

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

# MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions

## ETUDE NUMERIQUE DE CERTAINS ASPECTS D'INTERACTION SOL/ FONDATIONS

Par

**HAMIDI AHMED**

Devant le jury composé de :

K. GRINE	Maître de conférence. U.de Blida	Président
D. AMEUR-BOUZID	Maître de conférence. U.de Médéa	Examineur
Z. ZITOUNI	Maître de conférence. U.de Blida	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Juin 2009

## ملخص

تعتبر قدرة تحمل التربة و هبوطها غير معروفة بصفة دقيقة ،لهذا نجد المهندس يعتمد على نتائج ميدانية أو نظرية لتحديد مقدار هاتان الأخيرتان نقترح في هذه المذكرة دراسة سلوك بعض الأساسات السطحية المعرضة لحمولات عمودية ،هذا اعتمادا على المحاكاة الرقمية وباستعمال طريقة العناصر المتناهية وبالضبط برنامج -CRISP) ، (

(٧٥)الجوانب المدروسة تتوزع على ثلاث عناصر رئيسية :

- سلوك أساس مستمر أو دائري في تربة ذات سمك محدود.
- سلوك أساس مستمر أو دائري في تربة ذات طبقتين.
- أساسين مستمرين متوازيين ومتجاورين.

**كلمات المفتاح :** أساسات سطحية - عناصر متناهية، قدرة تحمل التربة - هبوط التربة

## RESUME

La capacité portante du sol et le tassement de la fondation, sont de loin mal connus avec précision. Dans la pratique courante, l'ingénieur dispose de quelques règles enveloppes et limitées, issues soit de la pratique soient des études théoriques traitant des cas particuliers. On se propose dans cette thèse d'étudier le comportement des fondations superficielles soumises à des charges verticales, par le biais d'une modélisation numérique par la méthode des éléments finis, a travers le logiciel CRISP V5.2. Les aspects étudiés sont comme suit :

- Comportement d'une semelle continue ou circulaire sur un sol d'épaisseur finie ;
- Comportement d'une semelle continue ou circulaire sur un sol bicouche ;
- Interaction de deux semelles continues adjacentes ;

**Mots clefs :** Fondation superficielles, Éléments finis, capacité portante, tassement.

## ABSTRACT

The soil bearing capacity and settlement of the foundation are poorly known. In practice, the engineer has some rules and limited a method derived either from the practice or theoretical studies dealing with particular cases. We propose in this thesis to study the behavior of foundations subjected to vertical loads , on the basis of a numerical modeling by the finite element method, through the CRISP software V5.2. The aspects studied herein are as follows:

- behavior of a strip or circular footing contained in a finite soil thickness;
- behavior of a strip or circular footing embedded in a bi-layered soil;
- Interaction of two adjacent continuous strip footing;

**Keywords:** shallow Foundation, Finite elements, bearing capacity, settlement

## REMERCIEMENTS

Cette thèse, réalisée au laboratoire de géométriques de Génie Civil de l'université de SAAD DAHLEB- Blida sous la direction du professeur A. BOUAFIA, que je tiens à lui adresser tous mes sincères remerciements et profondes reconnaissances pour son suivi et importants conseils à la réalisation et rédaction de ce projet.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour tous les enseignants du département de Génie civil, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation.

Je voudrais remercier également les membres de jury qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils m'ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais remercier particulièrement Monsieur A.ATTAR, K.GRINE, Z.ZITOUNI, S.KENAI, A.BRAHMA, M.BEN SAIBI, N. BOURAHLA, M.ABED pour leurs aides précieuses, leurs encouragements et soutien durant les trois années d'étude en post-graduation.

Que toutes les personnes, qui d'une façon ou d'une autre, m'ont apporté leurs concours trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance.

Enfin, je tiens à rendre hommage à mes parents qui m'ont épaulé tout au long de ces années de travail, ainsi que tous les membres de la famille pour leur soutien, tant moral que technique.

## TABLE DES MATIERES

**RESUME**

**REMERCIEMENTS**

**TABLE DES MATIERES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES SYMBOLES**

**INTROUDCTION ..... 18**

**CHAPITRE I SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS  
SUPERFICIELLES ..... 20**

1.1. Introduction ..... 20

1.2. Types de fondations superficielles ..... 20

1.3. Mode de travail d'une fondation ..... 21

1.4. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation..... 22

1.5. Capacité portante des fondations superficielles..... 23

1.6. Tassement des Fondations Superficielles ..... 39

1.7. Interférence entre les fondations..... 53

1.8. Conclusions : ..... 64

**CHAPITRE 2 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS A  
L'INTERACTION SOL- FONDATIONS ..... 66**

2.1. Introduction ..... 66

2.2. Concepts de base ..... 67

2.3 Formulation d'interaction par la MEF ..... 68

2.4. Etapes de calculs par la MEF ..... 73

2.5. Description du logiciel CRISP ..... 74

2.6. Conclusion ..... 85

**CHAPITRE 3 REVUE DES PRINCIPAUX MODELES ELASTOPLASTIQUES  
PARFAIT ..... 85**

3.1. Introduction ..... 85

3.2. Notations.....	85
3.3. Comportement élastique linéaire .....	92
3.4. Comportement plastique.....	94
3.5. Conclusion .....	101
<b>CHAPITRE 4 COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE CONTINUE OU CIRCULAIRE SUR UN SOL D'ÉPAISSEUR FINIE .....</b>	<b>102</b>
4.1. Introduction : .....	102
4.2. Modélisation du comportement des fondations superficielles .....	102
4.3. Méthodes d'analyse des résultats du calcul.....	114
4.4.1. Détermination de la valeur $H_{lim}/B$ .....	126
4.4.2. Ajustement des résultats du calcul par des formules.....	128
4.5. Comparaison entre les résultats du calcul avec les résultats théoriques.....	131
4.6. Validation du modèle en élément fini.....	132
4.7. Conclusion .....	133
<b>CHAPITRE 5 COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE CONTINUE OU CIRCULAIRE SUR UN SOL BICOUCHE .....</b>	<b>135</b>
5.1. Introduction .....	135
5.2. Modélisation du comportement des fondations superficielles .....	135
5.3. Méthodes d'analyse des résultats du calcul.....	137
5.4. Présentation et Interprétation des résultats du calcul : .....	139
5.5. Conclusion .....	156
<b>CHAPITRE 06 COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES CONTINUES ADJACENTES .....</b>	<b>158</b>
6.1. Introduction .....	158
6.2. Comportement des fondations continues adjacentes avec la même fiche d'ancrage ..	158
6.2.1. Type de modélisation par éléments finis .....	158
6.2.2. Étapes et incrément de chargement.....	158
6.2.3. Présentation des essais .....	159
6.2.4. Méthodes d'analyse des résultats du calcul .....	163
6.2.5. Présentation et interprétation des résultats du calcul .....	165
6.3. Comportement des fondations continues adjacentes avec fiches d'ancrages différentes .....	170
6.3.1. Présentation des modèles étudiés.....	171
6.3.2. Analyse dimensionnelle.....	171

6.3.3. Présentation et interprétation des résultats du calcul .....	173
3.3.4. Formulations de la capacité portante .....	177
6.3.5. Pente initiale de la courbe de chargement.....	179
6.4. Validation des modèles en éléments finis.....	185
6.5. Conclusion.....	185
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>187</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>189</b>



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : valeurs des facteurs de portance en fonction de $\varphi$ .....	29
Tableau 1.2 : valeurs de l'épaisseur relative $\eta$ du substratum.....	33
Tableau 1.3 : valeurs des facteurs $\xi$ d'influence du substratum.....	34
Tableau 1.4 : valeurs de la distance limite $d_{lim}$ .....	37
Tableau 1.5 : Valeur du facteur de portance $N/\beta$ .....	38
Tableau 1.6 : Facteurs de forme proposée par Vesic (1970).....	39
Tableau 1.7 : Facteurs de forme. Selon de Terzaghi (1943) .....	39
Tableau 1.8 : Facteurs de forme. Selon Meyerhof (1963) .....	39
Tableau 1.9 : Facteurs de forme. Selon L'Eurocode7 .....	40
Tableau 1.10 : Facteurs de forme. Selon Lanclotta.....	40
Tableau 1.12 : valeurs d' $I_w$ .....	43
Tableau 1.13 : valeurs de PH en fonction de $\beta$ et $v$ .....	44
Tableau 1.14 : valeurs de <b>PHm</b> en fonction de $v$ et <b>H/B</b> .....	45
Tableau 1.14 : Valeurs de $\eta$ .....	46
Tableau 1.15 : Marges recommandées du coefficient A de SKempton .....	49
Tableau 1.16 : Quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles .....	52
Tableau 1.17 : Synthèse des déformations admissibles .....	54
Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	104
Tableau 4.2 : caractéristiques des maillages des différents modèles .....	106
Tableau 4.3 : présentations des différents rapports de (H/B) et les numéros de modèles étudiés .....	107
Tableau 4.4 : Valeurs de $H_{lim}/B$ pour la capacité portante et la pente initiale des courbes de chargement d'une fondation superficielle .....	128
Tableau 4.5 : Valeurs des coefficients <b>a, b, Nc<math>\infty</math></b> en fonction D /B. ....	129
Tableau 4.6 : Valeurs des coefficients <b>a', b', PHm<math>\infty</math> et <math>\eta</math><math>\infty</math></b> en fonction D /B.....	131

Tableau 4.7 : comparaisons des valeurs du facteur de portance $N_c$ pour une semelle réalisée à la surface de sol .....	133
Tableau 4.8 : Résultats du calcul d'une semelle filante souple soumise à une pression appliquée .....	134
Tableau 5.1 : Différentes modèle numériques pour chaque configuration et chaque profondeur de la fouille.....	138
Tableau.5.2 : Facteur d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante (cas d'une semelle circulaire). .....	114
Tableau.5.3 : Facteur d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante (cas d'une semelle filante). .....	145
Tableau5.4 : Valeurs des coefficients d'ajustement $a$ et $b$ en fonction de $D/B$ avec $C_2 > C_1$ .....	146
Tableau 5.6 : Facteur du tassement $P_{Hm}$ si $H < H_{lim}$ .....	152
Tableau 5.7 : Facteur du tassement $\eta$ si $H < H_{lim}$ .....	153
Tableau 5.8 : Coefficients d'ajustement si $E_1/E_2 < 1$ . .....	154
Tableau 5.9 : Coefficients d'ajustement si $E_1/E_2 > 1$ . .....	154
Tableau 6.1 : différentes configuration étudiée .....	160
Tableau 6.2 : Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	162
Tableau 6.3 : Valeurs de $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=0$ .....	166
Tableau 6.4 : Valeurs de $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=1$ .....	166
Tableau 6.5 : Valeurs de $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=2$ .....	166
Tableau 6.6 : Valeur du $a$ et $\alpha'$ des courbes de la capacité portante en fonction de la distance relative $d/B$ .....	168
Tableau 6.7 : Valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=0$ .....	169
Tableau 6.8 : Valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=1$ .....	169
Tableau 6.9 : valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ pour un élancement $D/B=2$ .....	169
Tableau 6.10 : valeurs d'ajustement $\alpha$ et $\beta$ .....	171
Tableau 6.11 : Différentes configuration étudiées. ....	172
Tableau6.12 : Variation de la capacité portante $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour argile molle. 174	
Tableau6.13 : Variation de la capacité portante $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour argile ferme 175	
Tableau 6.14 : Variation de la capacité portante $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour argile raide. 175	
Tableau 6.15 : valeurs moyennes de la capacité portante $q_l/C_u$ en fonction de $d/B$ pour chaque configuration .....	176
Tableau 6.16 : Valeurs des coefficients $a$ , $b$ et $N$ en fonction $D/B$ .....	178
Tableau 6.17 : Valeurs du rapport de la capacité portante entre les deux semelles $f$ .....	179

Tableau6.18 : Valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ cas d'argile molle .....	180
Tableau6.19 : Valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ cas d'argile ferme .....	181
Tableau 6.20 : Valeurs de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ cas d'argile raide. ....	181
Tableau6.21 : Valeurs moyennes de $P_{Hm}$ en fonction de $d/B$ (cas 01, cas02 et cas03).....	182
Tableau 6.22 : Valeur de rapport du facteur de tassement $\delta$ en fonction de $d/B$ .....	185
Tableau 6.23 : Valeurs de $\zeta$ en fonction de $d/b$ .....	185
Tableau 6.24 : Paramètres d'ajustement du facteur d'ajustement $P_{Hm2}$ .....	186
Tableau 6.25 : Valeurs de validation des modèles en éléments finis .....	186

## LISTE DES FIGURES

Figure1.1 : Types de fondations superficielles .....	23
Figure1.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans le sol ...	24
Figure 1.3 : Notations Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle .....	24
Figure 1.4 : Capacité portante. Principe de superposition (méthode « c-φ ») .....	26
Figure 1.5 : détermination du terme de surface .....	28
Figure 1.6 : Déterminations du terme de profondeur .....	29
Figure 1.7 : Semelle filante. Charge inclinée et centrée .....	32
Figure1.8 : Semelle filante. Charge vertical et excentrée .....	33
Figure1.9 : Semelle filante sur massif homogène. Charge vertical et excentrée .....	34
Figure1.10 : sol avec la nappe phréatique. ....	36
Figure 1.11 : schéma de la semelle fictive dans un sol bicouche .....	37
Figure 1.12 : Fondation en crête de talus .....	38
Figure 1.13 : Courbe générale de tassement d'un sol quelconque .....	42
Figure1.14 : Courbe œdometrique du sol considéré .....	48
Figure1.15 : influence du rapport $B/H$ sur le tassement d'une fondation .....	49
Figure1.16 : Facteur correcteur $\mu$ en fonction de A pour tenir compte des déformations latérales .....	49
Figure 1.19 : Définitions de déformations de bâtiments .....	54
Tableau 1.17 : Synthèse des déformations admissibles .....	55
Figure 1.20 : schéma de semelles continues en interférence .....	56
Figure 1.21 : Mécanisme de rupture pour une semelle rugueuse .....	57
Figure1.22 : Mécanisme de rupture pour une semelle lisse isolée, Hill(1950) .....	58
Figure 1.23 : Facteurs de majoration F pour 4 valeurs de l'angle $\varphi$ .....	59
Figure 1.24 : Facteur de majoration F et coefficient de force tangentielle $\rho$ . (entre parenthèses) pour $\varphi = 0^\circ$ et $15^\circ$ , .....	60
Figure1.25 : Facteur de majoration de force tangentielle $\rho$ . (entre parenthèses) pour $\varphi=30^\circ$ et $45^\circ$ .....	60
Figure1.26 : Facteur de majoration G (Mandel ,1963) lorsque $C1 = C2$ .....	61

