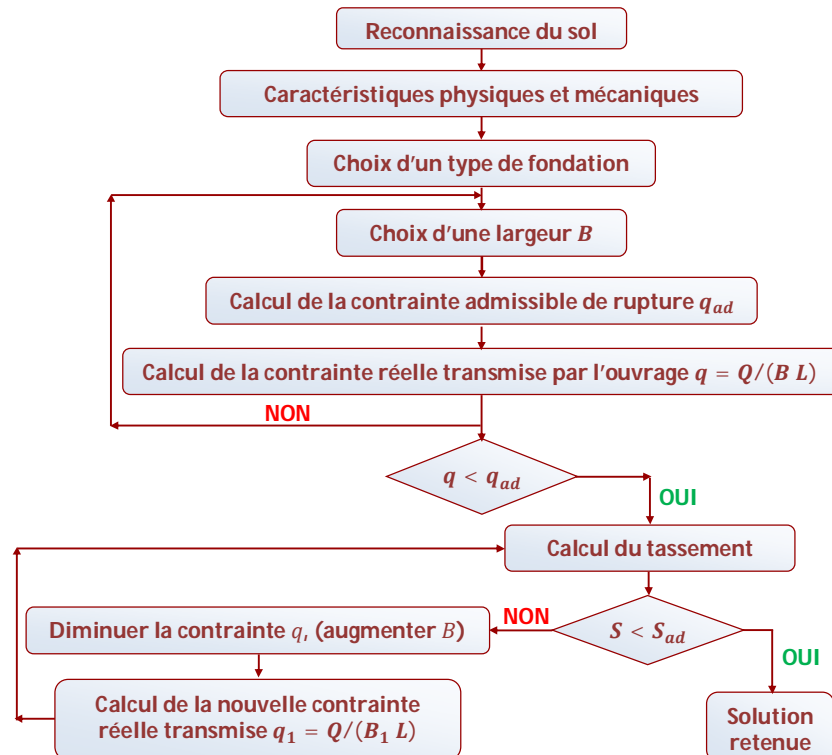


Fig. II. 6 Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles

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.

II.6.2. Calcul à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper (temps nécessaire pour la consolidation, selon la perméabilité de sol). Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme (Olivari G., 1983).

- **Le calcul à court terme** fait intervenir les contraintes totales (σ) et les caractéristiques non drainées du sol ($c = c_u$ et $\varphi = \varphi_u$).

$$q_l = \gamma_{sat} D + (\pi + 2)c_u \quad II. 5$$

Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\varphi = 0$.

- **Le calcul à long terme** fait intervenir les contraintes effectives (σ') et les caractéristiques drainées du sol ($c = c'$ et $\varphi = \varphi'$).

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi') + (q' + \gamma'_2 D) N_q(\varphi') \quad II. 6$$

NB : Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

II.7. 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.

II.7.1. 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) :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q \quad II. 7$$

II.7.2. 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 :

$$q_l = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + s_c C N_c + s_q (q + \gamma_2 D) N_q \quad II. 8$$

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 II. 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 II. 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	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

II.7.3. 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

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + i_c C N_c + i_q (q + \gamma_2 D) N_q \quad II. 9$$

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

$$i_\gamma = 0 \quad \text{si } \varphi = 0$$

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

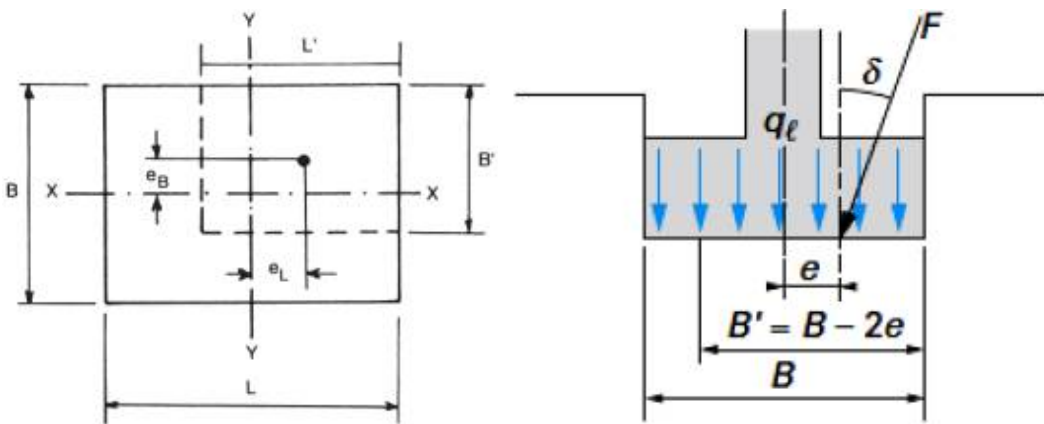


Fig. II. 7 Inclinaison et excentrement d'une charge (à droite dans la direction parallèle à B, à gauche excentrement dans les deux directions)

II.7.4. Influence de l'excentrement e d'une charge verticale

Si la charge a un excentrement e parallèle à B , figure II.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 :

$$q_l = \left(\frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma + C N_c + (q + \gamma_2 D) N_q \right) \quad II. 10$$

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.

II.8. Calcul de la capacité portante admissible

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

$$q_{adm} = \frac{q_l - (q + \gamma_2 D)}{3} + (q + \gamma_2 D) \quad II. 11$$

II.9. Calcul de la charge ultime portée par la semelle

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

$$Q_l = \frac{q_l}{A} \quad II. 12$$

II.10. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation. Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique 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).

II.11. Conclusion

Le calcul des fondations superficielles est présenté dans ce chapitre, où on a donné les différents types des fondations et leurs rôles, le mode de rupture du sol sous une fondation superficielle. Enfin, on a présenté la théorie de calcul de la capacité portante des fondations, pour différentes géométries et cas de chargement.

Chapitre III : Calcul des fondations profondes

III.1. Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage, Figure III.1).



Fig. III 1 puits avant mise en place des armatures

III.2. Classification des pieux

On distingue deux grandes classes des pieux selon le mode d'exécution et le mode de fonctionnement.

III.2.1. Classification suivant le mode d'exécution

III.2.1.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place

Une large collection de pieux est mise en place par fonçage, battage et/ou vibro-fonçage et éventuellement par lançage

Pieux en bois

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au lançage). Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral,

moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisés.

Pieux battus préfabriqués

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

Pieux métalliques battus

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers.



Fig. III 2 Profils métallique battus

Pieux en béton foncés

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

Pieux métalliques foncés

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

Pieux battus pilonnés

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

✚ Pieux battus moulés

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

✚ Pieux battus enrobés

Ce pieu, à âme métallique (acier E 24.2 ou similaire), est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur - de profilés H - de caissons formés de profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot, afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci. (Figure III.3)

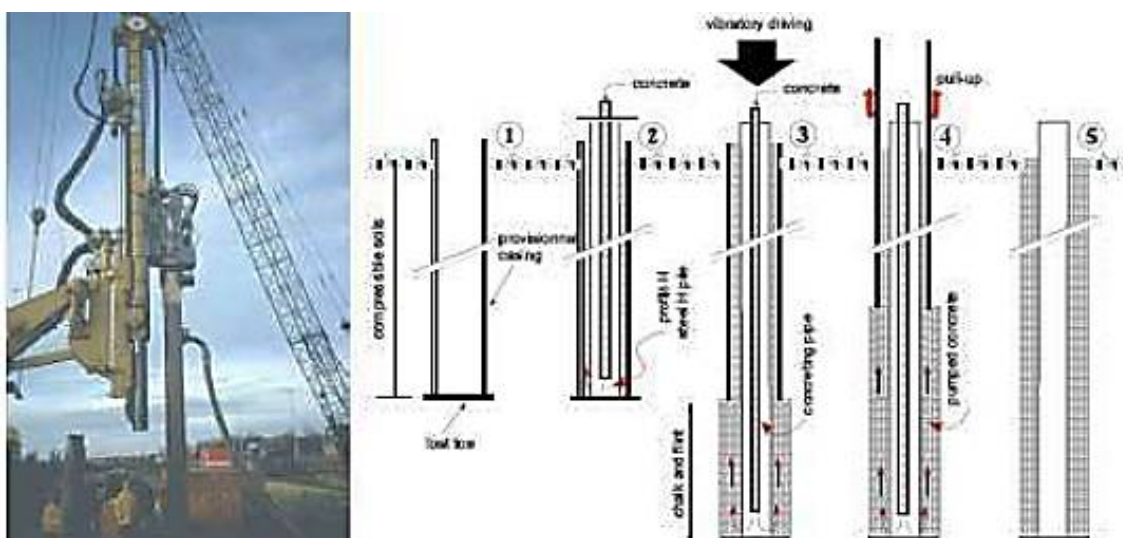


Fig. III 3 Mise en place de pieu tube par vibro-fonçage

✚ Pieux tubulaires précontraints

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m.

Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être

utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

✚ Pieux vissés moulés

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil figures III.4.



Fig. III 4 Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul

✚ Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts de matériaux d'apport granulaires, sans cohésion et sans liant mis en place par refoulement dans le sol et compactés dans le sol par pilonnage ou à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support et par l'action du lançage (eau ou air). Le matériau d'apport ($d_5 > 0,1 \text{ mm}$; $d_{30} > 40 \text{ mm}$; $d_{100} < 150 \text{ mm}$) doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur soit par le forage lui-même, soit par l'espace annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au vibreur, figure III.5.

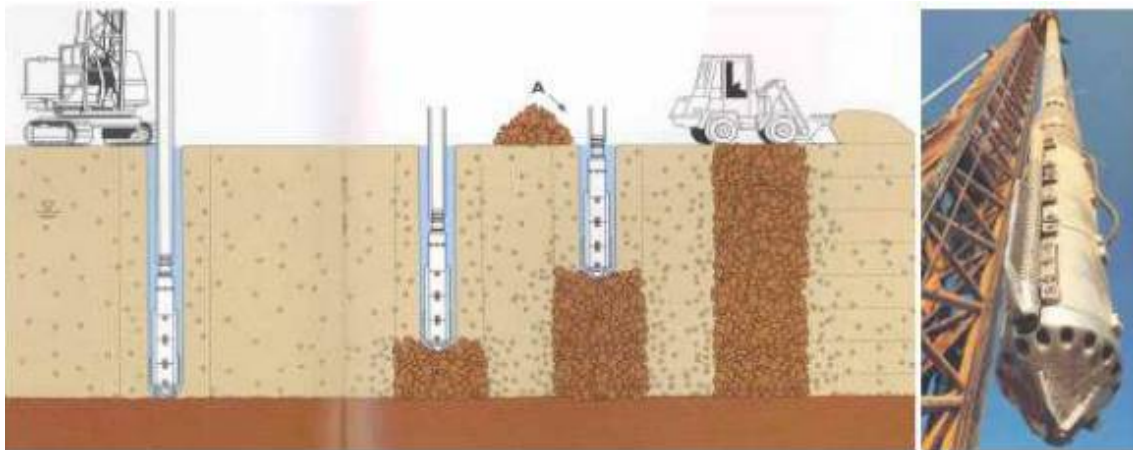


Fig. III 5 Méthode de réalisation des colonnes ballastées

III.2.1.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

✚ Pieux forés simples

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

✚ Pieux forés avec boue et barrettes

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage benthonique ou avec polymères. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage, figure III.6.

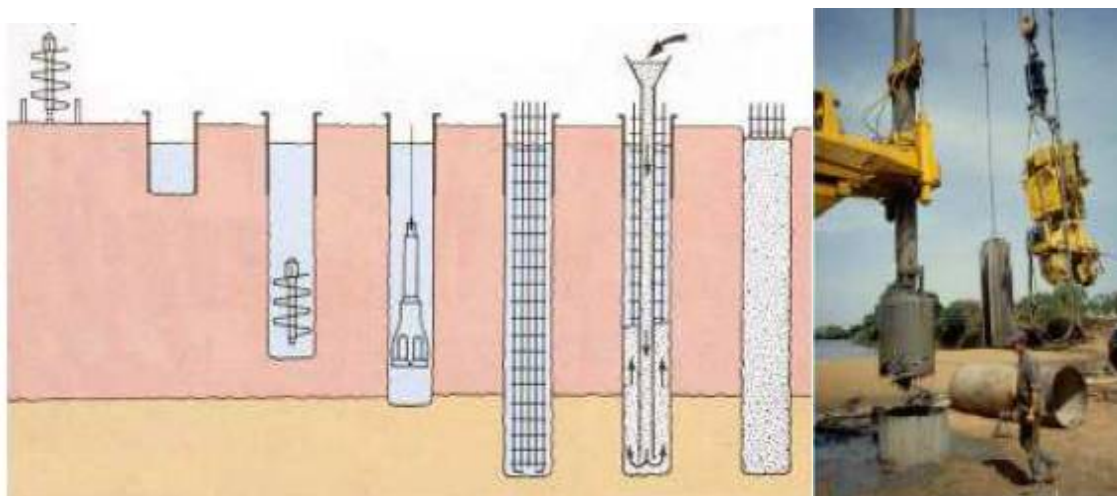


Fig. III 6 Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets.

✚ Pieux forés tubés

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

✚ Pieux tarières creuses

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait, figure III.7.

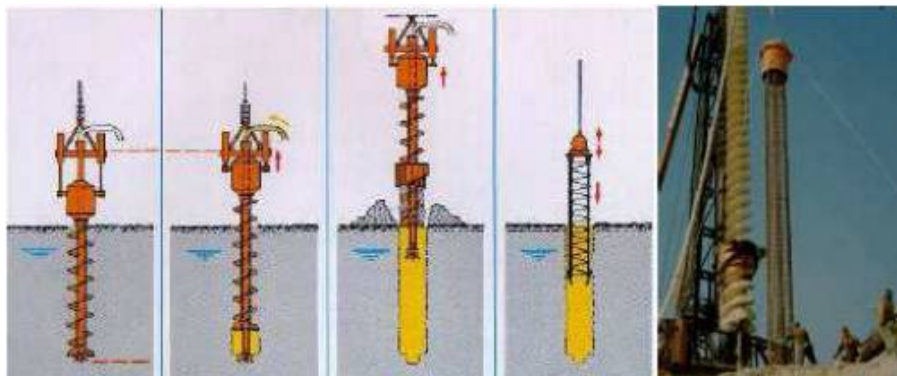


Fig. III 7 Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche.

Le ferrailage est alors mis en place. Une combinaison de tarière creuse et du foré tubé, les deux éléments tournant en sens inverse, permet de réaliser un pieu dans le terrain où le sol ne se tient pas (technique appelée pieu à la tarière double)

✚ Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micro pieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

III.2.2. Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- ✓ Effet de pointe : reposant sur une couche très dure ;

- ✓ Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante.
- ✓ Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latéral à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe, figure III.8.

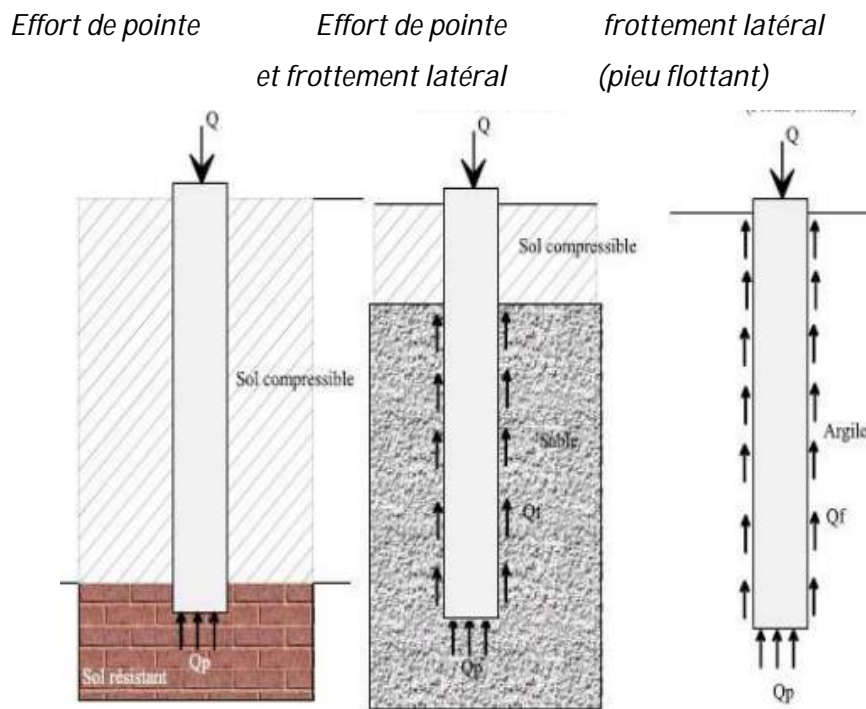


Fig. III 8 Classification suivant le mode de fonctionnement.

III.3. Calcul de la contrainte admissible (charge)

Les pieux développent leur capacité axiale totale de support Q_{ult} par la résistance en pointe Q_p et la résistance latérale totale Q_s :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

Ces deux composantes de la capacité axiale dépendent, entre autres, de la résistance du sol au cisaillement et de la géométrie des pieux. L'apport de chacune des composantes à la capacité axiale totale est évalué différemment, selon la nature de sol.

III.3.1. La capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents

Puisque les essais de pénétration standard et de pénétration statique sont couramment utilisés avec les sols pulvérulents, nous évaluerons la capacité axiale des pieux à l'aide des paramètres obtenus de ces deux modes de sondage.

❖ Selon l'essai de pénétration standard

En 1976, Meyerhof a proposé la relation suivante, qui utilise les résultats de l'essai de pénétration standard pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} [(m * N * A_p) + (n * \bar{N} * D * A_s)]$$

Où :

Q_a : Charge axiale admissible (KN) ;

F_s : Facteur de sécurité égale à 4 pour cette méthode ;

m : Coefficient empirique $m = 400$ pour les pieux battus, et $m = 120$ pour les pieux forés ;

N : Indice de pénétration standard à la pointe du pieu ;

A_p : Surface à la pointe du pieu (m^2) ;

n : Coefficient empirique $n = 2$ pour les pieux battus, et $n = 1$ pour les pieux forés ;

\bar{N} : Indice de pénétration standard moyen le long du fût du pieu ;

$$\bar{N} = \frac{\text{distance}(N_{i+1} + N_i) * \sum N_i}{\sum \text{distance}(N_{i+1} + N_i)}$$

D : Longueur du pieu dans le sol (m) ;

A_s : Surface latérale du pieu par unité de longueur (m^2/m).

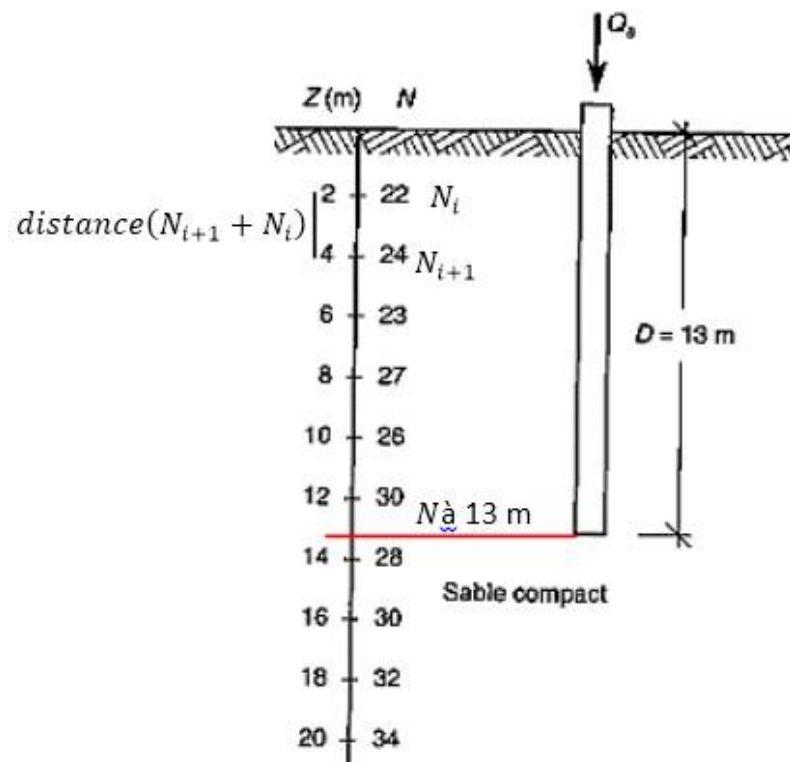


Fig. III 9 Capacité axiale d'un pieu dans un sable.

❖ Selon l'essai de pénétration statique

Pour déterminer la capacité axiale des pieux dans les sables et les silts, l'essai de pénétration statique est plus efficace. Dans la relation suivante, tirée du manuel canadien d'ingénierie des fondations, on additionne aussi les efforts de résistance en pointe et de frottement latéral le long du pieu :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} [(q_c * A_p) + (q_s * A_s * D)]$$

Où :

F_s : Facteur de sécurité égale à 2.5 ou 3, selon la quantité et la variabilité des essais ;

q_c : Résistance en pointe du cône obtenue au niveau de la pointe du pieu (KPa)

q_s : Résistance au cisaillement moyenne mesurée le long du pieu (KPa)

III.3.2. La capacité axiale des pieux dans les sols cohérents

On ne dispose pas de méthodes empiriques fondées sur des essais de terrain pour calculer la capacité axiale des pieux enfoncés dans des sols cohérents, car l'interprétation de ces essais donne lieu à des incertitudes. De plus, l'installation des pieux peut diminuer sensiblement la résistance des argiles : le battage, par exemple, remanie le sol autour de pieu. Dans les argiles molles, il en résulte une perte d'adhérence temporaire entre l'argile et la surface latérale du pieu. Dans les argiles raides, le remaniement peut laisser un vide autour du fût du pieu, phénomène dont les conséquences sont encore mal connues. Pour ces raisons, les équations de calcul de la capacité axiale s'appuyant sur la résistance au cisaillement non drainé doivent être utilisées avec prudence.

Les résultats présentés dans cette section pourront être utilisés dans un premier temps pour déterminer une capacité axiale approximative, mais il faudra valider les hypothèses de conception retenues en procédant à des essais de chargement des pieux.

❖ Cas des argiles dont $c_u < 100$ KPa

Un sol cohérent doit avoir une consistance suffisamment raide pour que sa résistance en pointe influe sur la capacité axiale d'un pieu. Aussi, on considère qu'en deçà d'une résistance au cisaillement non drainé de 100 KPa un pieu ne développe sa capacité axiale que par le frottement entre le sol et son fût. On peut alors calculer la capacité axiale de la façon suivante :

$$Q_a = \frac{A_s * D * c_u}{F_s}$$

Tableau III. 1 Coefficient d'adhérence (α) du fût du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations

c_u (KPa)	Coefficient d'adhérence (α)	
	Pieux en bois ou en béton	Pieux en acier
10	1.0	0.90
20	1.0	0.88
30	1.0	0.80
40	0.95	0.71
50	0.86	0.62
60	0.78	0.54
70	0.71	0.48
80	0.66	0.44
90	0.61	0.40
100	0.57	0.37

Où :

α : Coefficient d'adhérence, tableau III.1.

c_u : Résistance au cisaillement non drainé moyenne le long du fût du pieu (KPa)

F_s : Facteur de sécurité égal à 3

❖ **Cas des argiles dont $c_u > 100$ KPa**

Lorsque la résistance au cisaillement non drainé est supérieure à 100 KPa, la résistance en pointe s'ajoute à la résistance le long du fût. Toutefois, cette dernière étant considérablement réduite par le remaniement dû au battage, il est plus pertinent d'évaluer la résistance au frottement au moyenne des contraintes effectives. Selon le manuel canadien d'ingénierie des fondations, des études réalisées au pénétromètre ont montré qu'au-delà d'une certaine profondeur. Appelée *profondeur critique* (D_{cr}), la résistance au frottement est plutôt constante. Dans l'équation qui suit, il faudra donc limiter la contrainte effective à une valeur correspondant à celle de la profondeur critique. Cette dernière est considérée comme un multiple du diamètre (d) et dépend de l'angle de frottement interne.

$$\text{Pour } \varphi = 30^\circ \Rightarrow D_{cr} = 7 * d$$

$$\text{Pour } \varphi = 45^\circ \Rightarrow D_{cr} = 22 * d$$

On calcule la capacité axiale admissible d'un pieu battu à l'aide de la formule suivante :

$$Q_a = \frac{[(A_p * N_p * c_u) + (A_s * D * \beta * \sigma'_v)]}{F_s}$$

Où :

N_p : coefficient de capacité portante dépendant du diamètre (d) du pieu

$$N = 9 \text{ si } d < 0.5m$$

$$N_p = 7 \text{ si } 0.5 \leq d \leq 1m$$

$$N_p = 6 \text{ si } d > 1 \text{ m}$$

β : coefficient de résistance le long du fût égal à 0.3 dans l'argile (Burland, 1973)

σ'_v : contrainte effective moyenne le long du fût limitée à la valeur correspondant à la profondeur critique (D_{cr}).

III.4. Conclusion

Les fondations profondes sont présentées dans ce chapitre. Nous avons présenté les différentes classes des pieux, que ce soit selon leurs modes d'exécution ou bien suivant le mode de fonctionnement, par la suite, on a donné les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profondes pour les sols pulvérulents et les sols cohérents.

Chapitre IV : Ouvrages de soutènement et renforcement

IV.1. Introduction

Les ouvrages de soutènements sont ceux qui retiennent des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. 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. Les ouvrages de soutènement 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.

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

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales. Or, comme le comportement du sol diffère de celui des liquides, la pression horizontale n'est pas égale à la pression verticale. Et c'est la pression horizontale qui exerce une pression sur les ouvrages de soutènements dans le cas générale ; ceux-ci doivent donc être conçus de manière à résister à cette poussée. Nous verrons donc les différentes approches servant à évaluer la pression horizontale ou poussée des terres (poussée (active) et butée (passive)).

IV.5.1. Sol au repos

Considérons un massif de sol semi-indéfini à surface libre horizontale et n'étant soumis à aucune force extérieure. Soit σ_v la contrainte verticale sur une facette horizontale en un point M quelconque du milieu, figure IV.1.

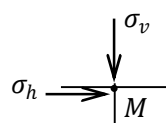


Fig. IV. 1 Contraintes principales dans un sol à surface horizontale

Par raison de symétrie, cette contrainte est principale. Soit σ_h contrainte horizontale principale sur une facette verticale.

Par définition, σ_h et σ_v sont liées par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad \text{IV. 1}$$

K_0 Coefficient de pression des terres au repos. Est souvent estimé à l'aide de la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \text{IV. 2}$$

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

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

Sable	$K_0 = 0.5$
Argile	$K_0 = 0.7$
Argile très molle, vase	$K_0 = 1$
Roche à très grande profondeur (tunnels profonds)	$K_0 \geq 1$

IV.5.2. Equilibre limite de poussée et de butée

Supposons que, dans le massif semi-indéfini à surface libre horizontale, la partie à gauche de M soit remplacée par un écran. Au point M , la contrainte régnant sur l'écran est égale à σ_h , figure IV.2.

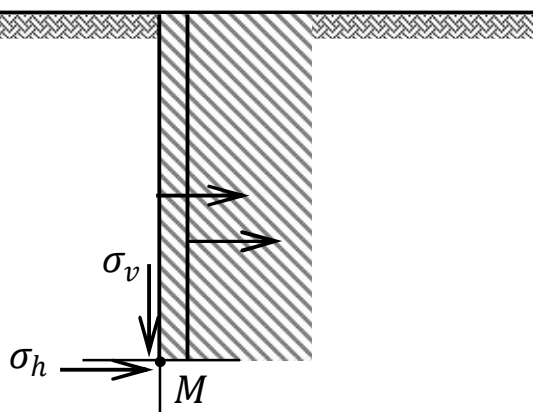


Fig. IV. 2 Déplacement de l'écran ; Butée

Si on force l'écran à se déplacer vers le massif. Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre.

La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif, butée. La contrainte σ_h prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_p \sigma_v \quad \text{IV. 3}$$

Si, au contraire, le massif se déplace vers la gauche, le sol a tendance à suivre ce mouvement et la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite est atteint : c'est l'état d'équilibre actif, poussée, défini par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \quad \text{IV. 4}$$

K_p Coefficient de butée des terres.