Figure 1.27 : Mécanisme de rupture pour $x > x_1$ .....	62
Figure 1.28 : schéma d'écoulement pour $x = x_2 < x_1$ .....	62
Figure 1.29 : Mécanisme de rupture pour $x = x_1 < x_2$ .....	63
Figure 1.30 : Facteur d'interférence $\xi q$ en fonction du rapport( $x/B$ ) et l'angle de frottement .....	63
Figure 1.31 : Facteur d'interférence $\xi \gamma$ en fonction de ( $x/B$ ) et l'angle de frottement $\phi$ ....	64
Figure 1.32 : schéma d'écoulement pour $x = x_4 < x_3$ .....	64
Figure 1.33 : Facteur d'interférence $\xi q$ (Das et L.Cherif, 1983. Stuart, 1963) en fonction de le rapport ( $X/B$ ) .....	65
Figure 1.34 : Facteur d'interférence $\xi \gamma$ (Das et L.Cherif, 1983. Stuart, 1963) en fonction de le rapport ( $X/B$ ) .....	65
Figure 1.35 : Variation expérimental du tassement élastique ( $S_e/B$ ) avec l'espacement entre centres de deux fondations continues rugueuses .....	66
Figure 2.1 système de deux corps en contact. ....	71
Figure 2.2 : discrétisation du domaine $D$ et de l'interface $\Gamma_i$ .....	72
Figure 2.3 : Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis). .78	
Figure 2.4 : Représentation de propriété des matériaux .....	79
Figure 2.5 : La construction des étapes de modélisation .....	80
Figure 2.6 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine.....	80
Figure 2.7 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier), .....	91
Figure 2.8 : Présentation du maillage en présence des appuis (Conditions aux limites)[ ....	91
Figure 2.9 : Présentation de types d'éléments finis .....	83
Figure 2.10 : Collections des résultats sous forme de graphe .....	84
Figure 2.11 : Allure de la grille après déformations .....	85
Figure 3.1.états de contraint d'un élément solide dans le plans XYZ .....	88
Figure 3.2.états de contraint d'un élément solide dans le plans ( $r, \phi, z$ ) .....	91
Figure 3.3 – Représentations du critère de Von Mises : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales .....	99
Figure 3.4 Représentations du critère de Drucker-Prager : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales .....	100
Figure 3.5 – Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.....	102
Figure 3.6 – Représentations du critère de Tresca : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales .....	102
Figure4.1 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour $D/B=0$ .....	108
Figure 4.2. : Vue générale d'un maillage considéré dans un massif de sol pour $D/B=1$ ....	109
Figure.4.3 : Vue générale d'un maillage considéré dans un massif de sol pour $D/B=2$ ....	109

Figure : 4.4. Fenêtre de déroulement des calculs avec CRISP 5.2.....	114
Figure 4.5 : schéma d'un demi-plan pour la modélisation en éléments finis (déformation plane et axisymétrique).....	115
Figure 4.6 : principe de détermination la résultante verticale d'une semelle circulaire...	116
Figure 4.7 Schéma type pour la détermination de $q_l$ selon la procédure d'Asaoka ... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	117
Figure 4.8 : Représentation de la courbe (q-s) et paramètre calculés.....	118
Figure 4.9 : présentation du massif de sol et paramètres étudiés .....	120
Figure 4.11 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle filante avec D/B=1).....	121
Figure 4.12 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle filante avec D/B=2).....	122
Figure 4.13 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle circulaire en surface du sol). .....	122
Figure 4.14 Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle circulaire avec D/B=1 .....	123
Figure 4.15 Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle circulaire avec D/B=2 .....	123
Figure 4.17 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle filante cas d'argile ferme). .....	124
Figure 4.18 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle filante cas d'argile raide).....	124
Figure 4.19 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle circulaire cas d'argile molle).....	125
Figure 4.20 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle circulaire cas d'argile ferme). .....	125
Figure 4.21 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle circulaire cas d'argile raide).....	125
Figure4.22 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B (Semelle filante cas D /B=0) .....	126
Figure4.23 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B27 (Semelle filante cas D /B=1) .....	127
Figure4.24 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B(Semelle filante cas D /B=2).....	127
Figure4.25 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B(Semelle circulaire cas D /B=0).....	127
Figure4.26 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B (Semelle circulaire cas D /B=1 .....	128
Figure4.27 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B(Semelle circulaire cas D /B=2).....	128
Figure 4.28 : Schéma de principe de détermination conventionnelle la valeur de $H_{lim}/B$ ..	129
Figure 4.29 : Variation de coefficient "a" en fonction D/B.....	131

Figure 4.30 : Variation de coefficient " b " en fonction D/B.....	131
Figure 4.31 : Variation du facteur du à la cohésion $Nc_{\infty}$ en fonction de D /B .....	132
Figure 4.32 : Variation de coefficient " a ' " en fonction D/B.....	133
Figure 4.33 : variation de coefficient b ' en fonction D/B .....	133
Figure 4.34 : Variation des facteurs du tassement $\eta_{\infty}$ et $PHm_{\infty}$ en fonction de D /B.....	133
Figure 5.1 : présentation du massif de sol et paramètres étudiés .....	141
Figure 5.2 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =0.....	143
(Cas d'une semelle filante) .....	143
Figure 5.2 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =1.....	143
(Cas d'une semelle filante).....	143
Figure 5.3 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =2.....	144
(Cas d'une semelle filante) .....	144
Figure 5.4 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =0.....	144
(Cas d'une semelle circulaire) .....	144
Figure 5.5 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =1.....	144
(Cas d'une semelle circulaire) .....	144
Figure 5.6 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage D/B =2.....	145
(Cas d'une semelle circulaire) .....	145
Figure 5.7 : Variation de coefficient a en fonction de D/B .....	148
Figure 5.8 : Variation de coefficient a en fonction de D/B .....	148
Figure 5.9 : Variation de la capacité en fonction de D/B (cas de $H > H_{limi}$ ) .....	149
Figure 5.10 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle en surface .....	151
(Cas d'une semelle filante) .....	151
Figure 5.11 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage D/B=1(Cas d'une semelle filante).....	131
Figure 5.12 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage D/B=2 .....	151
(Cas d'une semelle filante) .....	151
Figure 5.13 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a la surface .....	152
(Cas d'une semelle circulaire) .....	152
Figure 5.14 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage D/B=1 .....	152
(Cas d'une semelle circulaire) .....	152
Figure 5.14 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage D/B=2 .....	152
(Cas d'une semelle circulaire) .....	152
Figure 5.15 : Valeur du coefficient «a» avec une rigidité $E_1 > E_2$ .....	156
Figure 5.16 : Valeur du coefficient «a» avec une rigidité $E_1 < E_2$ .....	156

Figure 5.17 : Valeur du coefficient «b» avec une rigidité $E_1 > E_2$ .....	157
Figure 5.17 : Valeur du coefficient «b» avec une rigidité $E_1 < E_2$ .....	157
Figure 5.19 : Variation de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de D/B avec $H > H_{lim}$ .....	158
Figure 6.1 : Schéma de dimensionnement d'un modèle d'élément finis.....	162
Figure 6.2 : Schéma représente la stabilisation de la pression verticale de la fondation en fonction du tassement. ....	162
Figure 6.3 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent – fondation superficielle établie à $d/B=10$ .....	164
Figure 6.4 : Vue agrandie au voisinage de la fondation sur sol purement cohérent-maillage resserré.....	164
Figure 6.5 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés .....	167
Figure 6.6 : Variation de la capacité portante $q/c_u$ en fonction d/B pour différentes fiches d'ancrage ( $D/B=0, 1$ et $2$ ). ....	168
Figure 6.7 : courbe de $Y = f(x)$ .....	169
Figure 6.8 : Variation du facteur de tassement $P_{Hm}$ en fonction d/B pour des fiches d'ancrage différentes ( $D/B=0, 1$ et $2$ ). ....	171
Figure 6.9 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent – fondation superficielle établie à $d/B=10$ .....	172
Figure 5.10 : Schéma représente la stabilisation de la pression verticale de la fondation en fonction du tassement .....	173
Figure 6.11 : Présentation du massif de sol et des paramètres étudiés.....	175
Figure 6.12 : Variation de la capacité portante des deux semelles cas 01 .....	178
Figure 6.13 : Variation de la capacité portante des deux semelles cas 02.....	178
Figure 6.15 : Variation de $d_{lim} / B$ en fonction de $\Delta D$ .....	178
Figure 6.16 : Variation de $P_{Hm}$ en fonction de d/B cas01 .....	184
Figure 5.17 : Variation de $P_{Hm}$ en fonction de d/B cas02 .....	184
Figure 6.18 : Variation de $P_{Hm}$ en fonction de d/B cas03 .....	184



## LISTE DES SYMBOLES

<u>Symbole</u>	<u>Nom de Symbol</u>
<b>B</b>	Largeur de la semelle
<b>D</b>	Ancrage de la semelle
<b>L</b>	Longueur de la semelle
<b>P<sub>c</sub></b>	profondeur critique
<b>q<sub>l</sub></b>	capacité portante
<b>Q</b>	la charge appliquée
<b>q<sub>i</sub><sup>c</sup></b>	l'action de la cohésion, d'où une résistance
<b>f<sub>γ</sub>, f<sub>c</sub>, f<sub>q</sub></b>	coefficients dépendant de la forme de la fondation
<b>i<sub>γ</sub>, i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub></b>	coefficients minorateurs dus à l'effet d'inclinaison de la charge
<b>ξ<sub>γ</sub>, ξ<sub>c</sub>, ξ<sub>q</sub></b>	les facteurs d'influence du substratum
<b>N<sub>γ</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub></b>	facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation ;
<b>q<sub>p</sub></b>	contrainte de butée
<b>R</b>	résultante de la butée
<b>K<sub>p</sub></b>	coefficient de butée
<b>W</b>	poids de terre
<b>C</b>	cohésion du sol
<b>γ</b>	poids volumique du sol
<b>φ</b>	angle de frottement du sol
<b>γ<sub>w</sub></b>	poids volumique de l'eau
<b>γ<sub>sat</sub></b>	poids volumique total du sol,
<b>γ'</b>	poids volumique déjoué
<b>φ'</b>	angle de frottement du sol drainé
<b>δ</b>	l'inclinaison de la charge en degrés par port a l'axe vertical de la fondation.
<b>B'</b>	largeur réduite de la semelle
<b>H</b>	hauteur de la couche du sol
<b>η</b>	facteur d'influence du substratum
<b>σ<sub>v0</sub></b>	la contrainte verticale initiale a la profondeur Z
<b>s</b>	tassement total de la semelle
<b>s<sub>c</sub></b>	tassement d'une consolidation primaire
<b>s<sub>f</sub></b>	tassement de fluage
<b>s<sub>i</sub></b>	tassement se manifeste au début du chargement
<b>I</b>	facteur d'influence de la pression sur le tassement
<b>α</b>	le rapport entre L et B
<b>ν</b>	coefficient de poisson
<b>Δe</b>	d'indice des Vides
<b>μ</b>	facteur de correction du tassement
<b>A</b>	coefficient A de Skempton

<b>G</b>	distorsion angulaire
<b>F</b>	facteur de majoration du terme de pesanteur
<b>U</b>	facteur de majoration du terme de cohésion
<b>V</b>	déplacement vertical
<b>X</b>	déplacement horizontal
$\sigma_{ij}$	force horizontale qui s'exerce sur la semelle
$\varepsilon_{ij}$	les contraintes
$\delta_{ij}$	déplacement ou déformation relatif
$\varepsilon_v$	symbole de Kronecker
$\varepsilon_d$	déformation volumique
$\gamma_{oct}$	déformation déviatorique
$\tau_{oct}$	déformation de cisaillement octaédrique
$n_i$	contrainte de cisaillement octaédrique :
$\varepsilon^e$	vecteur unitaire normal à la surface extérieure
$\varepsilon^p$	tenseur des déformations élastiques
<b>E</b>	tenseur des déformations plastiques
<b>f</b> ( $\sigma_{ij}$ )	module d'Young
$T_i$	fonction scalaire de charge
<b>dA</b>	forces de contact
<b>dV</b>	élément de surface
$S_{ij}$	élément de volume
$\sigma_m$	tenseur deviatoriques
$\sigma_{rr}$	contrainte moyenne des contraintes normales
$\sigma_{r\varphi}$	contrainte radial
<b>(x,y,z)</b>	contrainte distorsional
<b>(u, v, w)</b>	cordonnés cartésiennes
$\gamma_{xy}$	vecteur de déplacement
<b><math>\lambda</math> et <math>\mu</math></b>	déformation angulaire ou de distorsion
<b>K</b>	constantes de Lamé
<b>G</b>	module de compression
<b>g</b>	module de cisaillement
<b><math>\beta</math></b>	fonction de potentiel plastique
<b><math>J_2</math></b>	paramètre de loi de comportement
<b><math>I_1</math></b>	deuxième invariant du tenseur des contraintes deviatoriques
<b><math>\Psi</math></b>	premier invariant du tenseur des contraintes
<b><math>f_i</math></b>	angle de frottement
<b><math>\Phi</math></b>	force volumique suivent la direction i
<b><math>W_e</math></b>	ensemble vide
<b><math>W_i</math></b>	travail des forces extérieures
<b><math>W_1</math></b>	travail des forces intérieures
	travail des foliaison

## INTROUCTION

En dépit de son caractère traditionnel, certains aspects de l'interaction sol/ fondation, aussi bien en termes de capacité portante du sol que de tassement de la fondation, sont de loin mal connus avec précision. Dans la pratique courante, l'ingénieur dispose de quelques règles enveloppes et limitées, issues soit de la pratique soit des études théoriques traitant des cas particuliers. L'objectif de ce travail de thèse est de pousser l'investigation de certains aspects importants de cette interaction, par le biais d'une modélisation numérique par la méthode des éléments finis, a travers le logiciel CRISP V5.2.

Le but de ce travail est d'aboutir à des recommandations pratiques quant à l'étude des fondations dans un sol bicouche, de l'effet du substratum sur le comportement des fondations, et de la distance minimale à disposer entre les fondations d'un ouvrage afin d'éviter une éventuelle interférence entre elles

Dans ce contexte, on traite plus précisément la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement des fondations superficielles encastrées ou non encastrées.

Pour atteindre ce but, la démarche s'articule autour de six chapitres distincts dont le premier est consacré à la présentation des résultats bibliographiques les plus significatifs. On expose dans un premier temps le calcul de la capacité portante et le tassement par la méthode  $C$  et  $\varphi$  (essais de laboratoire), ensuite on présente les principaux travaux de recherche concernant l'interférence entre deux semelles voisines.

Le deuxième chapitre expose l'utilisation de la méthode des éléments finis pour la résolution des problèmes en géotechnique, avec une présentation générale du logiciel CRISP.

Le troisième chapitre dresse un éventail de différents modèles elastoplastiques parfaits qui simulent le comportement des sols, dans l'optique de choisir un modèle a utiliser dans les calculs par éléments finis CRISP. on se limite volontairement aux modèles élastiques

linéaires-parfaitement plastiques, qui sont d'ailleurs largement utilisés dans l'ingénierie géotechnique, en passant en revue les critères de plasticité les plus couramment utilisés.

Dans le quatrième chapitre, on propose d'étudier le comportement d'une fondation superficielle continue ou circulaire, fondée sur un sol d'épaisseur fini, soumise à une charge verticale. La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Drucker prager. On commence par l'introduction des données dans le logiciel CRISP, comme les caractéristiques des matériaux et le critère de rupture, le type d'élément fini..., ensuite on présente l'interprétation des résultats de la capacité portante et la Pente initiale de la courbe de chargements obtenus par CRISP.

Le chapitre suivant présente la simulation numérique de comportement d'une semelle continue ou circulaire dans un sol bicouche purement cohérent. On présente les conditions et les étapes de la modélisation, ensuite on présente l'interprétation des résultats obtenus par CRISP.

Enfin, dans le dernier, on présente les résultats d'une modélisation numérique du comportement de deux semelles continues et voisines, avec les mêmes fiches d'ancrage ou des fiches différents. Le but de ce dernier est la détermination de la distance limite entre deux semelles continus, en commençant par l'introduction des données, ensuite on interprète les résultats obtenus.

On termine ce travail en soulevant les principaux résultats à retenir et les perspectives de futures recherches.

# CHAPITRE 1

## SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

### SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

#### 1.1. Introduction

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle ou par fondation profonde. Le mot « fondation » est pris ici, et il en sera de même dans la suite de ce chapitre, au sens de l'élément de la construction (en béton armé, le plus généralement). Il peut, dans certaines conditions, signifier les couches de sol elles-mêmes (sur lesquelles on entend précisément « fonder » la construction) [1].

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

#### 1.2. Types des fondations superficielles

Les éléments géométriques définissant une fondation superficielle sont :

- B, largeur de la fondation ;
- L, longueur de la fondation ;
- D, encastrement ou la profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel ;

Une fondation est dite superficielle si  $D < 4.B$ .

Si  $D > 10B$ .....la fondation est dite profonde.

Si  $4 B < D < 10B$ .....la fondation est dite semi profonde.

Pour les fondations superficielles (figure 1.1) on distingue [1], [2] :

- les semelles filantes, généralement de largeur  $B$  négligeable devant la longueur  $L$  (couramment  $L/B > 10$  pour fixer les idées) ;
- les semelles isolées,  $B$  et  $L$  sont comparables quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ), rectangulaires ( $L/B < 5$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;
- les radiers ou dallages, de dimensions  $B$  et  $L$  importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux

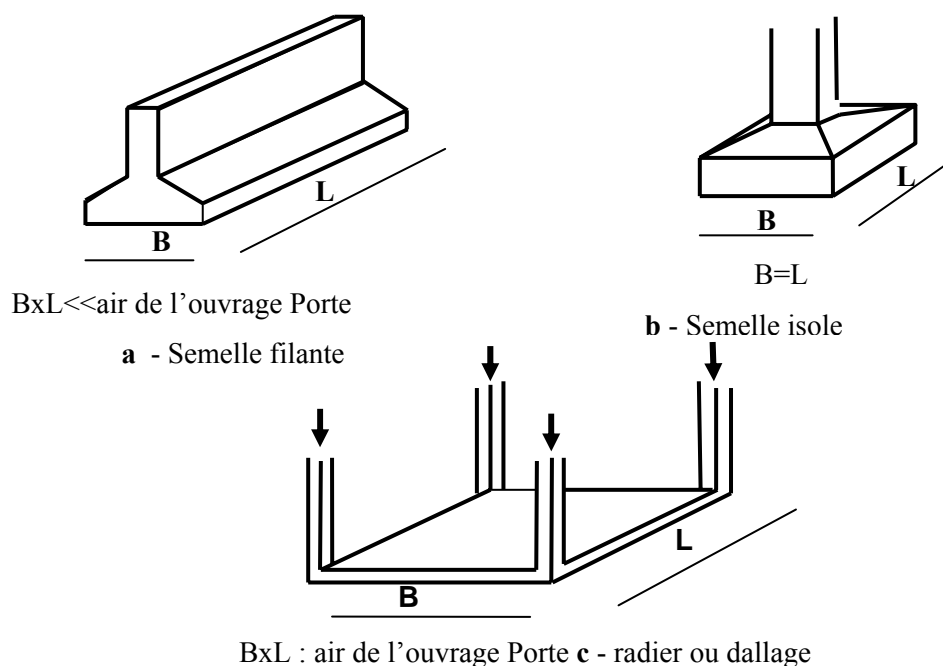


Figure 1.1 : Types de fondations superficielles

### 1.3. Mode de travail d'une fondation

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduit à introduire la notion de profondeur critique  $P_c$  que l'on peut définir en première approximation comme étant la fiche seuil (figur 1.2) au delà de laquelle, la capacité portante  $q_1$  de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont justement leur base située au-dessus de cette profondeur critique. Les fondations profondes ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes il y'a également lieu de considérer en outre la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral [1], [2] et [3].

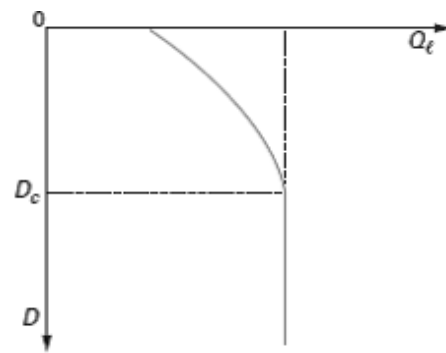


Figure 1.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur  $D$  dans le sol

#### 1.4. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 1.3 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle [1], [3] et [4]. Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur  $D$  donnée, et relevons le tassement  $s$  obtenu en fonction de la charge appliquée  $Q$ .

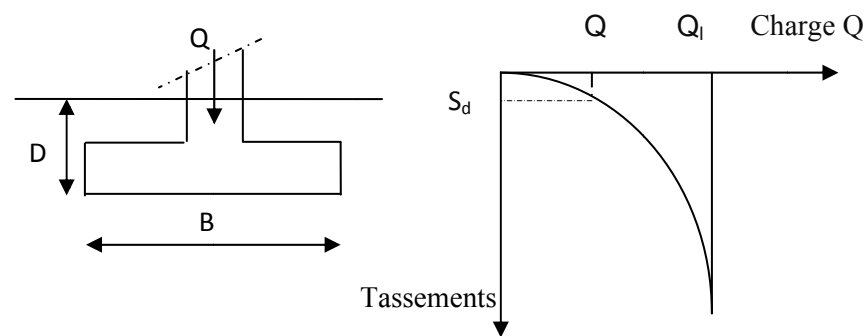


Figure 1.3 : Notations Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

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

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

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consiste, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point  $Q_d$ ,  $s_d$  sur la figure 1.3).

### 1.5. Capacité portante des fondations superficielles

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsqu'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes «  $c-\phi$  ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, tels que les essais PMT, CPT, DPT et SPT.

#### 1.5.1 .Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (Méthode « $C-\phi$ »)

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $C$  et  $\phi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence.

##### 1.5.1.1. Formule générale

La capacité portante de la fondation [1], [4] et [5] est déterminée en superposant trois états de résistance, c'est-à-dire

$$q_l = q_l^y + q_l^c + q_l^q \quad (1.1)$$

- La résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, (figure 1.4.a) ;  $\gamma_1$  est le poids volumique des terres sous le niveau de la semelle ;
- L'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et supposées agir comme une surcharge  $q_0 = q + \gamma_2 \cdot D$  sur un milieu pulvérulent non pesant, d'où une résistance



$q_l^q$  (figure 1.4.b) ;  $\gamma_2$  est le poids volumique des terres au-dessus du niveau de la semelle et  $q_0$  est surcharge verticale latérale à la surface du sol.

- l'action de la cohésion, d'où une résistance  $q_l^c$  (figure 1.4.c)

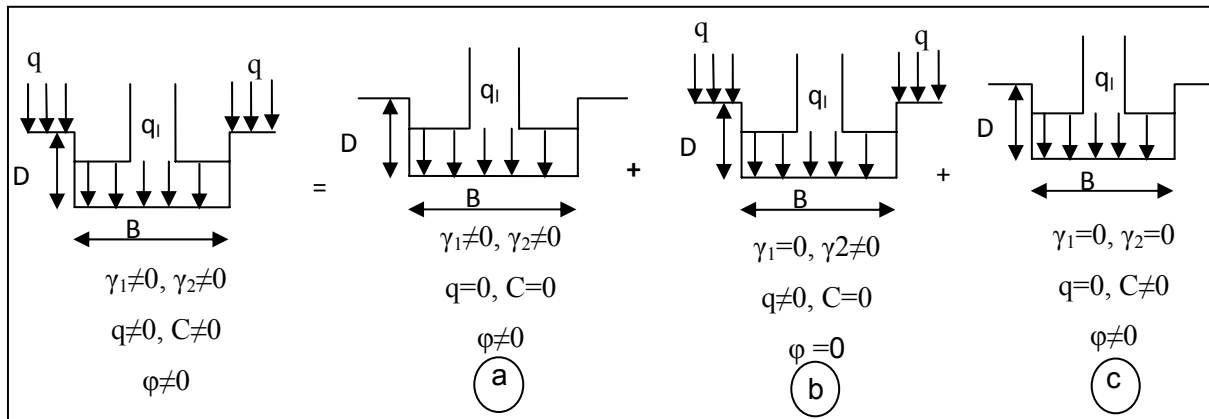


Figure 1.4 : Capacité portante. Principe de superposition (méthode « c-φ ») [1]

La charge limite ou la capacité portante sera  $Q_l = Q_l^y + Q_l^q + Q_l^c$  et la contrainte de rupture  $q_l = q_l^y + q_l^c + q_l^q$  avec  $Q_i = q_i \cdot B$

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, Toutes ces études conduisent à la formule générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot i_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot \zeta_\gamma \cdot f_\gamma B N_\gamma(\varphi) + i_c \cdot \zeta_c \cdot f_c \cdot C N_c(\varphi) + i_q \cdot \zeta_q \cdot f_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.2)$$

Avec

- $N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$  sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation ;
- $f_\gamma, f_c, f_q$  sont des coefficients dépendant de la forme de la fondation ;
- $i_\gamma, i_c$  et  $i_q$  sont des coefficients minorateurs dus à l'effet d'inclinaison de la charge ;
- $\zeta_\gamma, \zeta_c$  et  $\zeta_q$  sont les facteurs d'influence du substratum ;

Les trois termes de cette formule correspondent à ceux définis précédemment :

- le premier terme ( $1/2 \gamma_1 B \cdot N_\gamma(\varphi)$ ) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation  $B$  et du poids volumique  $\gamma_1$  du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme ( $C N_c(\varphi)$ ) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- Le troisième terme ( $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ ) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol purement frottant et chargé latéralement ( $\gamma_2$  est le poids volumique du sol au dessus du niveau de la base).

Le principe de superposition consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est donc du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) du calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

#### 1.5.1.2. Détermination des coefficients $N_\gamma, N_c, N_q$ .

- Selon A. Caquot et J. Kerisel

Le calcul est réalisé pour une semelle continue à base horizontale encastrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée [3]. Le problème étant à deux dimensions, il est possible de considérer une tranche de longueur unité dans le sens perpendiculaire à  $B$ .

Avec ces hypothèses, les coefficients  $f_\gamma, f_c$  et  $f_q$  sont tous égaux à 1 et la formule (1.2) s'écrit :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.3)$$

#### Terme de surface $N_\gamma$

Selon la figure 1.5 Le coin  $ACB$  est suppose faire un angle au sommet  $C$  de  $(\pi/2-\varphi)$ . Il est en équilibre surabondant et fait corps avec la fondation [3].

Le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent se produit lorsque la butée sur les écrans fictifs  $AC$  et  $BC$  est entièrement mobilisée.

La résultante de la butée sur  $BC$  s'écrit  $R = 0,5\gamma_1 \cdot B \cdot C^2 \cdot Kp$

S'agissant d'un frottement sol contre sol, le contact est parfaitement rugueux le long de AC et BC et l'angle de frottement  $\delta$  sur BC est égal a  $(-\varphi)$ . Ainsi, la résultante est inclinée de  $(-\varphi)$  sur la normale a l'écran et la valeur de  $K_p$  est obtenue a partir des tables de butée de Caquot et Kerisel pour  $\beta = 0, \delta = -\varphi$  et  $\lambda = -(\pi/4 - \varphi/2)$ .

L'ensemble des forces verticales est en équilibre. Ces forces sont :

- La capacité portante de la fondation par unité de longueur  $Q_\gamma = q_\gamma \cdot B$  ;
- Le poids  $W$  du coin  $ABC$ ,  $W = \gamma_1 \cdot (B/4)^2 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$ .
- Les deux composantes verticales des réactions de butée  $R$  sur AC et AB.

La figure 1.5 montre que la résultante  $R$  fait avec la verticale un angle de  $(\pi/4 - \varphi/2)$  et que  $BC = B / (2 \cos(\pi/4 + \varphi/2))$ .

L'équilibre des forces verticales s'écrit :  $Q_\gamma + W = 2R \cos(\pi/4 - \varphi/2)$  soit en remplaçant  $W, R$  et  $BC$  par leur valeur :

$$Q_\gamma = Q_\gamma/B = \gamma_1 B/4 \left[ K_p \left[ \cos(\pi/4 - \varphi/2) / \cos^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] - \tan(\pi/4 - \varphi/2) \right]$$

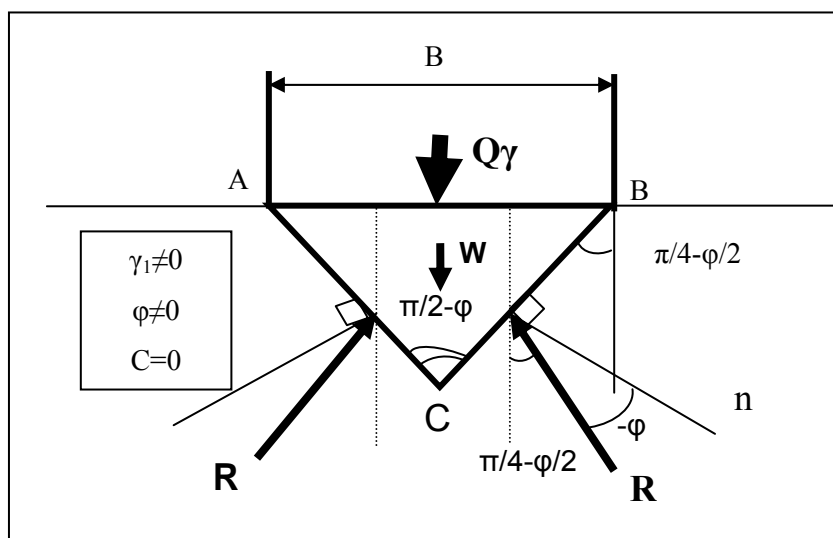


Figure 1.5 : détermination du terme de surface [3]

La comparaison avec le terme de surface de la formule générale (1.2) conduit a la formule suivante :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[ K_p \cdot \left[ \frac{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} \right] - \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \right] \quad (1.4)$$

### Terme de profondeur $N_q$

La base de la semelle est maintenant considérée comme constituée de deux demi-écrans  $BI$  et  $AI$  supposés lisses (figure 1.6) [3]. La rupture intervient par mis en butée sur écrans du milieu non pesant surcharge par la charge  $q_0$  d'intensité  $q_0 = \gamma_2 \cdot D$

Dans ces conditions,  $\alpha = 0, \delta = 0$  et  $\Omega = \pi$  et il existe une solution analytique. Les angles  $\varepsilon, \mu$  et  $\psi$  prennent les valeurs suivantes :  $\varepsilon = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \mu = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \psi = \frac{\pi}{2}$  et la contrainte de butée est donnée par la formule 1.5

$$q_p = q_0 \left[ \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right] \cdot \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \quad (1.5)$$

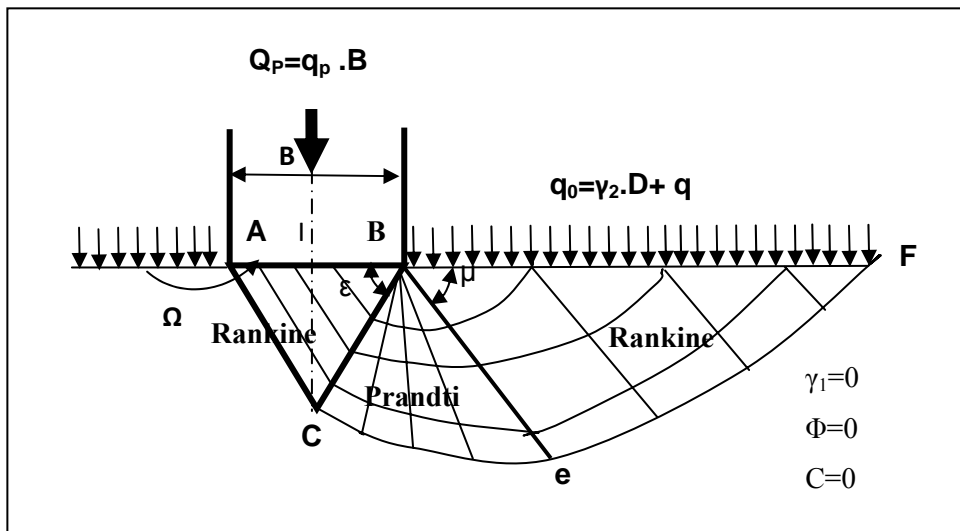


Figure 1.6 : Déterminations du terme de profondeur [3]

Soit par comparaison avec le terme de profondeur de la formule générale (1.2)  $q_p = q_0 \cdot N_q$  :

$$N_q = \left[ \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right] \cdot \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \quad (1.6)$$

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \quad (1.7)$$

### Terme de cohésion $N_c$

Par application du théorème des états correspondants [3]. Remplaçons  $q_0$  par  $C/\tan \varphi$  et  $q_p$  par  $q_c + C/\tan \varphi$  dans la figure 1.6.