K_a Coefficient de poussée des terres.

Les déplacements nécessaires de mur pour atteindre l'équilibre limite, figure IV.3, si le mur déplace vers le massif c'est le cas de butée, le cas contraire c'est la poussée.

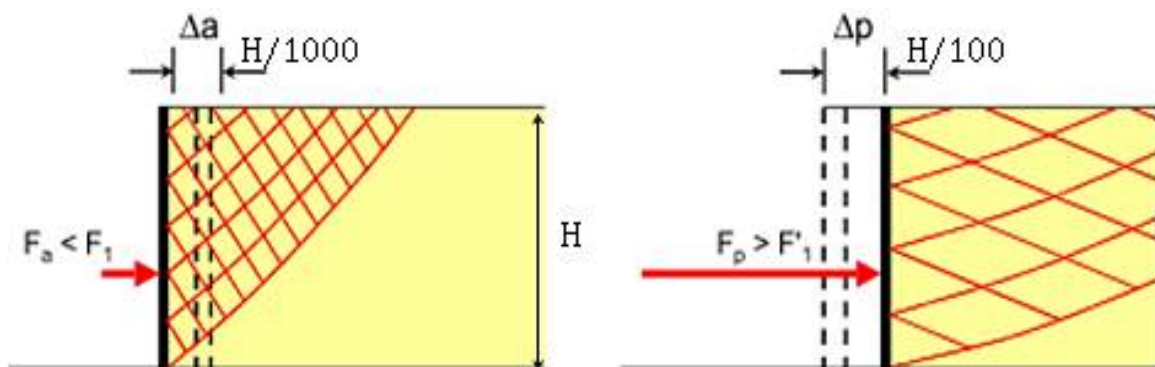


Fig. IV. 3 Déplacements nécessaires pour atteindre l'équilibre limite.

✓ Etude d'un cas simple

Le cas le plus simple correspond aux hypothèses suivantes :

- Sol pulvérulent : $\varphi \neq 0$, $c = 0$,
- Poids volumique γ ,
- Surface du sol horizontale,
- Ecran vertical et lisse,
- Pas de surcharge.

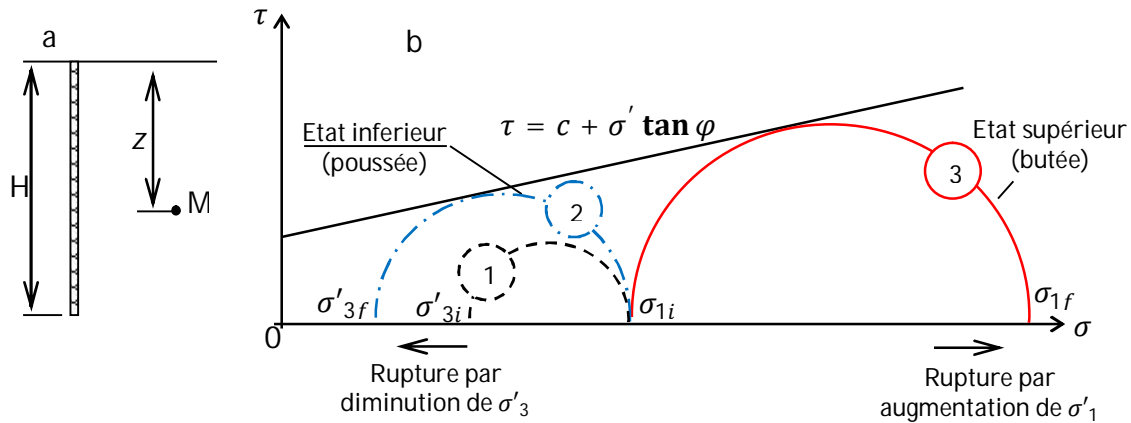


Fig. IV. 4 a) écran vertical lisse et surface libre horizontale b) état des contraintes en M

Le cercle I représente l'état des contraintes au repos avec $\sigma_{h0} = K_0 \sigma_v$. L'équilibre est surabondant, le cercle de Mohr n'est pas tangent à la courbe intrinsèque.

Le cercle II représente l'équilibre limite de poussée $\sigma_a = K_a \sigma_v$ et le cercle III représente l'équilibre limite de butée $\sigma_p = K_p \sigma_v$.

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ \sigma_p &= \sigma_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \end{aligned} \quad \text{IV. 5}$$

D'après la figure IV.4 on peut déterminer les centres et les rayons de cercle de poussée et de butée. Le calcul des coefficients de poussée et de butée peut être fait de la manière suivante :

✓ **Cas de poussée K_a (actif cercle II)**

$$\begin{aligned} R &= \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} ; OC_a = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \\ R &= \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} ; OC_a = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \\ \sin \varphi &= \frac{R}{OC_a} \Rightarrow \sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} \\ \Rightarrow \sin \varphi &= \frac{\sigma_v - \sigma_a}{\sigma_v + \sigma_a} \Rightarrow (\sigma_v + \sigma_a) \sin \varphi = \sigma_v - \sigma_a \\ \Rightarrow \sigma_a (1 + \sin \varphi) &= \sigma_v (1 - \sin \varphi) \Rightarrow \sigma_a = \sigma_v \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \end{aligned}$$

Donc :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad IV. 6$$

✓ **Cas de butée K_p (passif cercle III)**

$$R = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{2} ; OC_a = \frac{\sigma_p + \sigma_v}{2}$$

$$\sin \varphi = \frac{R}{OC_a} \Rightarrow \sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_p - \sigma_v}{2}}{\frac{\sigma_p + \sigma_v}{2}}$$

$$\Rightarrow \sin \varphi = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{\sigma_p + \sigma_v} \Rightarrow (\sigma_p + \sigma_v) \sin \varphi = \sigma_p - \sigma_v$$

$$\Rightarrow \sigma_p (1 - \sin \varphi) = \sigma_v (1 + \sin \varphi) \Rightarrow \sigma_a = \sigma_v \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Donc :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad IV. 7$$

✓ **Cas de sol cohérent**

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

- **A court terme $c_u \neq 0$; $\varphi_u = 0$**

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_v - 2 c_u \\ \sigma_p &= \sigma_v + 2 c_u \end{aligned} \quad IV. 8$$

- **A long terme $c' \neq 0$; $\varphi' \neq 0$**

$$\begin{aligned} \sigma'_a &= K_a \sigma_v - 2 c' \sqrt{K_a} \\ \sigma'_p &= K_p \sigma_v + 2 c' \sqrt{K_p} \end{aligned} \quad IV. 9$$

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

IV.5.3. 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 IV.5, est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma z \cos \beta \quad \text{IV. 10}$$

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

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

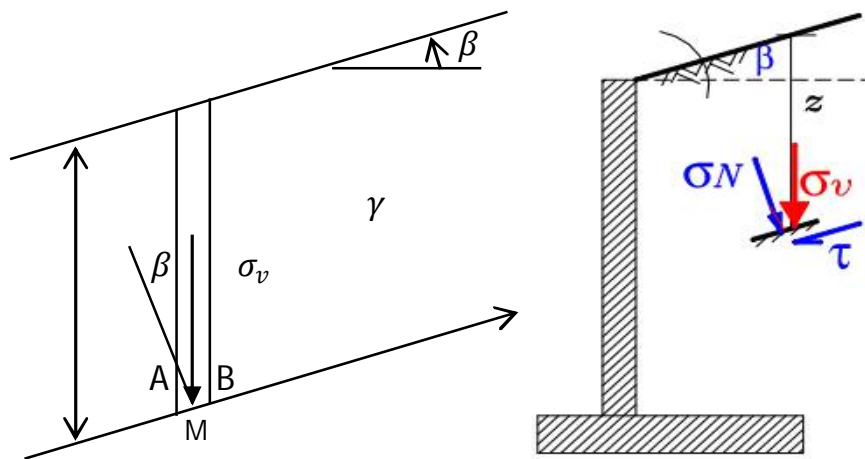


Fig. IV. 5 Hypothèse de Rankine

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

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

✓ **Remarque**

Pour $\beta = 0$ on se trouve dans le cas simple que ce soit le sol pulvérulent ou cohérent.

IV.5.4. 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 δ 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 r (résultat de la théorie de Rankine).

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

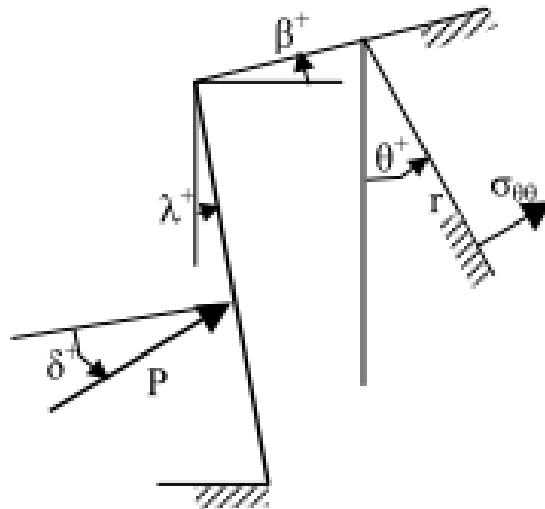


Fig. IV. 6 Convention de signe

Où :

λ : Inclinaison de l'écran par rapport à la verticale.

δ : Inclinaison de la force sur un écran verticale ou l'angle de frottement sol-écran.

Formule de Poncelet :

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

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

La force de poussée (butée) se décompose en :

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

Une composante verticale : $P_{aV} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \sin(\lambda + \delta)$

IV.5.5. Equilibre de Prandtl

Prandtl prend en considération les surcharges appliquées sur la surface libre de sol.

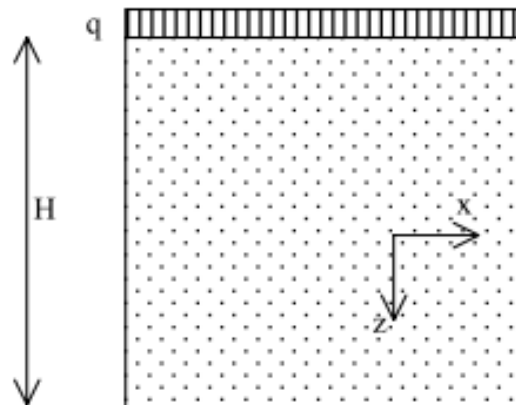


Fig. IV. 7 Massif chargé uniformément

On suppose que le massif est non pesant (Fig. IV.7).

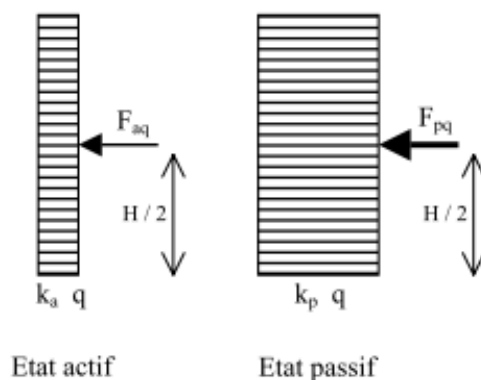


Fig. IV. 8 Poussée et butée dû à une surcharge uniforme

La contrainte σ_z augmente de q quelque soit la profondeur z . Alors, la pression latérale augmente de :

$K_a q$ Dans le cas actif

$K_p q$ Dans le cas passif

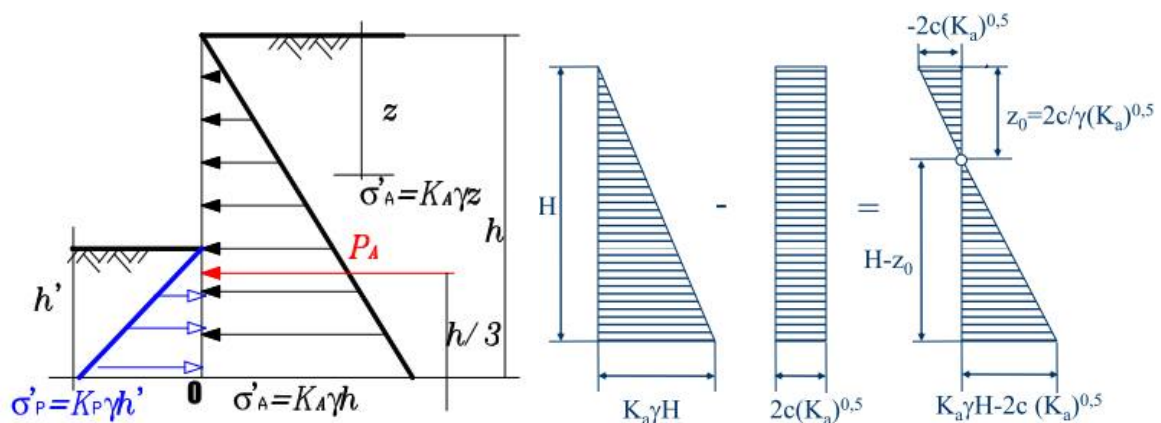
Quel que soit la profondeur. La distribution des contraintes correspondante est d'une forme rectangulaires, figure IV.8.

✓ **Remarque**

Dans le cas des sols stratifiés, le sol sus-jacent est considéré comme une surcharge, avec $q = \gamma h$. En cas de présence d'une nappe d'eau, on ne multiplie pas le poids de l'eau par K donc on utilise les contraintes effectives, et la pression horizontale de l'eau est la même que la pression verticale, $\sigma_w = \gamma_w h$.

IV.3. Force de poussée et force de butée

La force de poussée (force de butée) est la résultante des contraintes, son point d'application se trouve au centre de gravité du diagramme des contraintes, la méthode de superposition est applicable.



a- Poussée et butée ($\varphi \neq 0, c = 0, q = 0$) b- Poussée ($\varphi \neq 0, c \neq 0, q = 0$)

Fig. IV. 9 Distribution de poussée et butée des terres sur un écran

IV.4. Quelques cas particuliers

Il existe quelque cas particuliers selon la disposition de la charge et l'inclinaison de la surface du sol avec l'horizontal β , résolus par des méthode schématique.