D'où :  $q_c + C/\tan \varphi = N_q C \tan \varphi$  alors :

$$q_c = \left( C/\tan \varphi \right) \cdot (N_q - 1) \quad (1.8)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (1.9)$$

Le facteur de portance du a la cohésion varie selon l'angle de frottement tel que :

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

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad \text{Pour } \varphi \neq 0$$

$N_\gamma(\varphi)$  n'est pas une formulation analytique exacte, mais il peut être calculé avec une bonne approximation par l'expression de Vesic(1973),[5] :

$$N_\gamma(\varphi) = 2(N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (1.10)$$

#### Valeurs numériques de $N_\gamma$ , $N_q$ , $N_c$

Le tableau (1.1), extrait du règlement français DTU13.1, regroupe les valeurs des facteurs de portance en fonction de l'angle de  $\varphi$ . Une légère différence est à noter entre les valeurs réglementaires de  $N_\gamma$  et celles calculées selon Vesic [5].

Tableau 1.1 : valeurs des facteurs de portance en fonction de  $\varphi$  [5]

$\varphi^\circ$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\varphi^\circ$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0.00	1.0	5.14	30	21.8	18.4	30.1
5	0.00	1.56	6.47	31	25.5	20.6	32.7
10	1.00	2.49	8.45	32	29.8	23.2	35.5
11	1.20	2.71	8.80	33	34.8	26.1	38.7
12	1.43	2.97	9.29	34	40.9	29.4	42.2
13	1.69	3.26	9.80	35	48.0	33.3	46.1
14	1.99	3.59	10.4	36	56.6	37.8	50.6
15	2.33	3.94	11.0	37	67.0	42.9	55.7
16	2.72	4.33	11.6	38	79.5	48.9	61.4
17	3.14	4.77	12.30	39	94.7	56.0	67.9
18	3.69	5.25	13.1	40	113.0	64.2	75.4
19	4.29	5.80	13.9	41	133.0	73.9	83.9
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.97	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.40	10.70	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.80	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.70	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.40	27.9				

## 1.5.2. Capacité portante d'une semelle filante

### 1.5.2.1 Cas d'un massif semi-infini homogène sous une Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante [1], [5] :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.11)$$

#### 1.5.2.1.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ . On prend [1] :

$$C = C_u \text{ et } \varphi = 0$$

Il en résulte  $N_\gamma = 0$  et  $N_q = 1$ , donc pour une semelle filante

$$q_l = C_u N_c(0) + (q + \gamma_2 D) N_q \quad (1.12)$$

Avec  $N_c(0) = \pi + 2$  pour les fondations lisses,

$N_c(0) = 5,71$  Pour les fondations rugueuses,

$\gamma_2$  est le poids volumique total du sol latéral.

#### 1.5.2.1.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont [1] :

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot B N_\gamma(\varphi') + C' N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D) N'_q(\varphi') \quad (1.13)$$

Avec  $\gamma'_1$  et  $\gamma'_2$  sont les poids volumiques déjaugés.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Avec  $\gamma_{sat}$  poids volumique total du sol,

$\gamma_w$  Poids volumique de l'eau.

Ainsi, pour la nappe affleurant la surface (sol saturé) :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot BN_\gamma(\varphi') + C'N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D)N'_q(\varphi') \quad (1.13)$$

et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot BN_\gamma(\varphi) + CN_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D)N_q(\varphi) \quad (1.14)$$

### 1.5.2.2 Cas d'un massif semi-infini homogène sous une Semelle filante. Charge inclinée et centrée

La relation (1.2) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  pour tenir compte de la forme de la fondation, Meyerhof (1973) a recommandé de corriger l'expression de la formule générale (1.2) de  $q_l$  comme suit [5], [6] :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 i_\gamma \cdot BN_\gamma(\varphi) + i_c \cdot CN_c(\varphi) + i_q \cdot (q + \gamma_2 D)N_q(\varphi) \quad (1.15)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_\gamma = (1 - \delta/\varphi)^2 \\ i_q = i_c = (1 - \delta/90)^2 \end{array} \right\} \quad (1.15)$$

$\delta$  est l'inclinaison de la charge en degrés par port à l'axe vertical de la fondation.

Avec :  $i_\gamma, i_c$  et  $i_q$  des coefficients minorateurs dus à l'effet d'inclinaison de la charge

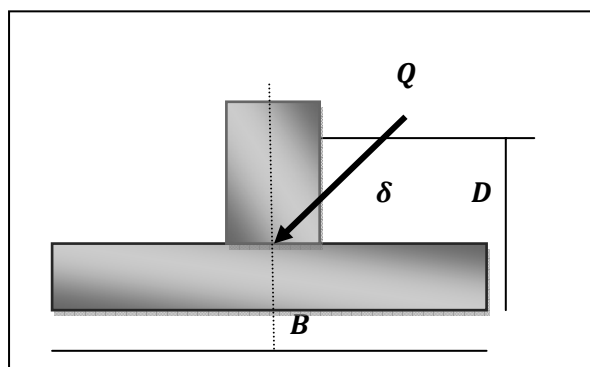


Figure 1.7 : Semelle filante. Charge inclinée et centrée

### 1.5.2.3 Cas d'un massif semi-infini homogène sous une Semelle filante. Charge verticale et excentrée

Outre la pression verticale, la présence d'un moment de flexion par rapport à un des axes horizontaux de la fondation cause un soulèvement d'une part de la fondation, ce qui réduit la surface de contact sol/fondation et la capacité portante du sol. Ainsi, dans le cas général d'une pression verticale excentrée de  $e$ , on admet que la pression est centrée sur une fondation continue fictive ayant une largeur réduite [3], [5] et [6].  $B' = B - 2e$ . Ainsi on aura :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 B' N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.16)$$

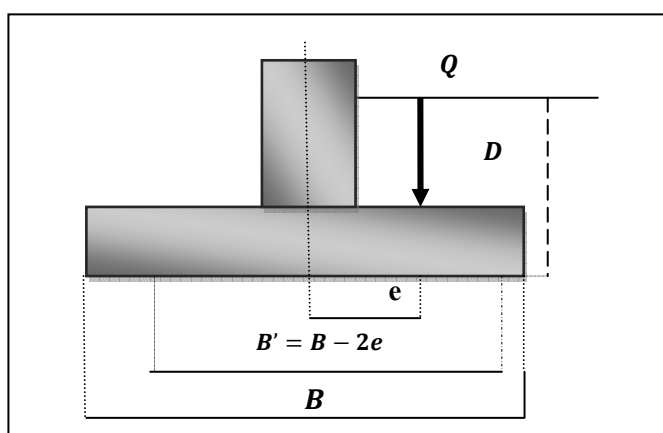


Figure 1.8 : Semelle filante. Charge vertical et excentrée

### 1.5.2.4. Cas d'un massif d'épaisseur finie homogène sous une semelle filante. Charge verticale et centrée

En cas où le sol est formé d'une couche ayant une épaisseur finie  $H$  sous la base de la fondation, et reposant sur une couche très résistante (appelée en pratique substratum), la capacité portante varie inversement avec la distance  $H$  entre le substratum et la base de la fondation [5], [7].

A la limite, lorsque  $H = 0$ , c'est à dire que la fondation est réalisée sur le substratum, on doit avoir  $q_l = \infty$  et si  $H = \infty$ , le sol comporte comme un massif semi-infini et correspond ainsi au cas présentée au (5.2.1)

Mandel et Salençon (1972) [5], ont montré qu'il existe une distance limite  $H_{lim} = B > \eta(\varphi)$  au-delà de laquelle le sol se comporte comme un massif infiniment épais. ainsi :

- $H/B > \eta(\varphi)$  le sol comporte comme un massif semi-infini et le substratum n'a aucune influence sur la capacité portante.



- $H/B < \eta(\varphi)$  la pression limite  $q_l$  se calcule comme suit :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \zeta_\gamma \cdot B N_\gamma(\varphi) + \zeta_c \cdot C N_c(\varphi) + \zeta_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.17)$$

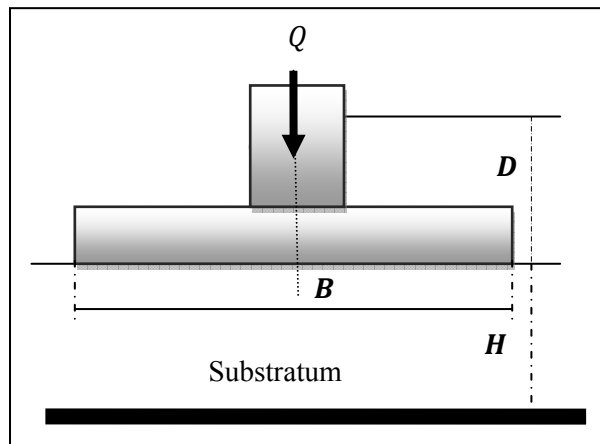


Figure1.9 : Semelle filante sur massif homogène. Charge vertical et excentrée.

$\xi$  et  $\eta$  sont les facteurs d'influence du substratum donnés respectivement par les tableaux 1.2 et 1.3

Tableau 1.2 : valeurs de l'épaisseur relative  $\eta$  du substratum [5]

$\varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\eta$	0,71	0,79	0,89	1,01	1,16	1,35	1,59	1,90	2,35	3,00	4,03

Tableau1.3 : valeurs des facteurs  $\xi$  d'influence du substratum [5]

$\varphi_0$	40	36	30	20	10	0	$\xi$
$B/H = 1$	1,73	1,37	1,13	1,01	1,00	1,00	$\xi_c$
	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\xi_\gamma$
	1,72	1,36	1,12	1,01	1,00	1,00	$\xi_q$
$B/H = 0,5$	11,1	5,25	2,50	1,30	1,11	1,02	$\xi_c$
	3,27	1,87	1,20	1,00	1,00	1,00	$\xi_\gamma$
	10,90	5,14	2,42	1,33	1,07	1,00	$\xi_q$
$B/H = 0,33$	82,2	23,40	6,36	2,12	1,35	1,11	$\xi_c$
	16,6	5,60	2,07	1,07	1,00	1,00	$\xi_\gamma$
	80,9	22,80	6,07	1,95	1,21	1,00	$\xi_q$
$B/H = 0,25$	721	115	14,70	3,29	1,62	1,21	$\xi_c$
	106	21	4,23	1,28	1,00	1,00	$\xi_\gamma$
	710	112	16,50	2,93	1,37	1,00	$\xi_q$
$B/H = 0,2$	6396	604	50,2	5,17	1,95	1,30	$\xi_c$
	804	90	9,9	1,63	1,01	1,00	$\xi_\gamma$
	6296	588	47,50	4,52	1,56	1,00	$\xi_q$
$B/H = 1/6$	$62310^2$	3293	150	8,29	2,33	1,40	$\xi_c$
	$615.10^3$	407	24,8	2,20	1,04	1,00	$\xi_\gamma$
	$613.10^3$	3206	142	7,14	1,79	1,00	$\xi_q$
$B/H = 1/8$	$605.10^4$	$111.10^5$	1444	22,00	3,34	1,59	$\xi_c$
	$454.10^3$	$102.10^2$	178	4,41	1,12	1,00	$\xi_\gamma$
	$595.10^4$	$108.10^3$	1370	18,7	2,39	1,00	$\xi_q$
$B/H = 0,1$	$626.10^6$	$378.10^4$	14800	61,50	4,77	1,78	$\xi_c$
	$390.10^5$	$280.10^3$	1450	9,82	1,36	1,00	$\xi_\gamma$
	$616.10^6$	$368.10^4$	14000	51,9	3,25	1,00	$\xi_q$

### 1.5.2.5. Cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale et centrée dans un sol avec une nappe phréatique

La présence d'une nappe à proximité de la base de la fondation déjaugé les grains et fait ainsi diminuer la capacité portante. Selon Giroud(1973) [5], si la nappe phréatique se trouve à une profondeur  $H$  par rapport à la base de la fondation, alors :

- Si  $H/B > \eta(\varphi)$  la présence d'une nappe n'a pas d'influence sur  $q_l$
- Si  $H/B < \eta(\varphi)$  les forces mises en jeu dans la mécanique de rupture, conduisant à la formule générale de  $q_l$ , sont modifiées.

Une approche possible, allant dans le sens de la sécurité, consiste à considérer le cas le plus défavorable d'une nappe en surface du sol.

$\eta$  est donné par le tableau 1.2.

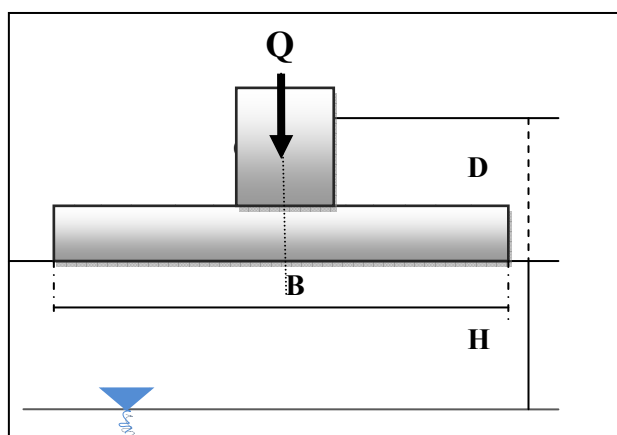


Figure 1.10 : sol avec la nappe phréatique.

### 1.5.2.6. Cas d'un massif bicouche sous une semelle filante. Charge verticale et centrée

En cas d'une fondation continue transmettant une charge verticale et centrée à un sol formé de deux couches, on distingue les cas suivants en notant  $H$  la distance entre la base de la fondation et la tête de la couche inférieure [5], [7], [8], [9] et [10] :

- Si  $H/B > 4$  le sol se comporte comme un massif semi-infini et la couche inférieure (couche 2) est faiblement sollicitée. Aucune vérification de la capacité n'est à faire pour cette couche.
- Si  $H/B < 1,5$  la couche 2 risque d'être poinçonnée sous les pressions transmises par la fondation. Pour des raisons de sécurité, on néglige la présence de la couche supérieure (couche 1) et on calcule la fondation comme si elle est posée directement sur la couche 2.