IV.4.1. Talus incliné fini

Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terre-plein horizontal infini. La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée, figure IV.10 :

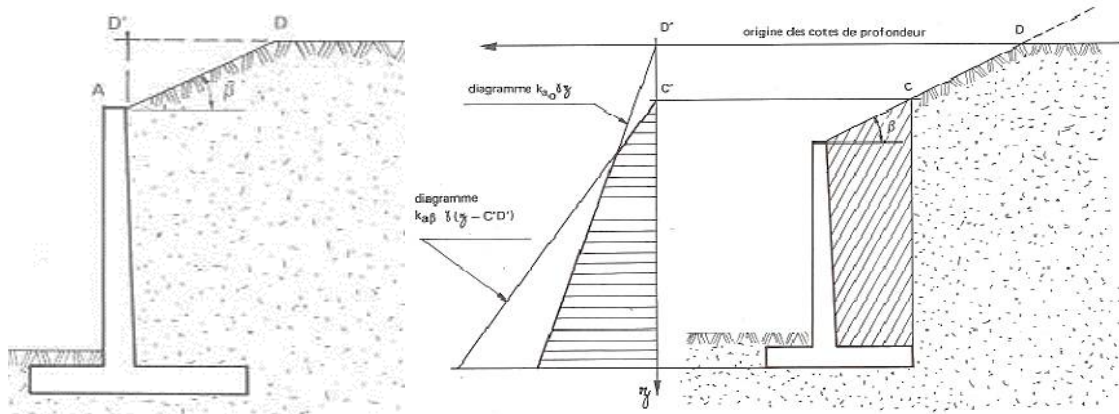


Fig. IV. 10 Mur en T avec talus incliné fini

- ♦ La poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D' : coefficient de poussée K_a ($\beta = 0$).
- ♦ La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée K_a .

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la figure IV.10. La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

IV.4.2. Talus avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale. Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée, figure IV.11.

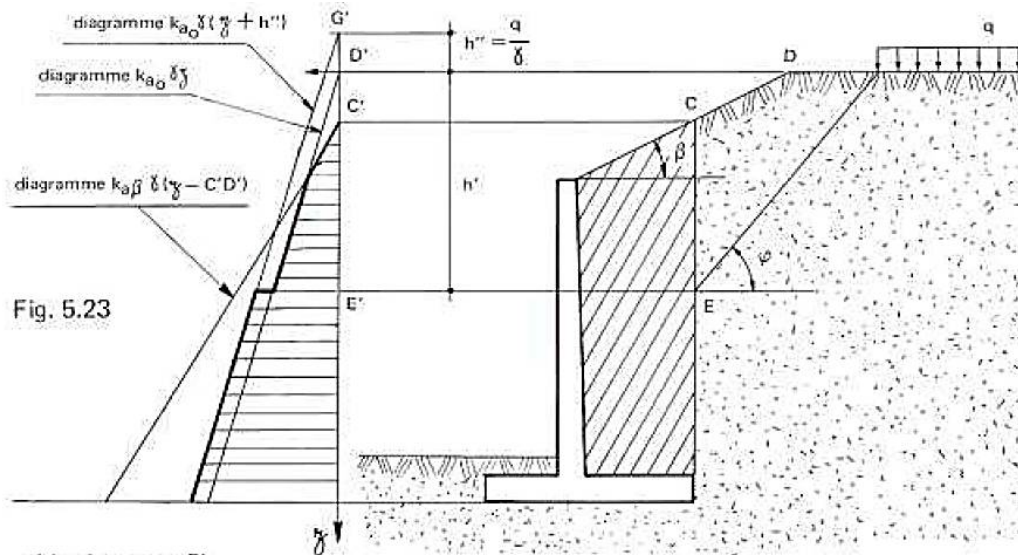


Fig. 5.23

Fig. IV. 11 Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement. En effet, l'influence de la poussée due à la charge q sur le terre-plein ne se fait «sentir» qu'à partir du point E' . La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne φ du terrain.

IV.4.3. Talus avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

La construction est identique à celle du paragraphe IV.4.2 ci-dessus. L'effet de la charge d'exploitation est compris entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de φ et de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$, figure IV.12.

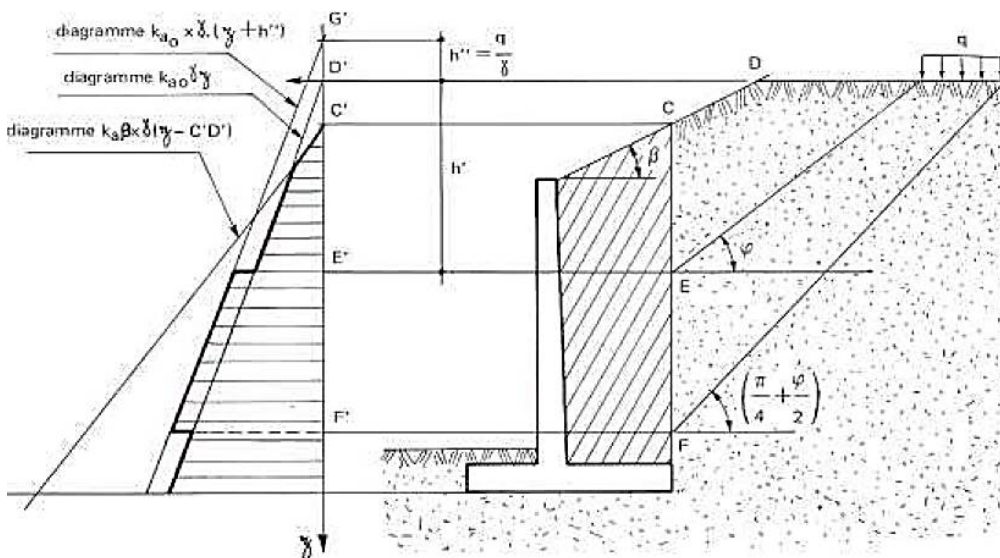


Fig. IV. 12 Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

IV.4.4. Charge locale uniforme ou ponctuelle

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussée exercé sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité p et de rectangle d'impact $b * d$) dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci.

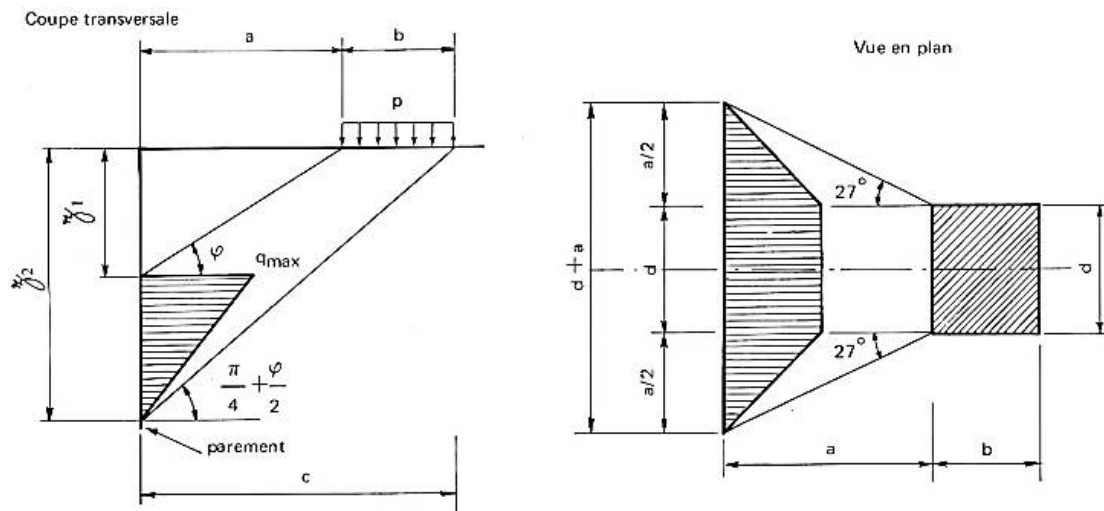


Fig. IV. 13 Influence d'une charge uniforme locale

En considérant les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement : $(d + a)(z_2 - z_1)$,

avec :

$$\begin{cases} z_1 = a * \tan \varphi \\ z_2 = c * \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases}$$

Où :

$$c = a + b$$

$$q_{max} = \frac{4P}{(2d + a)(z_2 - z_1)}$$

$$\text{Avec } P = p * b * d * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

♦ Cas particulier d'une charge ponctuelle

Ce cas est celui où la surface d'impact d'une charge (roue de véhicule par exemple) est très petite par rapport aux dimensions du mur. Par passage aux limites, la formule devient :

$$q_{\max} = \frac{4 * Q * \tan\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)}{a^2 \left[\tan\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right) - \tan \varphi\right]}$$

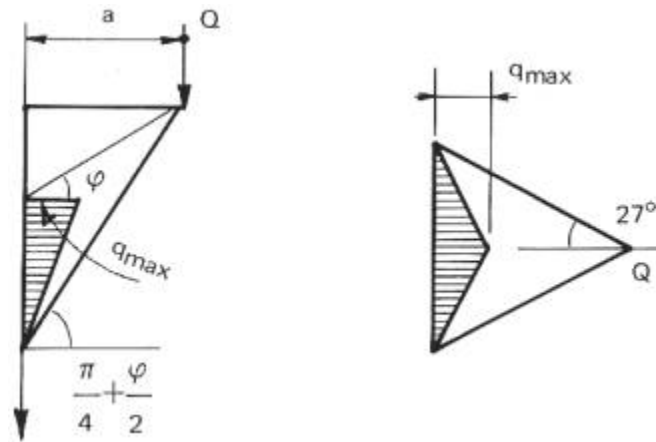
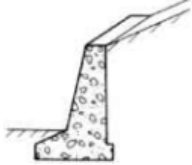
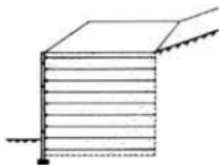
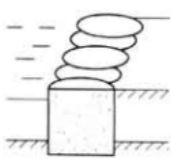
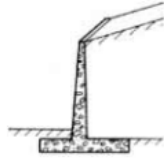
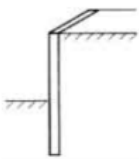
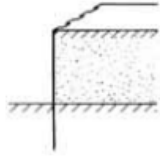
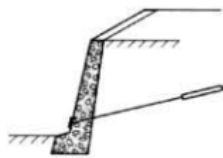
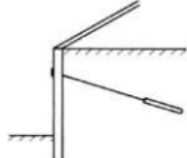
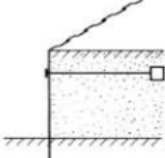


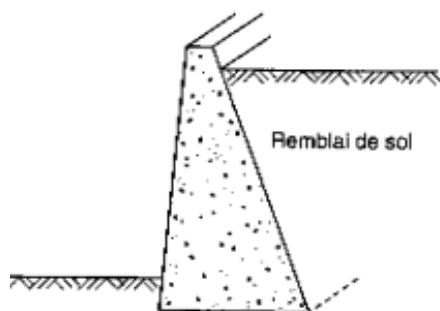
Fig. IV. 14 Influence d'une charge ponctuelle

IV.5. Classification des ouvrages de soutènements

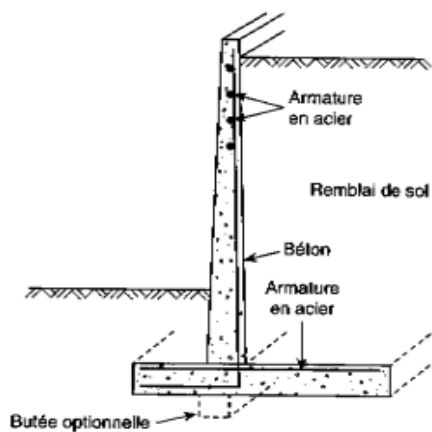
Les ouvrages de soutènements sont classés selon plusieurs critères, on peut citer à titre d'exemple, les murs de soutènements et les écrans de soutènements.

Tableau IV. 2 Différents types d'ouvrages de soutènement

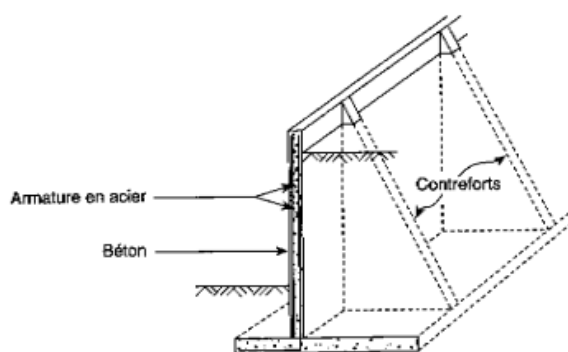
Mode de poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids	 <p>Murs poids en béton ou en maçonnerie</p>	 <p>Murs en terre armée</p>	 <p>Ouvrages cellulaires</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en BA</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>



Mur poids



Mur cantilever



Mur à contrefort

Fig. IV. 15 Quelques types des murs de soutènements

IV.5.1. Les murs de soutènement

Il existe quatre types de murs de soutènements

- ✓ **Mur poids** : est 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** : est 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 contreforts** : à l'exception des contreforts qui permettent de réduire son épaisseur, le mur à contreforts ressemble au mur cantilever. Les contreforts sont placés à intervalles réguliers, l'espacement idéal correspondant à la demi-hauteur du mur. 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. Chaque boîte ou caisson est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage.