- Si  $1,5 < H/B < 4$  il s'agit d'un cas d'intermédiaire ou il faut vérifier la portance des deux couches .il est recommandé, pour des raisons de simplicité de calcul des contraintes transmises, d'utiliser la méthode de la semelle fictive .celle-ci se base sur l'approximation de la diffusion des contraintes verticales avec la profondeur selon un trapèze ayant un angle de  $26.6^0$  par rapport a la verticale comme le schématise la figure 1.11,

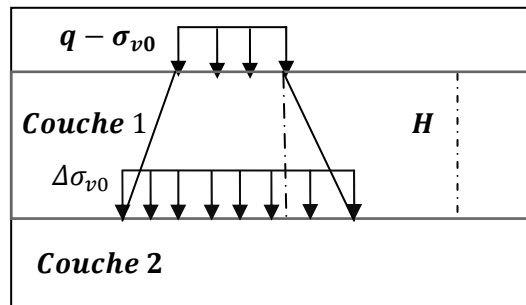


Figure 1.11 : schéma de la semelle fictive dans un sol bicouche

A la profondeur  $Z$  par rapport a la base d'une semelle filante ( $L/B \gg 1$ ), on considérant la conservation des forces transmises de la base de la fondation a la profondeur étudiée, on montre que [5] :

$$\Delta\sigma_v = (q - \sigma_{v0}) \frac{B}{B + H} \quad (1.18)$$

$\sigma_{v0}$  est la contrainte verticale initiale a la profondeur  $Z$ . Cette pression agit a la base d'une semelle continue fictive ayant une largeur  $B + H$  est une longueur infinie. Dans le cas général d'une fondation rectangulaire, on a [5] :

$$\Delta\sigma_v = (q - \sigma_{v0}) \frac{B \cdot L}{(B + H) \cdot (H + L)} \quad (1.19)$$

La semelle fictive aura les dimensions  $(L + H) (H + B)$ . On doit vérifier la capacité portante des deux couches.

#### 1.5.2.7. Cas d'une fondation contenue exerçant une charge verticale et centrée a proximité d'un terrain homogène en pente

Le cas d'une semelle continue transmettant une pression verticale et centrée à un sol homogène a proximité d'une pente (figure1.12) à été étudiée par Giroud et Tran-Vo-Nhiem(1972)[5] qui ont montre que la proximité d'un sol en pente d'angle  $\beta$  par rapport a l'horizontale a pour effet de réduire la capacité portante du sol. Selon Cassan(1978) [5], il

existe une distance limite  $d_{lim}$  entre la fondation et la tête du talus au delà de laquelle la présence d'un talus n'a aucun effet sur la portance de la semelle. le tableau 1.4 donne les valeurs de cette distance en fonction de l'angle de frottement.

Tableau 1.4 : valeurs de la distance limite  $d_{lim}$  [5]

$\varphi^0$	0	25	30	40
$d_{lim}/B$	1.0	1.5	2.0	5.0

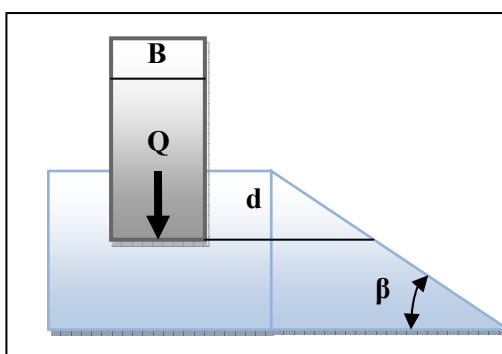


Figure 1.12 : Fondation en crête de talus

La pression verticale limite sous une fondation en tête du talus ( $d = 0$ ) est donnée par [3],[5] :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 B N_{\gamma\beta}(\varphi) + C N_{c\beta}(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_{q\beta}(\varphi) \cos\beta \quad (1.20)$$

Pour une distance  $d$  intermédiaire ( $0 \leq d \leq d_{lim}$ ), il y'a lieu d'interpoler la pression verticale  $q_l$  entre celle donnée par cette méthode et celle correspondant a un sol horizontal (sans pente).  $N_{\gamma\beta}$  est donné par le tableau 1.5

Tableau 1.5 : Valeur du facteur de portance  $N_{\gamma\beta}$  [3]

$\varphi$ $\beta$	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
0	720	254	100	41,1	18,1	8,11	3,54	1,42	0,40	0,09	0,00
5	550	193	75	32,6	14,1	6,4	3,00	1,15	0,38	0,02	
10	400	142	58	25,6	11,2	5,15	2,35	0,87	0,27		
15	281	107	43	19,6	8,9	4,10	1,80	0,65			
20	200	76	32	14,8	6,8	3,15	1,13				
25	139	55	23,5	10,6	4,8	1,6					
30	95	38	16	7,1	2,4						
35	61	25,4	10,30	3,6							
40	21	14,5	5,2								
45	37	7,2									
50	10										

Les valeurs de  $N_{q\beta}$  et  $N_{c\beta}$  sont déterminées à partir des relations suivantes [5] :

$$N_{q\beta} = \frac{(1 + \sin\varphi)\cos\varphi}{1 - \sin\varphi \cdot \cos(\Gamma - \delta')} [\exp(\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta)\tan\varphi] \quad (1.21)$$

$$N_{q\beta} = \cos\beta \quad (1.22)$$

$$\tan\delta' = \frac{\sin\beta}{\cos\beta + (C \cdot \cot\varphi / \gamma D \cdot \cos\beta)} \quad (1.23)$$

$$\sin\Gamma = \frac{\sin\delta'}{\sin\varphi} \quad (1.24)$$

En cas où  $\varphi = 0$ ,  $N_{\gamma\beta} = 0$ ,  $N_{q\beta} = \cos\beta$  et,  $N_{c\beta} = \pi + 1 + \cos\omega - \omega - 2\beta$ , (angles exprimés en radians) avec  $\sin\omega = \gamma D \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta / C$

Cette méthode est définie pour les problèmes vérifiant les deux conditions suivantes [5] :

$\delta' \leq \varphi$  (Stabilité de la pente sous son propre poids) .si  $C = 0$  la condition devient  $\beta \leq \varphi$ , et si  $\varphi = 0$  on doit avoir :  $\frac{1}{2}\gamma D \cdot \sin\beta < C$

$\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta > 0$  (Condition mathématique d'existence de la solution).si  $C = 0$  la condition devient  $\pi - \omega - 2\beta > \varphi$ , et si  $\varphi = 0$ ,  $\delta' = \Gamma = 0$  et la condition devient  $\pi - 2\beta > 0$ .

### 1.5.3. Capacité portante d'une Semelle isolée

Le problème de l'effet de forme de la base de la fondation sur la pression limite  $q_l$  a été analysé expérimentalement par plusieurs chercheurs, notamment De-Beer(1967) et Vesic(1970) qui ont introduit de facteurs empiriques de correction d'expression de la capacité portante, comme suit [1], [4] et [5] :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot f_\gamma B N_\gamma(\varphi) + f_c \cdot C N_c(\varphi) + f_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.25)$$

Les expressions des facteurs de forme  $f$  sont données dans les tableaux 1.6 à 1.10, selon certains chercheurs.

Tableau 1.6 : Facteurs de formes proposée par Vesic (1970) [5]

Forme	$L/B$	$f_c$	$f_q$	$f_\gamma$
rectangle	$> 5$	1	1	1
rectangle	$\leq 5$	$1 + N_q \cdot B / (N_c \cdot L)$	$1 + tg\varphi \cdot B / L$	$1 - (0,4 \cdot B / L)$
Cercle	1	$1 + N_q / N_c$	$1 + tg\varphi$	0,60

Tableau 1.7 : Facteurs de formes. Selon de Terzaghi (1943) [13], [19].

fondation	Rectangulaires ou carrées		Circulaires
$f_\gamma$	$1 - 0,2 B / L$	0,8	0,6
$f_q$	$1 + 0,2 B / L$	1,2	1,3
$f_c$	1	1	1

Tableau 1.8 : Facteurs de formes. Selon Meyerhof (1963), [14].

Forme	facteurs	$\varphi = 0$	$\varphi > 10^\circ$
rectangulaire	$f_\gamma$	1	$1 + 0,1K_p (B/L)$
	$f_q$	$1 + 0,2K_p (B/L)$	$1 + 0,2K_p (B/L)$
	$f_c$	1	$1 + 0,1K_p (B/L)$
carrée	$f_\gamma$	1	$1 + 0,1K_p$
	$f_q$	$1 + 0,2K_p$	$1 + 0,2K_p (B/L)$
	$f_c$	1	$1 + 0,1K_p (B/L)$

Avec :  $K_p = \tan^2 (\pi / 4 + \varphi / 2)$

Tableau 1.9 : Facteurs de formes. Selon L'Eurocode7 [15].

Fondations	Condition drainées		Condition non drainées	
	rectangulaires	Carrées ou circulaires $B/L = 1$	Rectangulaires	Carrées ou circulaires $B/L = 1$
$f_\gamma$			$1 - 0,3 B/L$	0,7
$f_q$	$1 + 0,2 B/L$	1,2	$1 + (B/L) \sin\varphi' N_q - 1/N_q - 1$	$1 + (B/L) \sin\varphi' N_q - 1/N_q - 1$
$f_c$	1	1	$1 + B/L \sin\varphi'$	$1 + \sin\varphi'$

Tableau 1.10 : Facteurs de formes. Selon Lanclotta (1995) [14].

Facteur de forme	rectangulaires	Carrées
$f_\gamma$	0,7	$1 + 0,3 B/L$
$f_c$	1	$1 + 0,2 B/L$

### 1.6. Tassement des Fondations Superficielles

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol/fondation .il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises.

La valeur du tassement dépende de la rigidité relative sol/fondation. Si la fondation est plus rigide que le sol, le tassement de ce dernier est uniforme et la pression transmise à la surface du sol n'est pas uniforme. Par contre, si la fondation est moins rigide que le sol, le tassement n'est pas uniforme et la fondation subit une déflexion. La pression transmise à la surface est par contre uniforme.



Deux aspects sont à prendre en compte dans l'évaluation du tassement :

- le tassement absolu qui se traduit par un déplacement de l'ensemble d'une structure vers le bas ;
- le tassement différentiel provoqué par la différence de déplacement entre deux points d'une même structure.

### 1.6.1. Le tassement absolu

Le tassement absolu de la fondation est en général la résultante des trois composantes (figure 1.13) [1], [16]

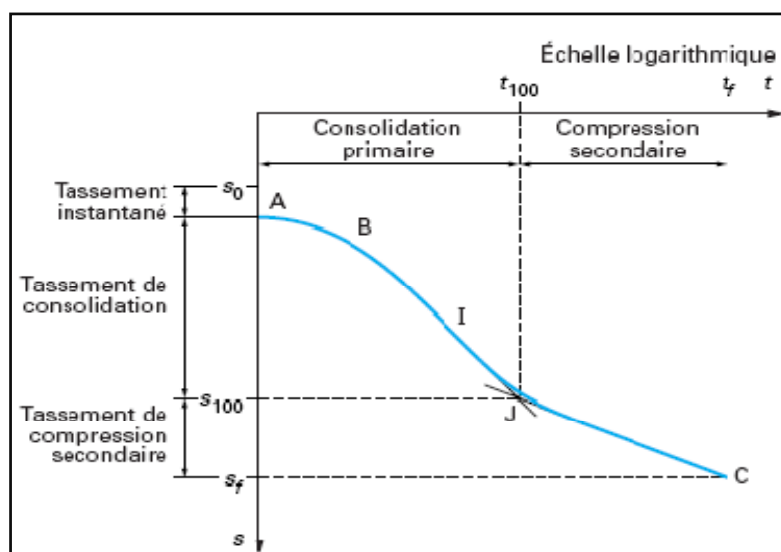


Figure 1.13 : Courbe générale de tassement d'un sol quelconque

Le tassement  $s_i$  se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. Il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

Le tassement  $s_c$  est le résultat d'une consolidation primaire. Il est prépondérant dans les sols fins saturés à cause du phénomène de consolidation.

Le tassement  $s_f$  est causé par une consolidation secondaire ou fluage dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps. Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés.

$$s = s_i + s_c + s_f \quad (1.26)$$

### 1.6.1.1. Calcul du tassement instantané

Le calcul du tassement instantané se base en général sur les méthodes d'élasticité appliquée aux massifs.

#### a) Fondation rectangulaire :

Dans le cas d'un massif élastique semi –infini ( $H=\infty$ ) Giroud(1968,[12], [20] a montre que :

$$s_{ic} = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \cdot B \cdot q \cdot I \quad (1.27)$$

$I$ , fonction de  $\alpha = L/B$ , est le facteur d'influence de la pression sur le tassement. Dans le cas d'une fondation souple ( $s_{ic} = 2 \cdot s_{ib}$ ), [12] :

$$I = \frac{1}{\pi} \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \frac{\alpha}{\pi} \ln \left[ \frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] \quad (1.28)$$

Et dans le cas d'une fondation rigide ( $s_{ic} = s_{ib}$ ), [12] :

$$I = \frac{1}{\pi} \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \frac{\alpha}{\pi} \ln \left[ \frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] + \frac{(1 + \alpha^3) - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3\alpha\pi} \quad (1.29)$$

Dans le cas d'un sol ayant une épaisseur  $H$ , Giroud(1971) et Meyerhof et Ueshita (1968) ,[12] ont montre que pour une fondation souple:

$$s_{ic} = \frac{2q \cdot B}{E} \cdot p_H \quad (1.30)$$

Et pour une fondation rigide [12] :

$$s_{ic} = s_{ib} = \frac{2q \cdot B}{E} \cdot p_{Hm} \quad (1.31)$$

$P_H$  et  $P_{Hm}$  sont donnees par les tableaux 1.11et1.12 respectivement. On retrouve les résultats du massif semi infini en considérant les valeurs de  $P_H$  et  $P_{Hm}$  correspondant à  $H = \infty$ .

### b) Fondation circulaire

Dans le cas d'une fondation circulaire souple poussée à la surface d'un massif élastique semi infini, Ahlvin et Ulery(1962) ont montre que le tassement d'un point se trouvent sur l'axe verticale de la fondation ( $r' = 0$ ) est donne pour  $\alpha = Z/R$  par [12] :

$$I = \frac{2 \cdot q \cdot R(1 - \nu^2)}{E} \left( \sqrt{\alpha^2 + 1} - \alpha \right) \left( 1 + \frac{\alpha}{2(1 - \nu)\sqrt{\alpha^2 + 1}} \right) \quad (1.32)$$

Dans le cas d'une fondation rigide, le tassement est donné par,[12] :

$$s_{ib} = \frac{2 \cdot q \cdot R(1 - \nu^2)}{E} \quad (1.33)$$

Si le massif est constitue d'une couche d'épaisseur H, Milovitch(1970) à montre que le tassement d'un point de la surface, distant de r de l'axe vertical d'une fondation souple est donne par [12] :

$$s_i(r) = \frac{2 \cdot q \cdot R}{E} I_w \quad (1.34)$$

$I_w$  est à déterminer du tableau 1.12

Tableau1.11 : valeurs d' $I_w$ [12]

Valeurs d' $I_w$ pour $\nu = 0,3$							
$r/R$		0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	10
$H/2R$	0,5	0,397	0,392	0,379	0,351	0,301	0,173
	1,0	0,613	0,604	0,578	0,531	0,456	0,305
	2,0	0,757	0,745	0,717	0,665	0,584	0,423
	3,0	0,803	0,793	0,764	0,711	0,629	0469
Valeurs de $I_w$ pour $\nu = 0,45$							
$H/2R$	0,5	0,278	0,275	0,268	0,249	0,212	0,109
	1,0	0,488	0,482	0,461	0,422	0,361	0,229
	2,0	0,632	0,626	0,601	0,557	0,488	0,347
	3,0	0,680	0,673	0,649	0,604	0,535	0,393

Tableau 1.12 : valeurs de  $P_H$  en fonction de  $\beta=2H/B$  et  $\nu$  [12].

Valeurs de $P_H$ pour $\nu = 0,3 \beta = 2H/B$								
$L/B$	1	2	3	4	5	10	$\infty$	
$\beta$	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,2	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037
	0,4	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076	0,076
	0,6	0,121	0,118	0,117	0,117	0,117	0,117	0,117
	0,8	0,136	0,160	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159
	1,0	0,202	0,199	0,197	0,197	0,196	0,196	0,195
	1,2	0,236	0,239	0,237	0,237	0,237	0,236	0,234
	1,4	0,266	0,274	0,272	0,272	0,272	0,270	0,267
	2,0	0,328	0,364	0,362	0,362	0,360	0,360	0,356
	3,0	0,384	0,456	0,468	0,469	0,465	0,463	0,462
	4,0	0,416	0,511	0,542	0,550	0,551	0,545	0,544
	5,0	0,435	0,550	0,590	0,605	0,615	0,610	0,605
	10	0,470	0,620	0,700	0,750	0,780	0,810	0,804
	20	0,490	0,660	0,760	0,820	0,870	0,980	1,005
$\infty$	0,511	0,697	0,812	0,894	0,957	1,158	$\infty$	
Valeurs de $P_H$ pour $\nu = 0,5 \beta = 2H/B$								
$\beta$	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,2	0,015	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,4	0,039	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009
	0,6		0,029	0,027	0,025	0,025	0,025	0,025
	0,8	0,700	0,540	0,049	0,048	0,047	0,047	0,047
	1,0	0,106	0,084	0,077	0,076	0,074	0,074	0,072
	1,2	0,138	0,116	0,106	0,102	0,102	0,100	0,098
	1,4	0,166	0,146	0,135	0,129	0,128	0,126	0,123
	2,0	0,288	0,288	0,212	0,204	0,198	0,194	0,190
	3,0	0,286	0,320	0,314	0,304	0,296	0,284	0,274
	4,0	0,320	0,376	0,384	0,376	0,370	0,350	0,342
	5,0	0,340	0,415	0,435	0,435	0,430	0,405	0,395
	10	0,380	0,500	0,560	0,600	0,620	0,600	0,556
	20	0,400	0,535	0,615	0,670	0,705	0,780	0,712
$\infty$	0,421	0,575	0,669	0,737	0,789	0,954	$\infty$	

Tableau 1.13 : valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $v$  et  $H/B$  [12].

Valeurs de $P_{Hm}$ pour $v = 0,3$								
$L/B$	1	2	3	4	5	10	$\infty$	
$H/B$	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,2	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075
	0,4	0,271	0,280	0,283	0,285	0,286	0,287	0,284
	0,6	0,376	0,399	0,406	0,409	0,412	0,416	0,413
	0,8	0,457	0,498	0,511	0,518	0,521	0,529	0,525
	1,0	0,519	0,581	0,601	0,610	0,616	0,628	0,624
	1,2	0,567	0,650	0,676	0,690	0,697	0,713	0,711
	1,4	0,604	0,706	0,740	0,757	0,768	0,788	0,791
	2,0	0,678	0,828	0,886	0,914	0,930	0,964	0,982
	3,0	0,741	0,939	1,031	1,079	1,108	1,164	1,206
	4,0	0,770	1,001	1,115	1,180	1,221	1,301	1,370
	5,0	0,785	1,040	1,165	1,245	1,295	1,400	1,498
	10	0,830	1,110	1,280	1,390	1,470	1,650	1,894
	20	0,840	1,145	1,340	1,485	1,585	1,870	2,293
$\infty$	0,861	1,183	1,390	1,542	1,662	2,044	$\infty$	
Valeurs de $P_{Hm}$ pour $v=0,5$								
$H/B$	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,2	0,046	0,037	0,034	0,0320	0,031	0,028	0,026
	0,4	0,133	0,117	0,110	0,106	0,104	0,098	0,090
	0,6	0,219	0,204	0,196	0,192	0,189	0,182	0,167
	0,8	0,239	0,288	0,280	0,275	0,272	0,265	0,248
	1,0	0,354	0,362	0,356	0,352	0,350	0,344	0,320
	1,2	0,402	0,426	0,424	0,421	0,418	0,412	0,386
	1,4	0,441	0,481	0,485	0,482	0,481	0,475	0,449
	2,0	0,518	0,604	0,624	0,630	0,632	0,630	0,597
	3,0	0,586	0,722	0,773	0,793	0,803	0,814	0,778
	4,0	0,622	0,789	0,864	0,899	0,918	0,945	0,914
	5,0	0,645	0,830	0,925	0,975	1,000	1,045	1,021
	10	0,675	0,890	1,015	1,085	1,140	1,265	1,346
	20	0,690	0,935	1,075	1,175	1,250	1,455	1,674
$\infty$	0,710	0,975	1,145	1,271	1,370	1,685	$\infty$	

Si la fondation est rigide, le tassement instantané en surface est donné selon Poulos (1968), [12] comme suit:

$$s_i(r) = \frac{2 \cdot q \cdot R}{E} \eta \quad (1.35)$$

$\eta$  est donné par le tableau 1.14.

Tableau 1.14 : Valeurs de  $\eta$

$H/R$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,5	5	$\infty$
$\eta(\nu = 0,2)$	0,16	0,32	0,44	0,56	0,67	1,07	1,29	1,50
$\eta(\nu = 0,5)$	0,03	0,08	0,17	0,26	0,34	0,71	0,93	1,2

Selon Giroud, pour un massif reposant sur un substratum et ayant une épaisseur plus grande que  $6R$ , dans les calculs des contraintes ou du tassement instantané, on peut négliger la présence du substratum et considérer le sol de profondeur infinie.

#### 1.6.1.2. Tassement de consolidation primaire :

Le tassement de consolidation généralement basé sur les résultats de compressibilité œdométrique. La méthode d'intégration du tassement par tranches est souvent utilisée, son principal avantage est qu'elle n'exige pas la connaissance du module d'Young du sol, grandeur d'ailleurs difficilement déterminée en pratique.

A la profondeur  $Z_i$  sous la semelle, la contrainte verticale est donnée par la valeur  $\sigma'_{vi}$ . La courbe œdométrique du sol considéré (figure 1.14) permet de déduire les indices des vides  $e_0$  et  $e_f$  correspondants [16], [20].

La variation d'indice des vides est donnée  $\Delta e = e_0 - e_f$ . Le tassement  $\Delta S$  de la couche d'épaisseur  $H_i$  est donné par [16], [17] :

$$\Delta s = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1.36)$$

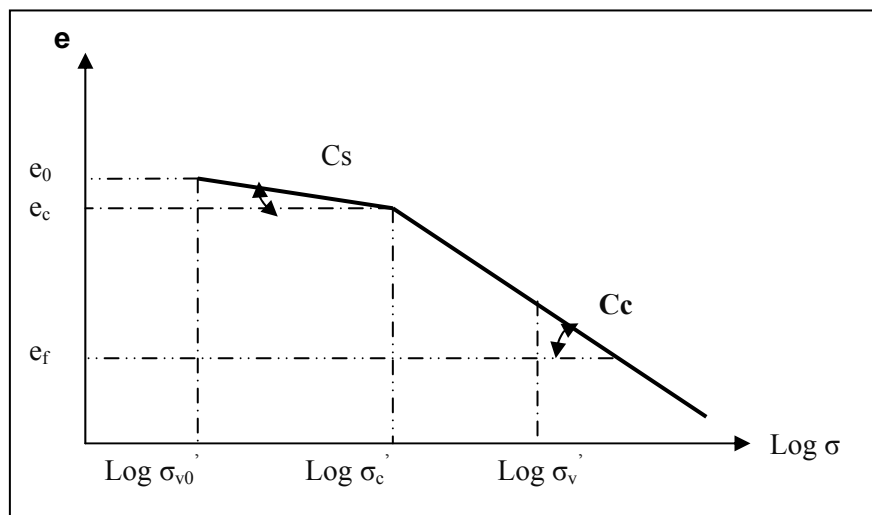


Figure 1.14 : Courbe œdometrique du sol considéré

D'après le courbe œdometrique il ya 03 conditions à vérifier selon le comportement du sol qui a étudié, les conditions sont donnée comme suit [12], [16] et [20] :

Pour un sol sur consolidé  $\sigma'_v > \sigma'_c$ :

$$s = \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) + \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1.37)$$

Pour un sol normalement consolidé  $\sigma'_v = \sigma'_c$  :

$$s = \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \quad (1.38)$$

Pour un sol sous consolidé  $\sigma'_v < \sigma'_c$  :

$$s = \frac{H_i}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1.39)$$

Lorsque le sol est un multicouches, le tassement de consolidation sera la somme des tassements de chaque couche.

Correction de tassement de consolidation primaire :

Le tassement est obtenu par sommation des tassements  $\Delta s$  des tranches horizontales depuis la cote 0 sous la semelle jusqu'à une profondeur telle que l'accroissement des contraintes

devienne négligeable. Le tassement calculé est dit œdométrique car il correspond à des déformations horizontales nulles du sol. Ce cas se rencontre dans les fondations de dimensions très grandes devant l'épaisseur de la couche du sol argileux, tel qu'un radier fonde sur une couche argileuse mince surmontant un substratum, ou une semelle continue ayant  $B/H$  très grand (figure 1.15). Par contre, si le rapport  $B/H$  est faible, les déformations latérales sont non négligeables et influencent considérablement le tassement. L. Bjerrum & A. Skempton [1], [3] et [5], ont traduit ces observations par :

$$s_c = \mu s_c^{oed} \quad (1.40)$$

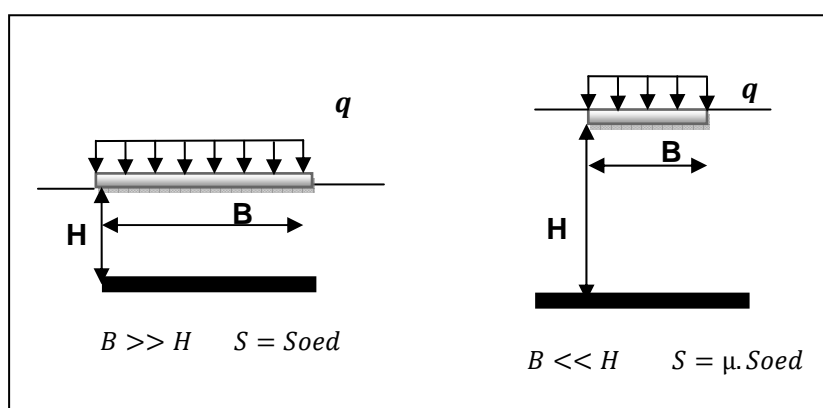


Figure 1.15 : influence du rapport  $B/H$  sur le tassement d'une fondation

La figure 1.16 donne directement la valeur du facteur de correction  $\mu$  en fonction du coefficient  $A$ , pour des semelles continue et circulaire.

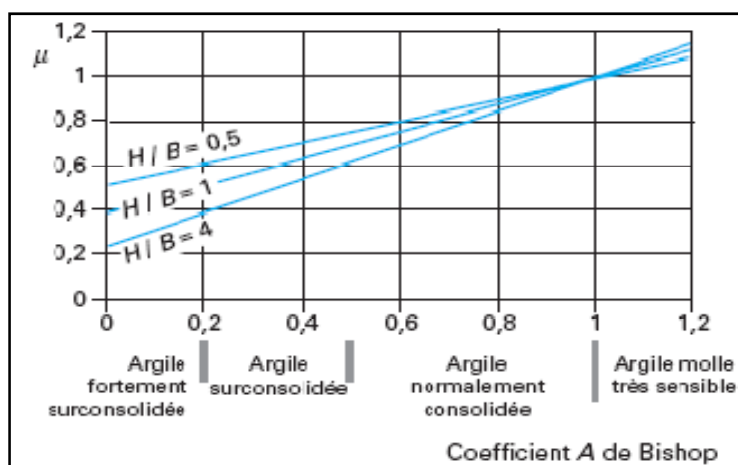


Figure 1.16 : Facteur correcteur  $\mu$  en fonction de  $A$  pour tenir compte des déformations latérales [1] et [18]



En absence de mesure du coefficient A, SKempton recommande les marges suivantes pour les matériaux argileux, dans le tableau 1.15

Tableau 1.15 : Marges recommandées du coefficient A de SKempton [5]

Sol	Marge de A
Argile molle	$A > 1.00$
Argile normalement consolidée	0,50-1.00
Argile sur consolidée	0,25-0,50
Argile sableuse fortement sur consolidée	0,00-0,25

A est le coefficient de pression interstitielle (coefficient de SKempton), avec mesurer a partir d'un essai triaxial non draine avec mesure de pression interstitielle.

### 1.6.1.3. Évaluation du tassement de consolidation secondaire :

Le tassement de compression secondaire correspond à une déformation du sol alors, que la surpression interstitielle est redevenue nulle (figure 1.13). On attribue cette déformation à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique et à la réorientation de la structure granulaire.

En (1981) Baghery & Magnanest recommandé pour estimer le tassement de fluage .cette méthode suppose que le tassement soit unidimensionnel (la déformation horizontale est nulle) et que la consolidation primaire et secondaire sont séparées. Le tassement de fluage est évalué comme suit [5], [20] :

$$s_f = H_0 \max(f_1(t), f_2(t)) \quad (1.41)$$

$$f_1(t) = \frac{C_f}{4 \cdot (1 + e_0)} \log(t) \quad (1.42)$$

$$f_2(t) = \frac{5C_f}{2 \cdot (1 + e_0)} \log(t) - \frac{3C_f}{2 \cdot (1 + e_0)} \log(t_{100\%}) \quad (1.43)$$

$$\text{avec } C_f = \Delta e / H_0 \cdot \Delta \log(t) = C_\alpha (1 + e_0) \text{ et } C_f = \Delta s / H_0 \cdot \Delta \log(t)$$

$C_f$  est l'indice de fluage. C'est la pente de la courbe  $e$ - $\log(t)$  (figure 1.17), tendant généralement vers une droite pour  $t \gg t_{100\%}$ . [20]

$H_0$  est la distance de drainage. Le temps  $t$  est compte du début de chargement du massif (en minutes).  $t_{100\%}$  est, selon les auteurs de la méthode, le temps de fin de consolidation primaire.