IV.5.1.1. 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 IV. 3 Angle de frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure

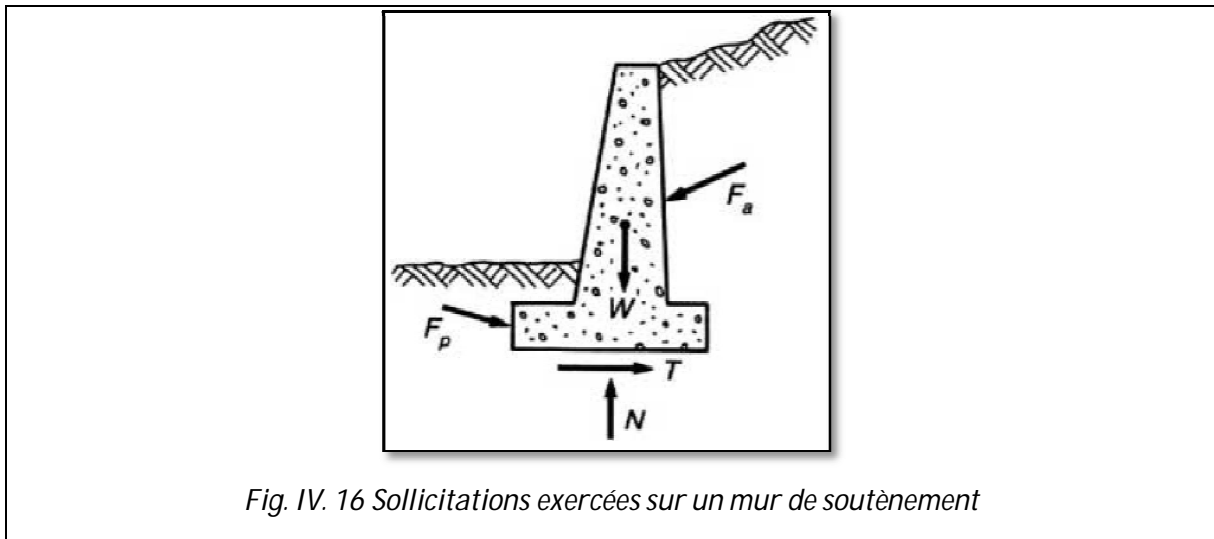
Angle de l'interface en fonction de l'état de la surface du parement	
Etat de surface du parement	δ Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiés	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie,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

IV.5.1.2. Les Différences 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 IV.16, et examinons sommairement les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur.

En dehors des forces de pesanteur, représentées par le poids W du mur, s'exercent sur les faces du mur, en contact avec le sol, trois forces dont la connaissance est du ressort de la mécanique des sols :

✓ sur la face amont du mur, généralement verticale, le massif de sol retenu exerce des efforts ayant tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement. La résultante générale de ces efforts est une force dont la composante principale est horizontale. On l'appelle force de poussée (ou encore poussée) et on la note F_a l'indice « a » précisant qu'il s'agit d'une force active ;



✓ sur la face aval du mur, dont la partie enterrée est souvent faible, le sol exerce des efforts qui ont tendance à retenir le mur. Leur résultante générale est une force dont la composante principale est horizontale et opposée à la composante horizontale de F_a . On appelle cette résultante force de butée (ou encore butée) et on la note F_p , l'indice « p » précisant qu'il s'agit d'une force passive ;

✓ Sur la base du mur, le sol de fondation exerce des efforts dont la résultante générale est une force inclinée par rapport à la verticale. Sa composante verticale, notée N , est appelée force portante, tandis que la composante horizontale, notée T , est appelée force de résistance au glissement, car elle s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la force de poussée.

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 .

Même si l'étude de la stabilité externe des ouvrages de soutènement repose sur des méthodes de calcul à la rupture, la poussée ou la butée calculée tient compte des déformations de service de l'ouvrage.

Ainsi, lorsqu'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement, comme cela est le cas pour les murs latéraux d'un pont cadre, la force de poussée doit être calculée avec le coefficient de pression des terres au repos K_0 et non avec le coefficient de poussée K_a .

IV.5.1.3. 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 IV.17 :

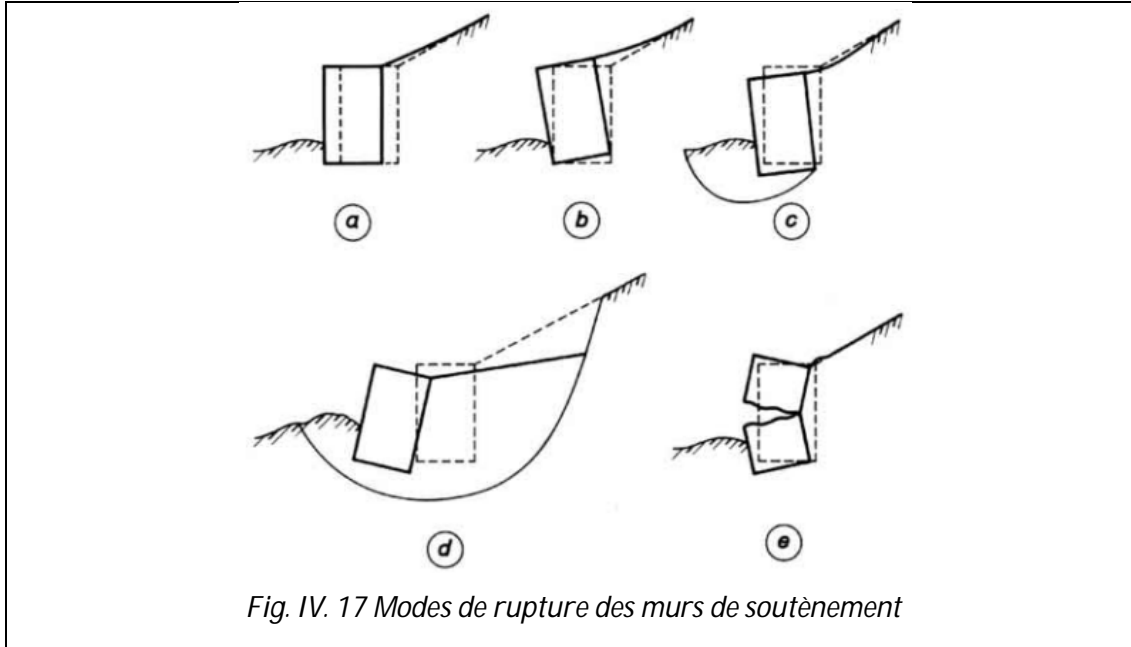
- ◆ le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure IV.17.a) ;
- ◆ le renversement de l'ouvrage (figure IV.17.b) ;
- ◆ le poinçonnement du sol de fondation (figure IV.17.c) ;
- ◆ le grand glissement englobant l'ouvrage (figure IV.17.d) ;
- ◆ la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure IV.17.e).

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.



✓ 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.

Moment de force stabilisante : W, P_p

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

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

$$\frac{M_S}{M_R} \geq F_{SR}$$

Où $F_{SR} = 1.5$ sans butée et $F_{SR} = 2$ 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 : $C B + N \tan \delta$.

$$\frac{C B + N \tan \delta}{\sum F_H} \geq F_{SG}$$

Où $F_{SG} = 1.5$ et $F_{SG} = 2$ 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.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{adm}$$

Pour assurer la résistance de sol.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0$$

Pour éviter le soulèvement de la semelle.

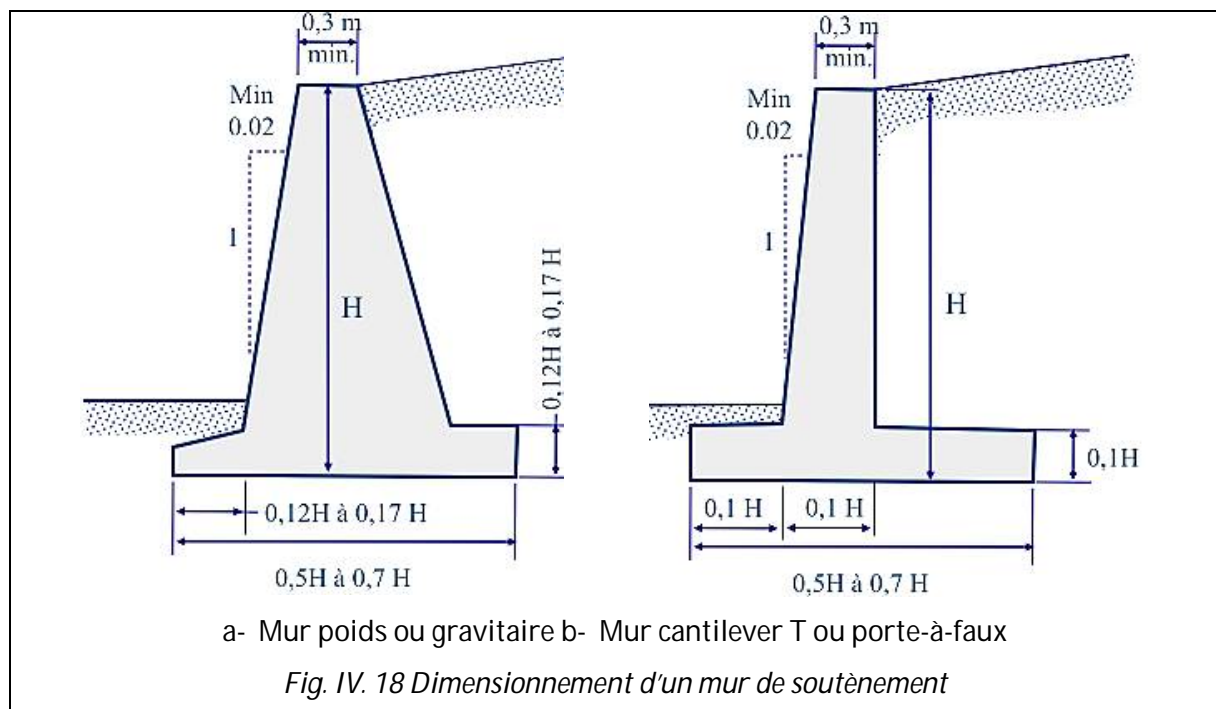
Où B la largeur de la semelle, e l'excentricité, σ_{max} , σ_{min} la contrainte maximal et minimale (en aval et en amont) respectivement et σ_{adm} la contrainte admissible de sol.

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

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

IV.5.1.4. 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 :



IV.5.2. 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. IV. 19 Mur souple ou rideau de palplanche

IV.5.2.1. Les différents types de mise en œuvre

La mise en œuvre des palplanches se fait soit :