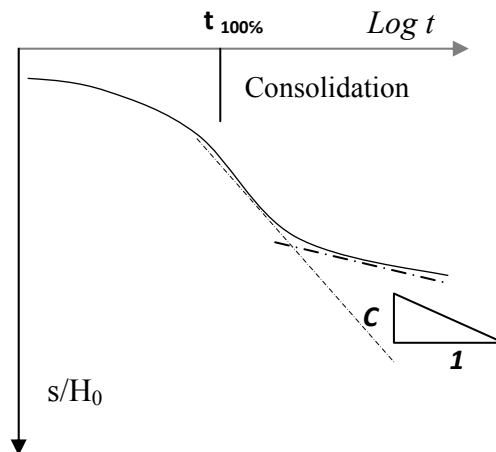


Figure 1.17 : Courbe de fluage œdométrique

### 1.6.2. Le tassement différentiel

Vis-à-vis des structures que porte le sol, l'amplitude absolue des tassements n'a en général qu'une importance secondaire : les efforts induits par les tassements dans les bâtiments et les structures des ouvrages de génie civil dépendent de la différence des tassements entre les points de la structure. Cette différence entre les tassements de deux points A et B est appelée tassement différentiel :

$$s_{AB} = S_A - S_B \quad (1.45)$$

D'autres paramètres caractéristiques des tassements différentiels des structures sont aussi utilisés pour déterminer les déformations admissibles en fonction du type des constructions et ouvrages : distorsion angulaire  $\omega$ , déflexion relative  $\Delta$ , indice de courbure  $I_\Delta$  (figure 1.18), [1].

Avec  $s_A$  tassement du point A de la structure ;

$\omega = s_A - s_B / I_{AB}$  Distorsion angulaire ;

$I_{AB}$  la distance entre A et B ;

$\Delta_{CD}$  Déflexion relative entre C et D ;

$I_\Delta = \Delta_{CD} / I_{CD}$  Indice de courbe ;

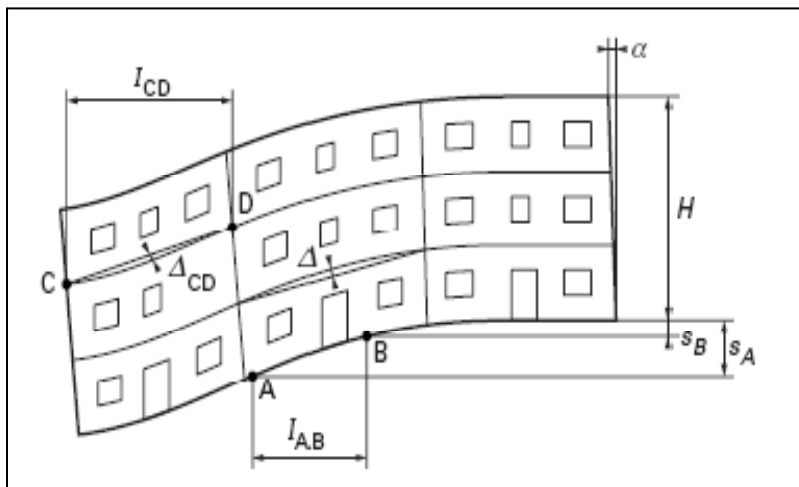


Figure 1.18 : Déformations caractéristiques des bâtiments soumis à des mouvements du sol  
[1], [3]

Origine des tassements différentiels :

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

Origine liée au chargement :

- inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre,
- répartition non uniforme des charges sous un appui,
- aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre ;

Origine liée aux appuis :

- géométrie des appuis (dimensions, profondeur),
- rigidité des appuis ;

Origine liée au site :

- variations des caractéristiques géométriques des couches (épaisseur, notamment),
- variations ou hétérogénéité des propriétés des sols.

La distorsion angulaire  $\omega$ , égale au tassement différentiel de deux points divisé par leur distance horizontale, est souvent utilisée pour décrire les tassements différentiels admissibles pour les structures d'ouvrages et de bâtiment.

À titre indicatif, on trouvera dans le tableau 1.17 quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles.

Tableau 1.16 : Quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles [1]

Distorsion angulaire $\omega$	Commentaires
Ouvrages d'art courants, à poutres continues, de 14 à 15 m de portée :	
$\omega = 1/350$ à $1/250$	Ouvrages en béton armé.
$\omega = 1/200$ à $1/150$	Ouvrages en béton précontraint.
$\omega = 1/200$	Ouvrages en métal.
Bâtiments	
$\omega > 1/750$	Le fonctionnement des mécanismes sensibles aux tassements est perturbé.
$\omega > 1/600$	Des désordres apparaissent dans les structures aux entretoises.
$\omega > 1/500$	Des fissures apparaissent.
$\omega > 1/300$	Les premières fissures dans les murs panneaux peuvent apparaître ; des difficultés sont possibles avec les ponts roulants.
$\omega > 1/250$	L'inclinaison des constructions hautes et rigides peut devenir visible.
$\omega > 1/150$	Des fissurations considérables peuvent apparaître dans les panneaux et les murs en briques : des dommages structuraux sont à craindre pour tous les bâtiments.

### 1.6.3. Tassements admissibles

La plupart des règles empiriques concernant les tassements admissibles ont été établis dans les années 1955-1975, notamment pour les bâtiments.

Ces règles sont résumées dans le tableau 1.17 qui donne des déformations limites admissibles, pour les bâtiments à ossature et les murs porteurs armés, d'une part, et pour les murs porteurs non armés, d'autre part. Ces limites portent respectivement sur la rotation relative  $\beta$  et sur la déflexion relative  $\Delta/L$ . Ces grandeurs sont définies sur la figure 1.19.

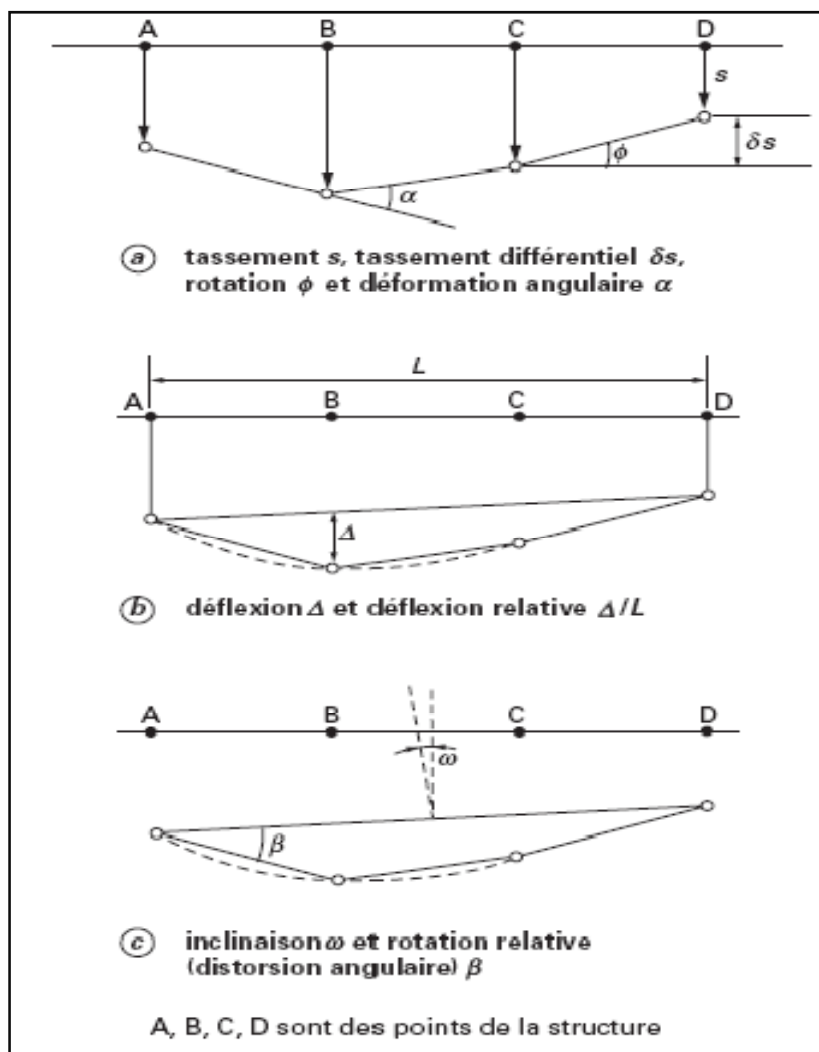


Figure 1.19 : Définitions de déformations de bâtiments [1] et [3]

Tableau 1.17 : Synthèse des déformations admissibles [1] et [3]

Bâtiments à ossature et murs porteurs armés. Valeurs admissibles de la rotation relative (distorsion angulaire) $\beta$				
	Skempton et MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Dommages structurels.	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissures dans les murs et cloisons.	1/300 (mais 1/500 recommandé)	1/500	1/500 (0,7/1000 à 1/1000 pour baies extrêmes)	1/500
Murs porteurs non armés. Valeurs admissibles de la déflexion relative $\Delta/L$ pour l'apparition de fissures visibles				
	Meyerhof (1956)	Polshin et Tokar (1957)		Burland et Wroth (1975),
Déformations en $U$ (concaves vers le haut)	1/2500	L/H < 3 ; de 1/3500 à 1/2500 L/H > 5 ; de 1/2000 à 1/1500		1/2500 pour L/H = 1 1/1250 pour L/H = 5
Déformations en $\cap$ (concaves vers le bas)				1/5000 pour L/H = 1 1/2500 pour L/H = 5

### 1.7. Interférence entre les fondations

Plusieurs chercheurs ont travaillé sur l'interférence des fondations superficielles sous les effets du chargement vertical. Mandel(1963) a effectué une étude concernant une rangée de semelles de fondations parallèles, liées entre elles, de telle sorte que chacune d'elles reçoit un déplacement de translation vertical, mais pas de déplacement horizontal [21].

Dans cette étude l'espacement entre semelles est quelconque, de même que leurs largeurs. Il suffira d'examiner le cas d'une semelle de largeur  $B$  séparée des semelles voisines par les distances  $C1$  et  $C2$  (voir figure1.20). Le problème posé est celui de la variation de la capacité portante de cette semelle lorsque  $C1$  et  $C2$  diminuent [21].

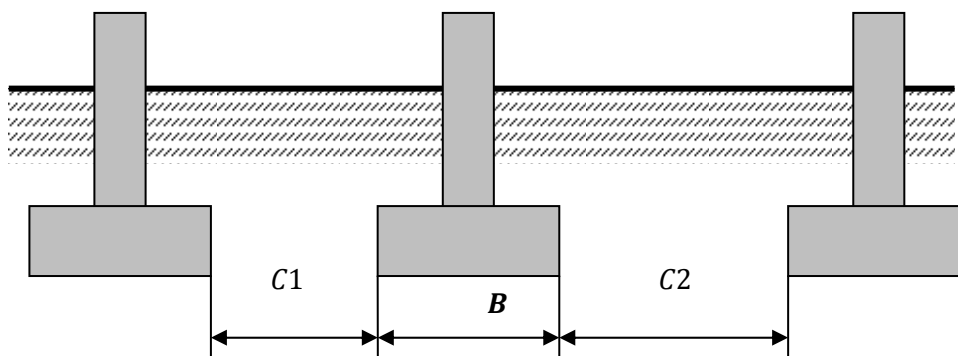


Figure 1.20 : schéma de semelles continues en interférence

La charge limite pour une semelle continue selon Terzaghi est donnée par la formule suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma + C N_c + q N_q \quad (1.46)$$

Avec :

$q = \gamma \cdot D$  : est la surcharge due à la profondeur,

La formule 1.46 demeure valable tant que les rapports  $C_1/B$ ,  $C_2/B$ , restent suffisamment élevés. Pour des valeurs plus faibles de ces rapports, la force portante augmente. Le calcul de la charge limite suit le même procédé de superposition, mais les valeurs de  $N_q, N_c, N_\gamma$  sont remplacés par :  $N'_q = \xi N_q, N'_c = F N_c, N'_\gamma = G N_\gamma \cdot \xi$  et  $F$  sont liés (Mandel, 1963) par  $\xi - 1 = (F - 1) \cdot (1 - \frac{1}{N_q})$ .  $G$  est le facteur de majoration du terme de pesanteur ;

$F$  est le facteur de majoration du terme de cohésion ;

#### Condition d'interférence :

Nous distinguerons le cas d'une semelle rugueuse de celui d'une semelle lisse. Pour une semelle rugueuse isolée, le mécanisme de rupture est celui qu'ont étudié Lundgren et Mortensen (1953). En l'absence de pesanteur on a le schéma classique de Prandtl, dans lequel la terre est refoulée à droite et à gauche par un coin d'angle  $(\pi/2 - \varphi)$  qui est solidaire à la fondation. Dans le cas d'une terre pulvérulente / pesante, non chargée à la surface, le coin est limité par des lignes de glissement courbes qui ne partent pas des bords de la semelle, la terre

glissant sous la semelle au voisinage des bords (figure 1.21). Les longueurs des deux zones soulevées à la surface libre sont  $\lambda B$ , avec  $\lambda = \sqrt{N_q}$

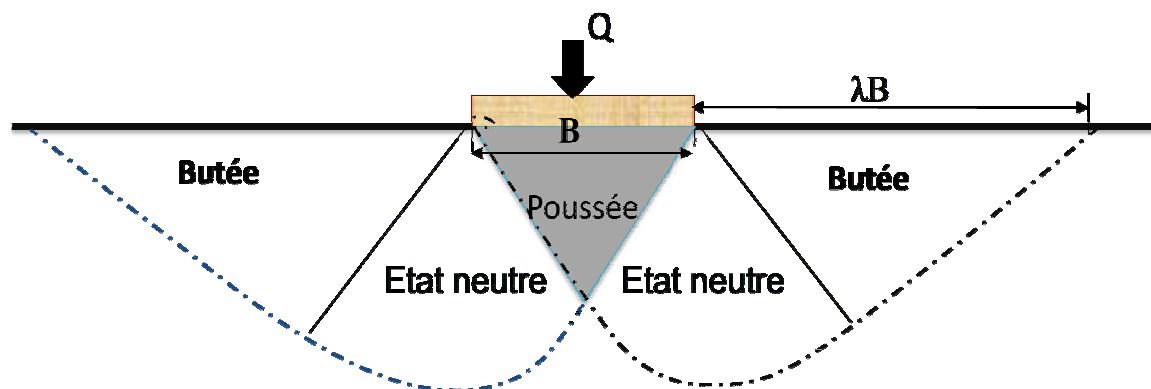


Figure 1.21 : Mécanisme de rupture pour une semelle rugueuse

Ce mécanisme de rupture demeure valable tant que les lignes de glissement qui limitent la zone plastique ne rencontrent pas les semelles voisines c'est à dire tant que  $C_1$  et  $C_2$  restent supérieurs à  $\lambda B$ . En introduisant les variables sans dimensions [21] :

$$\begin{cases} u = \frac{C_1}{\lambda B} \\ v = \frac{C_2}{\lambda B} \end{cases} \quad (1.47)$$

La condition d'interférence pour une semelle rugueuse est donc :

$$u \text{ ou } v < 1 \quad (1.48)$$

Pour une semelle lisse. Le mécanisme de rupture est une généralisation de celui qu'a proposé Hill(1950) pour les métaux. De part et d'autre d'un point I de la base (figure 1. 22) la rupture se fait vers la droite ou vers la gauche.