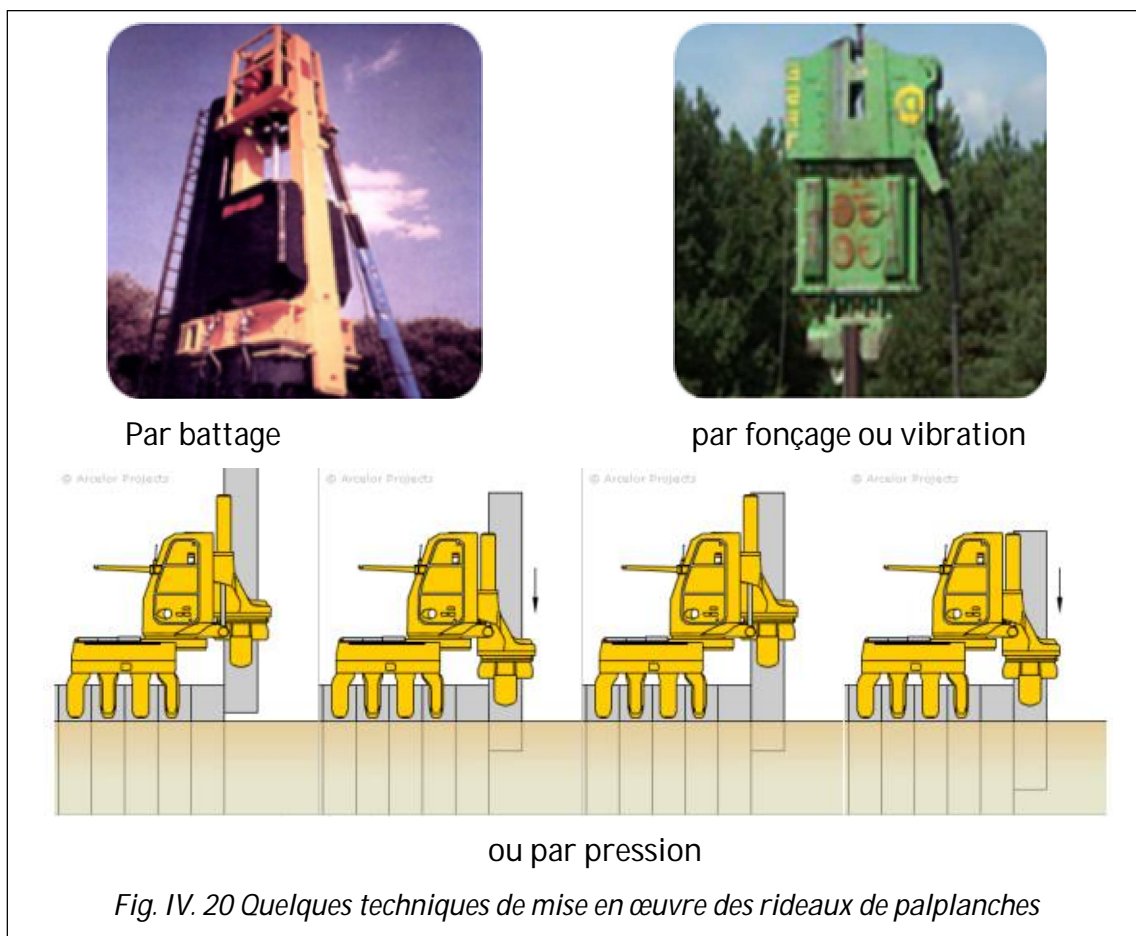


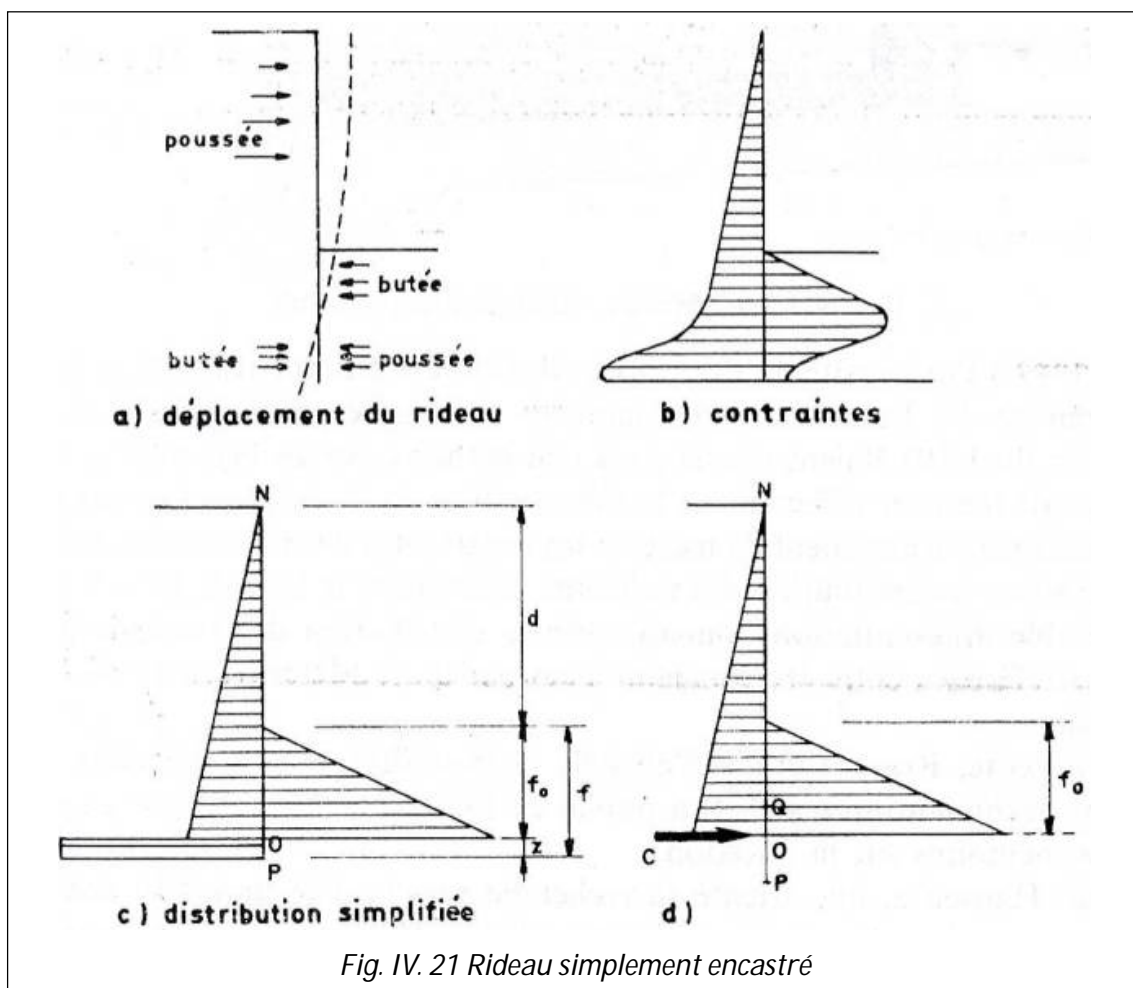
Fig. IV. 20 Quelques techniques de mise en œuvre des rideaux de palplanches

IV.5.2.2. 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 ancrées en tête simplement butée en pied ou sans contre butée et les palplanches ancrées en tête et encastrées en pied ou avec contre butée.

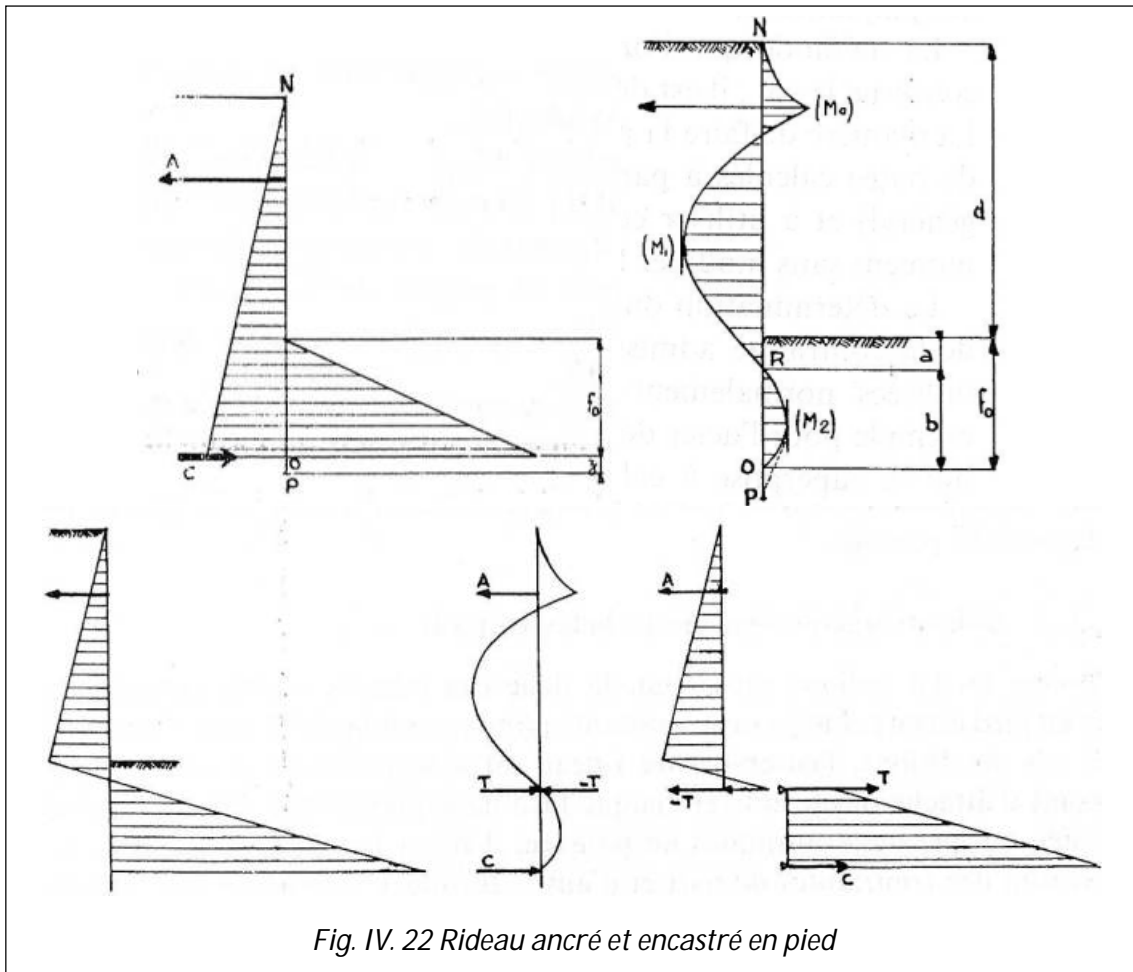
a) Rideau simplement encastré (butée simple en pied)

Pour calculer la fiche f ou D , on utilise la simplification suivante (figure IV.21), on calcule f_0 avec $f = 1.2f_0$ donc $z = 0.2f_0$ par $\sum M_{/o} = 0$ et par la suite on calcule la somme des forces horizontales $\sum F_H = 0$ pour déduire C .



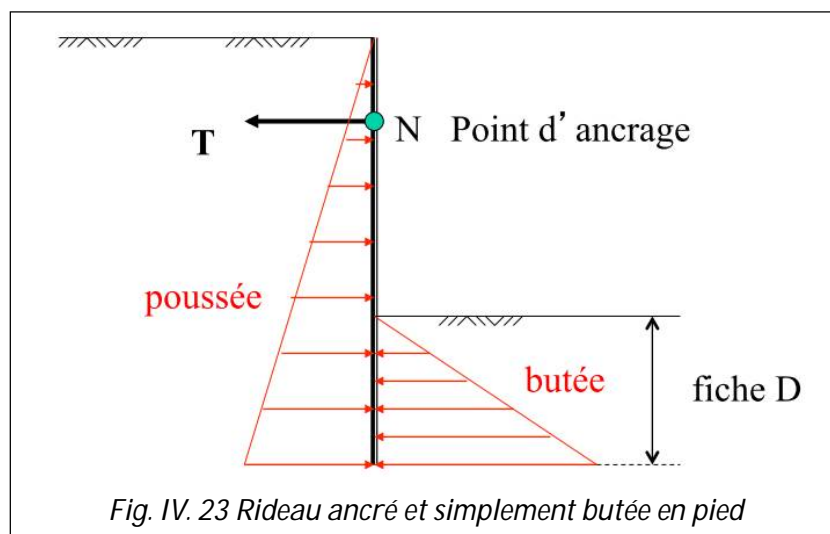
b) Rideau ancré et encastré en pied

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.



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.



IV.6. Conclusion

Les ouvrages de soutènements sont construits pour retenir des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Ils 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. Le présent chapitre traite les ouvrages de soutènements, où nous avons présenté les différents états d'équilibre limite d'un sol derrière un ouvrage de soutènement, pour un sol pulvérulent ou cohérent à court et long terme et différents cas de charge et de forme. Par la suite, la stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement des murs de soutènement, poids et cantilever, est étudiée, ainsi que leurs dimensionnements.

Enfin, on a présenté les écrans de soutènements, leurs modes de mise en œuvre et les méthodes de calcul des différents types des rideaux de palplanche, à savoir, les rideaux simplement encastrés (butée simple en pied), les rideaux ancrés et encastré en pied et les rideaux ancrés et simplement butés en pied.

Annexe

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
10	0	0	1.11	0.943	0.832	0.756	0.704	0.669	0.650	0.641	0.641	
		10	1.41	1.20	1.06	0.982	0.937	0.922	0.900	0.895	0.890	
	5	0	1.09	0.917	0.801	0.720	0.664	0.626	0.601	0.586	0.577	
		10	1.45	1.23	1.08	1.00	0.951	0.936	0.920	0.900	0.890	
	10	0	1.07	0.911	0.787	0.702	0.642	0.600	0.570	0.549	0.533	
		10	1.53	1.29	1.13	1.05	0.991	0.966	0.950	0.940	0.935	
15	0	0	1.02	0.850	0.735	0.651	0.589	0.541	0.504	0.472	0.438	
		10	1.27	1.04	0.893	0.782	0.701	0.643	0.595	0.555	0.516	
	5	0	1.00	0.828	0.709	0.622	0.557	0.507	0.467	0.433	0.395	
		10	1.28	1.04	0.885	0.764	0.679	0.612	0.560	0.516	0.442	
	10	0	1.00	0.821	0.695	0.603	0.536	0.484	0.442	0.405	0.365	
		10	1.32	1.07	0.889	0.758	0.663	0.591	0.536	0.489	0.473	
20	15	0	1.02	0.826	0.691	0.596	0.525	0.470	0.425	0.385	0.342	
		10	1.38	1.11	0.903	0.760	0.657	0.581	0.522	0.471	0.420	
	0	0	0.937	0.767	0.647	0.559	0.490	0.434	0.387	0.341	0.290	
		10	1.15	0.920	0.765	0.653	0.568	0.500	0.441	0.387	0.329	
	5	0	0.921	0.748	0.626	0.536	0.465	0.409	0.361	0.314	0.263	
		10	1.14	0.915	0.754	0.634	0.546	0.474	0.414	0.360	0.301	
25	10	20	1.47	1.19	1.03	0.907	0.840	0.786	0.763	0.741	0.736	
		0	0.924	0.742	0.614	0.520	0.448	0.391	0.342	0.295	0.243	
	10	10	1.17	0.926	0.751	0.626	0.531	0.457	0.396	0.340	0.280	
		20	1.51	1.23	1.06	0.937	0.855	0.812	0.776	0.767	0.748	
	15	0	0.942	0.745	0.610	0.512	0.438	0.379	0.328	0.280	0.229	
		10	1.21	0.949	0.756	0.622	0.523	0.446	0.383	0.325	0.265	
30	20	20	1.59	1.29	1.11	0.982	0.895	0.837	0.813	0.789	0.769	
		0	0.970	0.759	0.614	0.511	0.434	0.372	0.319	0.270	0.217	
	10	10	1.29	0.984	0.771	0.626	0.521	0.441	0.375	0.315	0.253	
		20	1.72	1.39	1.18	1.04	0.951	0.888	0.848	0.821	0.800	
	25	0	0	0.859	0.688	0.568	0.478	0.406	0.346	0.293	0.241	0.184
			10	1.03	0.814	0.661	0.549	0.462	0.389	0.327	0.267	0.203
5		20	1.25	1.00	0.818	0.681	0.569	0.480	0.401	0.326	0.249	
		0	0.848	0.674	0.552	0.459	0.387	0.327	0.275	0.223	0.168	
10		10	1.03	0.810	0.648	0.532	0.443	0.370	0.308	0.249	0.186	
		20	1.27	1.00	0.824	0.673	0.557	0.462	0.381	0.307	0.230	
30	10	0	0.851	0.671	0.542	0.448	0.374	0.313	0.261	0.210	0.156	
		10	1.05	0.814	0.645	0.523	0.431	0.356	0.294	0.235	0.173	
	15	20	1.31	1.03	0.830	0.673	0.548	0.449	0.367	0.292	0.216	
		0	0.866	0.672	0.540	0.441	0.365	0.304	0.251	0.200	0.146	
	20	10	1.09	0.828	0.647	0.520	0.423	0.347	0.284	0.225	0.164	
		20	1.37	0.107	0.853	0.678	0.545	0.441	0.357	0.282	0.206	
30	20	0	0.896	0.685	0.542	0.439	0.361	0.298	0.244	0.193	0.139	
		10	1.14	0.856	0.658	0.521	0.420	0.342	0.277	0.217	0.156	
	25	20	1.45	1.12	0.886	0.688	0.545	0.438	0.351	0.274	0.198	
		0	0.925	0.725	0.552	0.443	0.361	0.296	0.240	0.187	0.134	
	30	10	1.22	0.920	0.676	0.528	0.423	0.341	0.273	0.212	0.151	
		20	1.56	1.20	0.929	0.708	0.554	0.439	0.349	0.270	0.192	
30	0	0	0.787	0.617	0.497	0.406	0.333	0.272	0.218	0.165	0.108	
		10	0.929	0.717	0.569	0.460	0.373	0.301	0.239	0.180	0.116	
		20	1.12	0.861	0.683	0.546	0.438	0.353	0.276	0.207	0.135	
		30	1.38	0.107	0.899	0.765	0.684	0.610	0.561	0.500	0.434	

Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée active du au poids des terres K_{ay} (D'après Chen)

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
30	5	0	0.778	0.606	0.484	0.392	0.319	0.258	0.205	0.154	0.099	
		10	0.932	0.715	0.559	0.446	0.359	0.287	0.226	0.168	0.108	
		20	1.12	0.861	0.678	0.536	0.426	0.338	0.263	0.194	0.125	
	10	30	1.39	1.09	0.912	0.776	6.694	0.619	0.570	0.507	0.428	
		0	0.781	0.604	0.477	0.383	0.309	0.248	0.196	0.145	0.093	
		10	0.946	0.720	0.557	0.439	0.349	0.277	0.216	0.159	0.100	
	15	20	1.16	0.881	0.681	0.532	0.419	0.328	0.252	0.184	0.117	
		30	1.43	1.14	0.934	0.795	0.712	0.634	0.570	0.506	0.426	
		0	0.798	0.607	0.475	0.378	0.302	0.242	0.189	0.138	0.087	
	20	10	0.972	0.728	0.558	0.437	0.343	0.270	0.209	0.152	0.095	
		20	1.19	0.900	0.695	0.532	0.414	0.321	0.245	0.177	0.111	
		30	1.51	1.18	0.968	0.823	0.738	0.657	0.590	0.524	0.442	
	25	0	0.821	0.618	0.479	0.377	0.299	0.237	0.184	0.134	0.083	
		10	1.01	0.750	0.566	0.437	0.341	0.266	0.204	0.147	0.091	
		20	1.25	0.943	0.712	0.539	0.414	0.318	0.240	0.172	0.106	
	30	30	1.59	1.24	1.01	0.885	0.773	0.688	0.618	0.549	0.448	
		0	0.862	0.638	0.487	0.380	0.299	0.235	0.180	0.130	0.080	
		10	1.08	0.785	0.581	0.442	0.342	0.265	0.201	0.143	0.087	
	35	20	1.35	1.00	0.739	0.550	0.418	0.318	0.238	0.169	0.103	
		30	1.74	1.35	1.11	0.940	0.820	0.729	0.654	0.564	0.473	
		0	0.900	0.770	0.501	0.387	0.302	0.236	0.179	0.127	0.078	
	35	0	10	1.17	0.829	0.602	0.453	0.347	0.266	0.200	0.141	0.085
			20	1.47	1.08	0.776	0.568	0.425	0.321	0.238	0.167	0.100
			30	1.88	1.46	1.19	1.01	0.882	0.783	0.701	0.604	0.489
		5	0	0.717	0.551	0.433	0.343	0.271	0.211	0.158	0.107	0.057
			10	0.837	0.634	0.491	0.383	0.299	0.230	0.171	0.115	0.060
			20	0.986	0.741	0.572	0.443	0.342	0.261	0.191	0.128	0.066
		10	30	1.18	0.895	0.703	0.558	0.434	0.331	0.240	0.160	0.084
			0	0.711	0.542	0.424	0.333	0.260	0.201	0.149	0.101	0.052
			10	0.843	0.629	0.483	0.372	0.289	0.220	0.162	0.108	0.056
		15	20	1.01	0.741	0.568	0.435	0.333	0.250	0.182	0.120	0.060
			30	1.20	0.904	0.708	0.557	0.426	0.320	0.230	0.151	0.078
			0	0.717	0.543	0.418	0.326	0.253	0.194	0.143	0.095	0.049
		20	10	0.849	0.635	0.480	0.368	0.282	0.213	0.155	0.103	0.052
			20	1.02	0.759	0.569	0.430	0.326	0.243	0.175	0.115	0.057
			30	1.22	0.923	0.720	0.560	0.422	0.312	0.222	0.145	0.074
25		0	0.731	0.546	0.417	0.322	0.248	0.189	0.138	0.091	0.046	
		10	0.876	0.643	0.481	0.365	0.277	0.208	0.150	0.098	0.049	
		20	1.05	0.775	0.575	0.430	0.322	0.238	0.170	0.110	0.054	
30		30	1.27	0.975	0.753	0.567	0.421	0.308	0.216	0.140	0.070	
		0	0.755	0.557	0.420	0.322	0.246	0.186	0.135	0.088	0.044	
		10	0.915	0.664	0.488	0.367	0.275	0.205	0.147	0.095	0.047	
35		20	1.11	0.800	0.592	0.434	0.322	0.235	0.166	0.107	0.052	
		30	1.36	1.02	0.781	0.580	0.424	0.306	0.214	0.137	0.068	
		0	0.791	0.575	0.430	0.325	0.246	0.185	0.133	0.086	0.043	
40		10	0.968	0.692	0.501	0.371	0.276	0.204	0.145	0.093	0.046	
		20	1.17	0.847	0.610	0.443	0.323	0.235	0.165	0.105	0.050	
		30	1.44	1.08	0.819	0.598	0.429	0.307	0.213	0.134	0.066	
45		0	0.846	0.601	0.442	0.331	0.249	0.185	0.132	0.085	0.042	
		10	1.04	0.730	0.519	0.379	0.280	0.205	0.144	0.092	0.044	
		20	1.27	0.908	0.637	0.455	0.329	0.237	0.164	0.103	0.049	
50		30	1.60	1.15	0.870	0.623	0.438	0.310	0.213	0.133	0.064	
		0	0.928	0.634	0.460	0.341	0.254	0.187	0.132	0.084	0.041	
		10	1.12	0.783	0.545	0.392	0.287	0.208	0.145	0.091	0.044	
55		20	1.41	0.989	0.676	0.473	0.337	0.241	0.166	0.103	0.048	
		30	1.75	1.29	0.951	0.656	0.457	0.318	0.216	0.134	0.064	

(Suite) Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée active du au poids des terres K_{ay} (D'après Chen)

ϕ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
40	0	0	0.649	0.491	0.374	0.287	0.217	0.160	0.111	0.065	0.024	
		10	0.760	0.556	0.421	0.316	0.237	0.172	0.118	0.069	0.025	
		20	0.874	0.643	0.482	0.358	0.266	0.191	0.129	0.075	0.026	
		30	1.38	0.762	0.577	0.429	0.316	0.226	0.150	0.086	0.029	
	5	0	0.645	0.486	0.368	0.279	0.210	0.153	0.105	0.061	0.022	
		10	0.759	0.553	0.415	0.310	0.230	0.166	0.112	0.064	0.023	
		20	0.879	0.644	0.479	0.352	0.259	0.183	0.123	0.070	0.024	
		30	1.03	0.770	0.579	0.426	0.309	0.218	0.143	0.081	0.027	
	10	0	1.25	0.941	0.769	0.628	0.524	0.439	0.361	0.274	0.157	
		10	0.654	0.485	0.364	0.275	0.205	0.149	0.101	0.058	0.021	
		20	0.767	0.562	0.413	0.305	0.225	0.160	0.108	0.061	0.022	
		30	0.894	0.651	0.480	0.349	0.254	0.178	0.118	0.067	0.023	
	15	0	1.05	0.786	0.586	0.425	0.305	0.212	0.139	0.078	0.026	
		10	1.29	0.973	0.769	0.650	0.542	0.455	0.374	0.273	0.155	
		20	0.664	0.490	0.365	0.272	0.201	0.145	0.098	0.056	0.020	
		30	0.783	0.571	0.415	0.304	0.221	0.157	0.105	0.059	0.021	
	20	0	0.937	0.666	0.486	0.349	0.251	0.175	0.115	0.065	0.022	
		10	1.07	0.811	0.590	0.426	0.304	0.209	0.135	0.075	0.024	
		20	1.35	1.02	0.804	0.657	0.567	0.459	0.377	0.286	0.154	
		30	0.690	0.503	0.367	0.273	0.200	0.143	0.096	0.054	0.019	
25	0	0.822	0.585	0.421	0.306	0.220	0.155	0.103	0.057	0.020		
	10	0.975	0.688	0.496	0.352	0.250	0.173	0.113	0.063	0.021		
	20	1.11	0.846	0.610	0.434	0.305	0.208	0.133	0.073	0.023		
	30	1.43	1.08	0.849	0.693	0.578	0.485	0.399	0.290	0.155		
30	0	0.717	0.518	0.376	0.276	0.200	0.143	0.095	0.053	0.018		
	10	0.860	0.607	0.431	0.310	0.221	0.155	0.101	0.056	0.019		
	20	1.03	0.729	0.511	0.359	0.252	0.173	0.112	0.061	0.020		
	30	1.17	0.892	0.637	0.445	0.309	0.208	0.132	0.072	0.023		
35	0	1.53	1.15	0.908	0.741	0.617	0.518	0.409	0.297	0.156		
	10	0.765	0.543	0.388	0.281	0.203	0.143	0.094	0.052	0.018		
	20	0.927	0.643	0.447	0.317	0.224	0.156	0.101	0.055	0.019		
	30	1.10	0.772	0.532	0.369	0.256	0.174	0.112	0.061	0.020		
40	0	1.24	0.953	0.681	0.463	0.314	0.210	0.133	0.071	0.022		
	10	1.67	1.25	0.984	0.802	0.668	0.559	0.442	0.321	0.160		
	20	0.840	0.576	0.405	0.289	0.207	0.145	0.094	0.052	0.017		
	30	1.02	0.690	0.470	0.327	0.230	0.158	0.102	0.055	0.018		
45	0	1.22	0.840	0.562	0.383	0.263	0.177	0.113	0.060	0.020		
	10	1.33	1.03	0.727	0.480	0.324	0.214	0.134	0.071	0.023		
	20	1.84	1.38	1.08	0.881	0.733	0.589	0.463	0.335	0.164		
	30	1.84	1.38	1.08	0.881	0.733	0.589	0.463	0.335	0.164		
50	0	0.946	0.598	0.428	0.302	0.214	0.148	0.096	0.052	0.017		
	10	1.09	0.738	0.500	0.342	0.238	0.162	0.103	0.055	0.018		
	20	1.38	0.931	0.604	0.402	0.273	0.182	0.114	0.061	0.019		
	30	1.50	1.17	0.792	0.512	0.338	0.221	0.136	0.072	0.023		
55	0	2.07	1.55	1.21	0.985	0.817	0.654	0.513	0.353	0.171		
	10	2.07	1.55	1.21	0.985	0.817	0.654	0.513	0.353	0.171		

(Suite) Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée active du au poids des terres K_{ay} (D'après Chen)

ϕ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
10	0	0	1.58	1.44	1.38	1.37	1.42	1.54	1.74	2.06	2.60
		10	1.87	1.69	1.62	1.61	1.68	1.81	2.05	2.45	3.11
	5	0	1.61	1.50	1.45	1.48	1.56	1.71	1.96	2.36	3.03
		10	2.05	1.87	1.80	1.81	1.90	2.08	2.39	2.89	3.74
	10	0	1.66	1.56	1.54	1.58	1.68	1.87	2.16	2.64	3.45
		10	2.19	2.01	1.95	1.98	2.10	2.32	2.70	3.31	4.35
15	0	0	1.75	1.62	1.57	1.59	1.70	1.91	2.24	2.78	3.70
		10	2.08	1.92	1.88	1.93	2.07	2.32	2.74	3.43	4.61
	5	0	1.78	1.68	1.67	1.74	1.89	2.15	2.57	3.24	4.40
		10	2.27	2.13	2.10	2.18	2.36	2.69	3.22	4.10	5.62
	10	0	1.84	1.77	1.79	1.89	2.08	2.40	2.90	3.72	5.13
		10	2.46	2.32	2.32	2.43	2.66	3.07	3.72	4.81	6.69
20	15	0	1.91	1.87	1.91	2.04	2.27	2.64	3.23	4.20	5.87
		10	2.63	2.50	2.52	2.66	2.95	3.44	4.22	5.52	7.79
	0	0	1.92	1.81	1.79	1.86	2.04	2.37	2.91	3.78	5.32
		10	2.29	2.17	2.18	2.30	2.56	2.98	3.68	4.85	6.91
	5	0	2.78	2.62	2.62	2.77	3.09	3.63	4.50	5.98	8.63
		10	1.98	1.90	1.92	2.04	2.30	2.72	3.39	4.49	6.45
20	10	0	2.52	2.41	2.45	2.63	2.96	3.51	4.40	5.90	8.57
		20	3.14	2.99	3.02	3.24	3.65	4.35	5.49	7.42	10.9
	10	0	2.05	2.01	2.08	2.26	2.58	3.09	3.91	5.27	7.69
		10	2.75	2.67	2.75	2.98	3.39	4.08	5.19	7.05	10.4
	20	0	3.52	3.37	3.45	3.73	4.26	5.13	6.57	9.01	13.4
		10	2.14	2.14	2.26	2.49	2.88	3.49	4.47	6.11	9.94
20	15	10	2.99	2.93	3.05	3.34	3.85	4.68	6.02	8.29	12.4
		20	3.90	3.77	3.89	4.25	4.90	5.97	7.73	10.7	16.4
	20	0	2.26	2.29	2.44	2.71	3.17	3.89	5.04	6.95	10.4
		10	3.22	3.19	3.34	3.70	4.30	5.29	6.95	9.65	14.0
	20	0	4.26	4.15	4.32	4.77	5.55	6.83	8.94	12.5	18.9
		10	2.14	2.05	2.06	2.18	2.46	2.98	3.81	5.23	7.80
25	0	10	2.54	2.46	2.53	2.76	3.18	3.88	5.02	6.99	10.6
		20	3.15	3.04	3.14	3.44	4.00	4.91	6.43	9.06	13.9
	5	0	2.21	2.15	2.22	2.42	2.82	3.47	4.53	6.33	9.64
		10	2.81	2.75	2.88	3.19	3.74	4.63	6.11	8.66	13.4
	10	0	3.58	3.50	3.66	4.07	4.80	5.99	7.98	11.4	17.8
		10	2.30	2.29	2.42	2.72	3.22	4.02	5.34	7.60	11.8
25	10	10	3.08	3.07	3.27	3.76	4.36	5.49	7.35	10.6	16.6
		20	4.04	4.00	4.24	4.78	5.70	7.23	9.75	14.1	22.4
	15	0	2.41	2.46	2.67	3.05	3.66	4.64	6.25	9.02	14.2
		10	3.39	3.43	3.69	4.20	5.05	6.44	8.74	12.7	20.2
	20	0	4.54	4.55	4.87	5.55	6.70	8.59	11.7	17.2	27.4
		10	2.56	2.67	2.94	3.40	4.13	5.31	7.23	10.6	16.8
25	10	10	3.72	3.80	4.13	4.76	5.80	7.47	10.4	15.3	24.5
		20	5.07	5.12	5.55	6.38	7.79	10.1	14.5	21.4	34.5
	25	0	2.74	2.89	3.21	3.76	4.62	6.00	8.26	12.2	19.5
		10	4.05	4.18	4.59	5.34	6.57	8.54	12.0	17.8	29.7
	25	0	5.60	5.71	6.23	7.24	8.90	11.6	16.8	25.0	40.4

Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée passive (butée) du au poids des terres K_{py} (d'après Chen)

ϕ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
30	0	0	2.37	2.31	2.37	2.57	3.00	3.78	5.08	7.37	11.7
		10	2.82	2.79	2.95	3.34	4.01	5.12	7.00	10.3	16.8
		20	3.57	3.54	3.79	4.32	5.25	6.79	9.43	14.2	23.3
	5	0	4.41	4.42	4.76	5.68	6.74	8.82	12.4	18.8	31.3
		10	2.46	2.44	2.57	2.88	3.49	4.49	6.16	9.13	14.8
		20	3.13	3.15	3.40	3.92	4.79	6.24	8.70	13.1	21.6
	10	0	4.07	4.12	4.48	5.19	6.42	8.46	11.9	18.2	30.4
		10	5.19	5.26	5.76	6.79	8.39	11.2	16.0	24.5	41.3
		20	2.57	2.61	2.82	3.29	4.06	5.32	7.44	11.2	18.5
	15	0	3.47	3.55	3.91	4.58	5.70	7.56	10.7	16.4	27.4
		10	4.66	4.78	5.27	6.21	7.79	10.4	14.9	23.0	38.9
		20	6.07	6.23	6.90	8.02	10.3	14.0	20.1	31.3	53.2
	20	0	2.72	2.83	3.16	3.75	4.71	6.27	8.92	13.7	22.9
		10	3.85	4.02	4.50	5.34	6.75	9.08	13.0	20.2	34.1
		20	5.31	5.52	6.17	7.37	9.37	12.7	18.4	28.7	48.7
	25	0	7.05	7.32	8.21	10.1	12.6	17.2	25.0	39.2	66.0
		10	2.91	3.11	3.55	4.27	5.44	7.36	10.6	16.4	27.8
		20	4.29	4.54	5.15	6.20	7.94	10.8	16.1	25.2	42.9
	30	0	6.03	6.35	7.18	8.68	11.2	15.3	23.0	37.0	63.0
		10	8.14	8.54	9.68	12.3	15.1	20.8	30.5	49.0	82.0
		20	3.15	3.44	3.97	4.85	6.25	8.55	12.5	19.5	33.2
	35	0	4.77	5.11	5.86	7.14	9.24	12.7	19.1	30.1	51.4
		10	6.81	7.25	8.29	10.1	13.1	18.1	27.5	44.0	78.5
		20	9.32	9.87	11.3	14.4	17.9	25.0	37.6	60.0	100.
40	0	3.42	3.77	4.41	5.45	7.10	9.80	14.4	22.7	38.8	
	10	5.26	5.70	6.60	8.13	10.6	15.1	22.2	35.1	60.3	
	20	7.62	8.18	9.44	11.6	15.2	21.4	32.8	54.0	94.0	
45	0	10.5	11.2	13.0	16.7	20.8	29.0	44.0	72.4	122.	
	10	2.67	2.64	2.76	3.07	3.69	4.87	6.92	10.7	18.3	
	20	3.14	3.19	3.47	4.07	5.20	6.90	10.0	15.9	27.7	
50	0	4.06	4.14	4.60	5.56	7.03	9.66	14.3	23.0	40.9	
	10	5.17	5.37	6.10	7.40	9.50	13.3	20.0	32.7	56.0	
	20	2.78	2.81	3.01	3.47	4.37	5.91	8.60	13.6	23.7	
55	0	3.50	3.63	4.05	4.86	6.25	8.61	12.8	20.6	36.5	
	10	4.66	4.88	5.53	6.60	8.79	12.3	18.6	30.4	54.5	
	20	6.14	6.49	7.50	9.20	12.2	17.2	26.4	43.6	78.4	
60	0	2.92	3.02	3.34	4.01	5.19	7.17	10.7	17.2	30.4	
	10	3.92	4.14	4.74	5.81	7.61	10.7	16.1	26.4	47.4	
	20	5.39	5.75	6.64	8.20	10.9	15.6	23.8	39.4	71.3	
65	0	7.29	7.82	9.00	11.2	14.7	21.2	34.1	56.9	110.	
	10	3.10	3.29	3.77	4.67	6.16	8.68	13.1	21.5	38.6	
	20	4.40	4.76	5.55	6.93	9.24	13.2	20.2	33.5	60.6	
70	0	6.25	6.77	7.94	10.0	13.5	19.5	30.1	50.3	91.6	
	10	8.63	9.41	11.0	13.8	18.5	27.0	43.5	73.0	138.	
	20	3.33	3.64	4.32	5.44	7.31	10.5	16.1	26.6	48.2	
75	0	4.97	5.48	6.49	8.24	11.2	16.1	26.0	43.5	79.2	
	10	7.23	7.96	9.48	12.0	16.5	24.1	38.7	66.0	118.	
	20	10.2	11.2	13.4	17.0	23.2	34.5	55.0	96.0	175.	
80	0	3.63	4.10	4.94	6.33	8.63	12.5	19.4	32.5	59.2	
	10	5.63	6.30	7.58	9.75	13.4	19.5	31.7	53.4	97.7	
	20	8.35	9.32	11.2	14.2	20.0	29.4	46.8	81.0	148.	
85	0	11.9	13.3	16.2	20.8	29.0	43.0	70.0	122.	225.	
	10	4.01	4.61	5.64	7.33	10.1	14.8	23.2	39.0	71.4	
	20	6.36	7.21	8.79	11.4	15.8	24.2	38.0	64.3	118.	
90	0	9.59	10.8	13.2	16.8	23.2	35.0	57.5	98.0	188.	
	10	13.9	15.7	19.0	24.5	34.8	52.5	86.0	150.	285.	

(Suite) Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée passive (butée) du au poids des terres K_{py} (d'après Chen)

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
35	35	0	4.42	5.15	6.38	8.39	11.7	17.2	27.1	45.8	84.1
		10	7.14	8.18	10.1	13.2	19.2	28.4	44.8	75.8	139.
		20	10.9	12.4	15.2	19.7	28.3	43.0	69.0	122.	225.
40	0	30	16.0	18.1	22.0	28.5	40.0	22.6	102.	180.	350.
		0	2.98	3.01	3.22	3.67	4.60	6.41	9.70	16.1	29.8
		10	3.51	3.66	4.13	5.04	6.68	9.58	14.9	25.5	48.3
	5	20	4.65	4.88	5.66	7.20	9.68	14.3	22.8	39.8	70.0
		30	6.11	6.59	7.70	10.0	14.0	21.0	34.2	60.5	110.
		40	7.97	8.30	9.80	12.8	19.2	30.3	52.0	91.0	162.
	10	0	3.12	3.22	3.54	4.21	5.56	7.97	12.4	21.1	39.9
		10	3.94	4.20	4.87	6.14	8.35	12.3	19.6	34.2	65.6
		20	5.38	5.84	6.94	9.0	12.4	18.7	30.5	53.9	102.
	15	30	7.35	8.12	9.60	12.5	18.2	28.1	46.4	82.9	150.
		40	9.89	10.5	12.6	16.5	25.0	41.1	68.0	132.	230.
		0	3.30	3.49	3.96	4.96	6.76	9.94	15.8	27.6	52.8
20	10	4.46	4.87	5.81	7.50	10.4	15.7	25.6	45.2	87.8	
	20	6.29	7.01	8.53	11.2	15.9	24.4	40.3	72.0	135.	
	30	8.87	10.0	12.0	16.2	23.6	37.0	61.8	111.	210.	
25	40	12.3	13.5	15.3	21.8	33.0	52.5	90.0	165.	315.	
	0	3.53	3.84	4.55	5.91	8.25	12.4	20.2	35.6	69.0	
	10	5.06	5.68	6.95	9.19	13.1	20.0	33.0	59.0	115.	
30	20	7.42	8.44	10.5	14.0	20.3	31.5	52.6	94.7	185.	
	30	10.7	12.3	15.7	20.8	31.0	48.5	81.1	147.	280.	
	40	15.2	17.0	21.0	29.0	47.0	70.0	120.	225.	430.	
35	0	3.82	4.30	5.31	7.06	10.1	15.4	25.5	45.5	88.9	
	10	5.80	6.68	8.35	11.2	16.3	25.3	43.0	80.0	155.	
	20	8.77	10.2	12.8	17.3	25.6	40.2	70.0	127.	250.	
40	30	12.9	15.2	19.5	26.4	41.0	63.0	106.	190.	350.	
	40	18.7	21.4	27.0	37.9	60.0	94.5	164.	295.	550.	
	0	4.21	4.92	6.23	8.45	12.3	19.1	31.8	57.3	113.	
45	10	6.70	7.87	10.0	13.7	20.1	31.6	56.0	102.	201.	
	20	10.4	12.2	15.7	21.5	32.0	50.6	88.5	165.	300.	
	30	15.6	18.5	23.8	33.0	49.0	78.0	132.	248.	450.	
50	40	22.8	27.0	35.0	49.0	74.0	120.	210.	375.	700.	
	0	4.71	5.67	7.31	10.1	14.8	23.3	39.3	71.1	140.	
	10	7.75	9.26	12.0	16.6	24.6	40.0	69.7	127.	251.	
55	20	12.2	14.6	19.0	26.5	39.5	64.0	114.	220.	400.	
	30	18.7	22.5	29.0	44.0	62.0	100.	170.	315.	600.	
	40	27.7	36.5	43.0	60.0	93.0	150.	260.	475.	920.	
60	0	5.33	6.52	8.54	11.9	17.8	28.2	47.7	86.6	171.	
	10	8.95	10.8	14.2	19.9	30.0	50.0	88.0	160.	320.	
	20	14.4	17.4	22.8	32.5	50.0	82.0	150.	290.	600.	
65	30	22.2	26.9	34.5	48.5	75.0	120.	210.	388.	760.	
	40	32.0	38.5	51.0	72.0	108.	177.	310.	565.	1120.	
	0	6.01	7.45	9.88	13.9	20.9	33.3	56.6	103.	204.	
70	10	10.2	12.6	16.6	23.4	36.0	59.4	101.	190.	365.	
	20	16.6	20.3	26.8	38.5	59.5	100.	184.	360.	780.	
	30	26.0	31.7	40.5	56.8	91.0	150.	265.	485.	950.	
75	40	36.5	44.0	59.5	82.0	125.	215.	375.	700.	1330.	

(Suite) Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée passive (butée) du au poids des terres K_{py} (d'après Chen)

Références Bibliographique

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

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

—. **2007.** " *Principles of Foundation Engineering* ". Ed. 6. s.l. : THOMSON, 2007.

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

—. **2006.** *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.

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

—. **1975.** " *Cours pratique de mécanique des sols plasticité et calcul des tassements* ". Ed. 2. Paris : Dunod, Tome 1, 1975. p. 264.

Degoutte G. Royet P. " *Aide mémoire de mécanique des sols* ". s.l. : ecole nationale du génie rural des eaux et des forets 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).

Meyerhof G.G. 1982. " Bearing Capacity and Settlement of Foundations ". *Tech-Press*. Technical University of Nova Scotia, Halifax, 1982.

—. **1951.** " The Ultimate Bearing Capacity of Foundations ". *Geotechnique*. 1951, Vol. 2, 4, pp. 301–331.

—. **1955.** " Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations ". *Geotechnique*. 1955, Vol. 5, pp. 227-242.

—. **1956.** " Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils ". *JSMFD, ASCE*. 1956, Vol. 82, SM 1, pp. 1-19.

—. **1965.** " Shallow Foundations ". *Proceedings ASCE*. 1965, Vol. 91, SM2, pp. 21-31.

—. **1963.** " Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations ". *Canadian Geotechnical Journal Ottawa*. 1963, Vol. 1, 1, Sept, pp. 16-26.

—. **1953.** " The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads ". *Third ICSMFE*. 1953, Vol. 1, pp. 440-445.

—. **1957.** " The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes ". *Fourth ICSMFE*. 1957, Vol. 1, pp. 384-387.

—. **1974.** " Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand layer Overlying Clay ". *Canadian Geotechnical Journal, Ottawa*. 1974, Vol. 11, 2, May, pp. 223–229.

Meyerhof G.G., and Adams J.I., 1968. " The Ultimate Uplift Capacity of Foundations ". *Canadian Geotechnical Journal*. 1968, Vol. 5, 4, Nov, pp. 225-244.

Meyerhof G.G., and Hanna A.M., 1978. " Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil under Inclined Load ". *Canadian Geotechnical Journal, Ottawa*. 1978, Vol. 15, 4, pp. 565–572.

Murthy V.N.S. " *Geotechnical engineering principles and practices of soil mechanics and foundation engineering* ". New York : s.n.

Olivari G. 1983. " *Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages* ". Tome 2. Lyon : ENTPE, 1983.

philipponnat G., Hubert B., 2000. " *Fondations et ouvrages en terre* ". Ed 2. Jouve Paris : Eyrolles, 2000. p. 548.

Robert D. Holtz., William D. Kovacs., 1981. " *Introduction à la géotechnique* ". [trad.] Jean Lafleur. s.l. : Ecole Polytechnique de Montréal 1991, 1981.

Robitaille V., Tremblay D., 1997. "Mécanique des sols : Théorie et pratique". *Modulo (CANADA)*. 1997, p. 653.

Scott C.R. 1994. " *An Introduction to Soil Mechanics and Foundations* ". [éd.] Springer. Ed 3 . London : s.n., 1994. p. 406.

Terzaghi K. 1943. " *Theoretical Soil Mechanics* ". New York : John Wiley and Sons, 1943.

Tharwat M. Baban. 2016. " *Shallow Foundations discussions and problem silving* ". s.l. : Wiley, 2016.

Yves B. Patrick de B., Nicolas S., 2013. " *aide mémoire mécanique des sols* ". Paris : Dunod, 2013. p. 338.