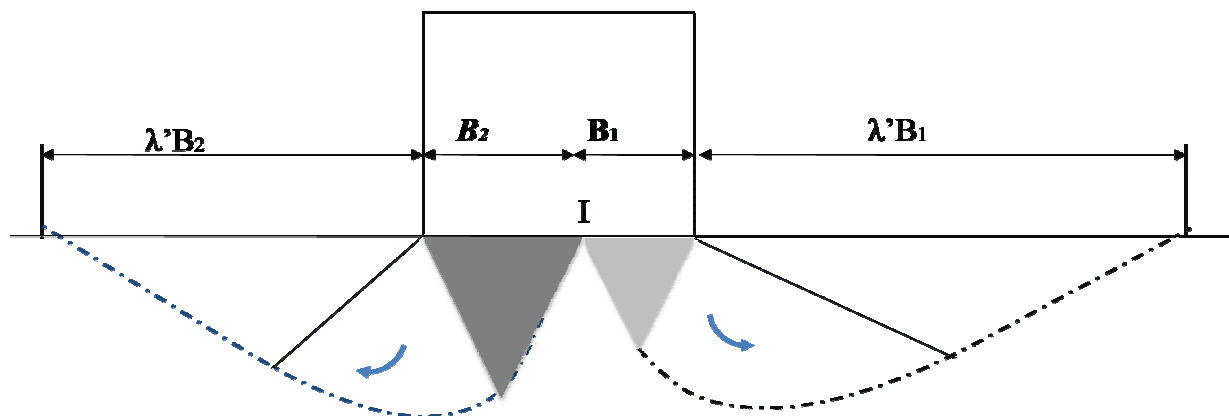


Figure 1.22 : Mécanisme de rupture pour une semelle lisse isolée, Hill(1950)

Si  $B_1$  et  $B_2$  désignent des deux segments interceptés par le point  $I$  sur la base, les longueurs des deux zones soulevées à la surface libre sont  $\lambda'B_1$  et  $\lambda'B_2$ . En l'absence de la pesanteur,  $\lambda' = \sqrt{N_q} = \lambda$ . Dans le cas d'un sol pulvérulent pesant non chargée à la surface  $\lambda' = 1.87$  pour  $\varphi=30^\circ$  (sokolovsky, 1960), [21].

Dans le cas d'un sol non pesant, la position du point  $I$  sur la base reste arbitraire. Il y a infinité de modes de rupture possibles, correspondent à une même valeur de la force portante et à une même valeur de  $\lambda B$  de la somme des longueurs des deux zones. Il en résulte que, tant que  $C_1 + C_2$  reste supérieur à  $\lambda B$ , on peut trouver un mode d'écoulement, c'est-à-dire un point  $I$  tel que les lignes de glissement qui en sont issues ne rencontrent pas les semelles voisines. La condition d'interférence est donc dans ce cas [21] :

$$u + v < 1 \quad (1.49)$$

Il n'en est plus de même dans le cas d'un sol pesant. La force portante est alors minimale lorsque  $B_1 = B_2$ . De plus si  $B_1$  est différent de  $B_2$ , il y aurait une discontinuité de la contrainte majeure en  $I$ . On est donc conduit à prendre  $I$  au milieu de la base la condition d'interférence est alors

$$u \text{ ou } v < \frac{1}{2} \quad (1.50)$$

Dans le cas où  $u = v$  ( $C_1 = C_2$ ) les conditions (1.49) et (1.50) sont les mêmes. De plus, en les comparant à (1.43), on voit que l'espacement limite à partir duquel il y a interférence est, pour une semelle lisse, la moitié de l'espacement limite pour une semelle rugueuse.

Facteur de majoration F du terme cohésion :

Pour une semelle lisse,  $F$  ne dépend que de  $u + v$ . ces valeurs pour des angles de frottement  $\varphi = 0, 15, 30, 45$  sont données par les courbes de la figure 1.23. Pour une semelle rugueuse,  $u$  et  $v$  sont composés de 4 régions ; la région  $u \geq 1$  et  $v \geq 1$  est la région de non-interférence ( $F = 1$ ). Elle est bornée par 2 régions où  $F$  ne dépend que de l'une des 2 variables  $u$  et  $v$ . Dans la quatrième région,  $F$  est fonction de 2 variables. Les courbes  $f(u, v)$  constante étant évidemment symétriques par rapport à la droite  $v = u$ , il suffit d'en tracer la partie  $v > u$  ou  $u > v$ . Ceci permet de réunir sur la figure 1.24 les courbes relatives à  $\varphi = 0^\circ$  et  $\varphi = 15^\circ$ . et sur la figure 1.25 les courbes relatives à  $\varphi = 30^\circ$  et  $\varphi = 45^\circ$ .

Sur les mêmes figures il a été reporté, entre parenthèses, les valeurs absolues du rapport [21] :

$$\rho = X / (cB + Q \tan \varphi) \quad (1.51)$$

$X$  Désignant la force horizontale qui s'exerce sur la semelle et tend à la déplacer vers la plus grande des deux surfaces libres  $C_1$  et  $C_2$ .

$Q$  est la force verticale limite par unité de longueur.

Ce rapport, compris entre -1 et +1 (Mandal, 1963), est égalé à 0 pour  $u = v, a - 1$ , pour  $v = 0, a + 1$  pour  $u = 0$

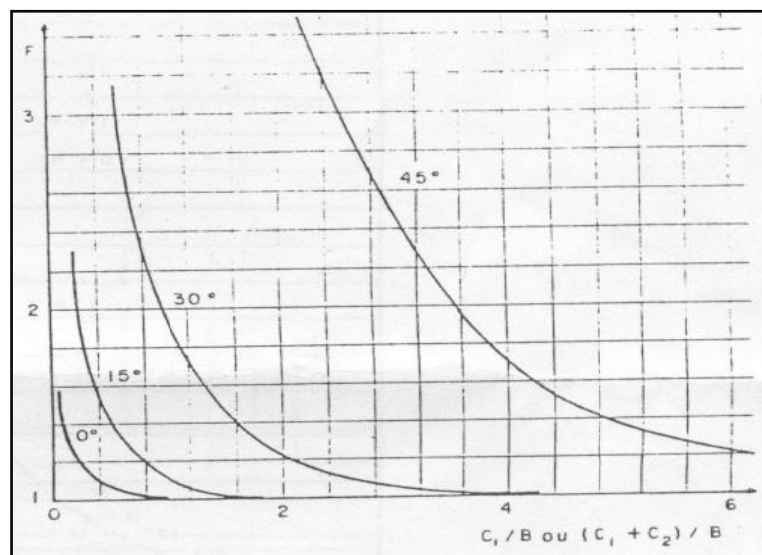


Figure 1.23 : Facteurs de majoration  $F$  pour 4 valeurs de l'angle  $\varphi$  [21]

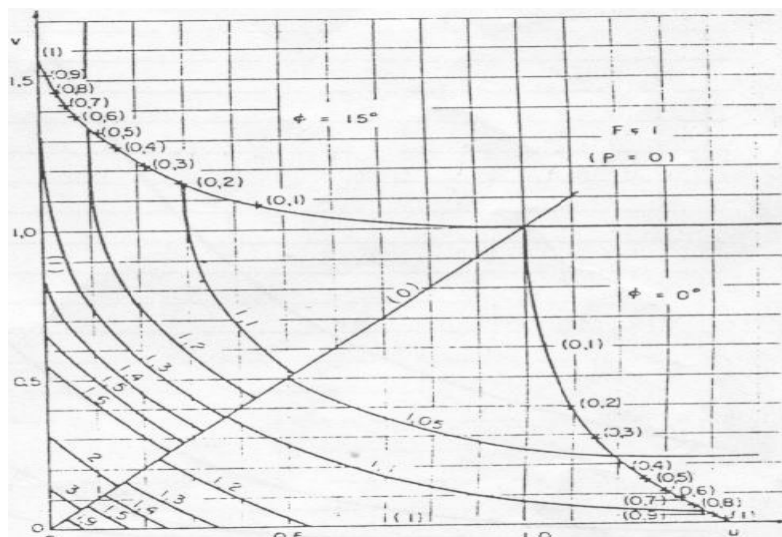


Figure 1.24 : Facteur de majoration  $F$  et coefficient de force tangentielle  $p$ . (entre parenthèses) pour  $\phi = 0^\circ$  et  $15^\circ$ , [21].

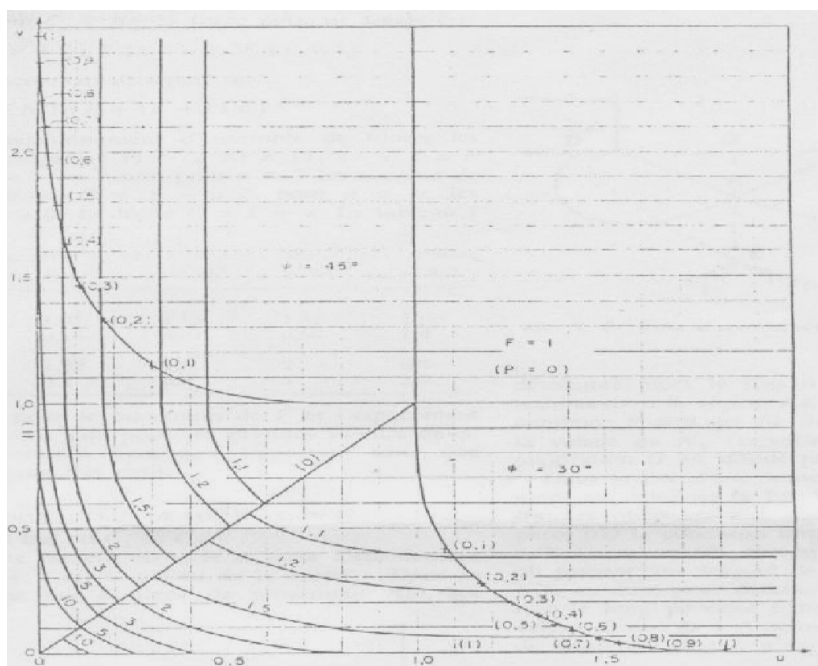


Figure 1.25 : Facteur de majoration de force tangentielle  $p$ . (entre parenthèses) pour  $\phi = 30^\circ$  et  $45^\circ$  [21]

### Facteur de majoration $G$

Les valeurs du facteur de majoration  $G$  en fonction de  $C/B$  pour ( $C_1 = C_2$ ) sont reportées sur la figure 1.26, selon Mandel 1963, pour  $\phi = 0$ ,  $N'\gamma = G.N_\gamma = 0$ . [21]

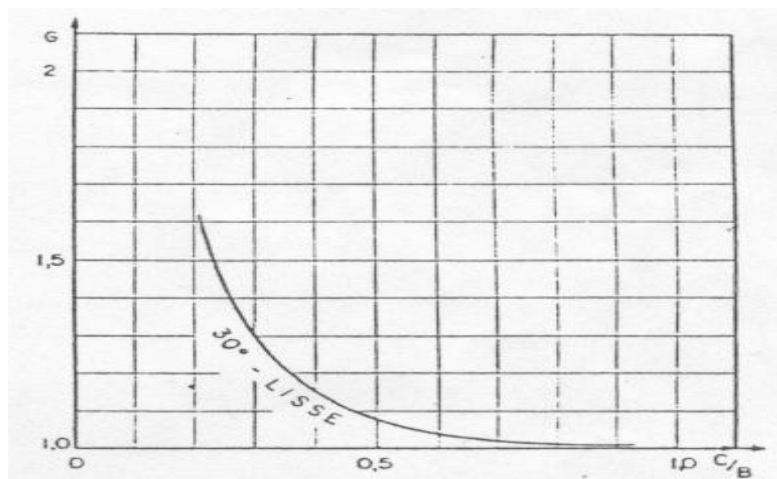


Figure 1.26 : Facteur de majoration  $G$  (Mandel, 1963) lorsque  $C_1 = C_2$

Stuart (1962) a traité 4 conditions de l'interférence de deux fondations adjacentes reposant sur un sol granulaire. Le problème posé est la détermination de la capacité portante de cette semelle lorsque la distance entre les centres des deux semelles diminue. Le mécanisme de rupture sous la base des fondations qui a été proposé par Stuart est le même mécanisme de rupture que celui de Terzaghi. Ces conditions sont les suivantes [11] et [22] :

- Si la distance entre les deux centres des fondations  $X > X_1$  (figure 1.27), le chevauchement des surfaces de rupture sous la base n'existe pas et la capacité portante est déterminée par l'équation de Terzaghi.

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma + C N_c + q N_q \quad (1.52)$$

Avec :

$C = 0$  Donc  $C N_c = 0$  (sol granulaire) ;

$q = \gamma D$  ;

$N_c$  et  $N_\gamma$  sont des facteurs de capacité portante de Terzaghi ;

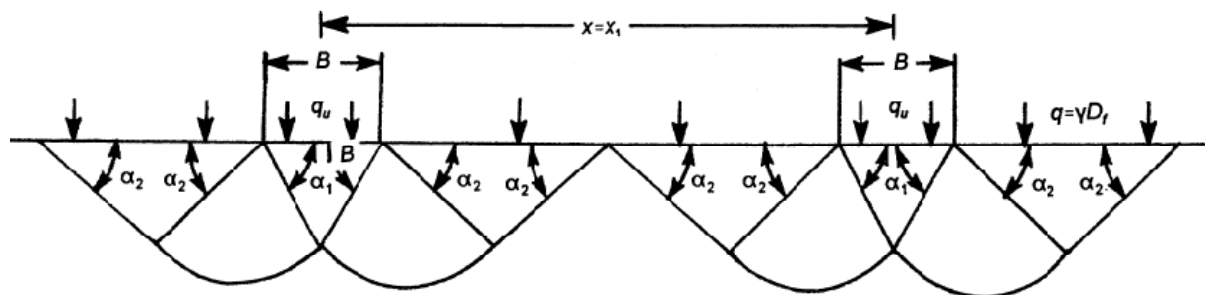


Figure 1.27 : Mécanisme de rupture pour  $x > x_1$

- Si l'espacement entre les deux centres de deux fondations est  $x = x_2 < x_1$  figure (1.28), les zones passives de Rankine sont recouvrant juste et la capacité portante donnée par l'équation (1.52), Cependant la charge ultime est modifiée par rapport à celle d'une fondation seule.

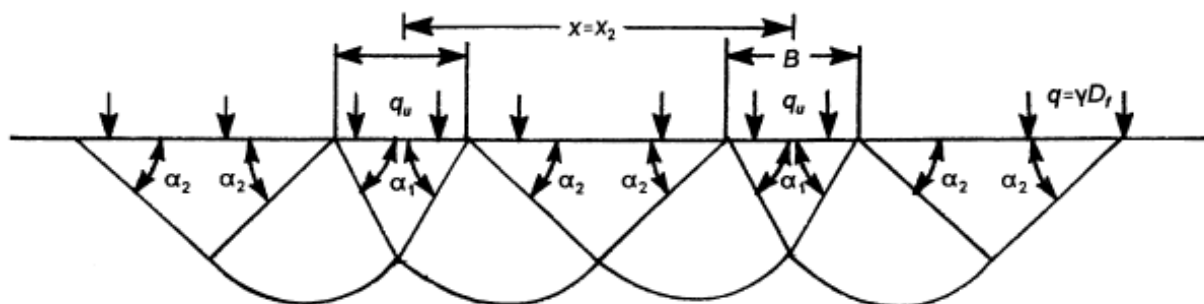


Figure 1.28 : schéma d'écoulement pour  $x = x_2 < x_1$

- Si l'espacement entre les centres de deux fondations continues est  $x = x_3 < x_2$ , il se forme un prisme triangulaire d'un angle de  $(\pi - 2\varphi)$  entre les points  $d_1$  et  $d_2$  (figure 1.29). L'arc de spirale logarithmique  $d_1g_1$  et  $d_1e$ , chacun peut être tangent à un autre point  $d_1$ . Identiquement, l'arc de spirale logarithmique  $d_2g_2$  et  $d_2e$  chacun peut être tangent à autre point  $d_2$ . La capacité portante dans ce cas donnée par l'équation (1.48) avec  $C = 0$ .

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma \xi_\gamma + q N_q \xi_\gamma \quad (1.53)$$

$\xi_q$  et  $\xi_\gamma$  sont les facteurs d'interférence de semelles.

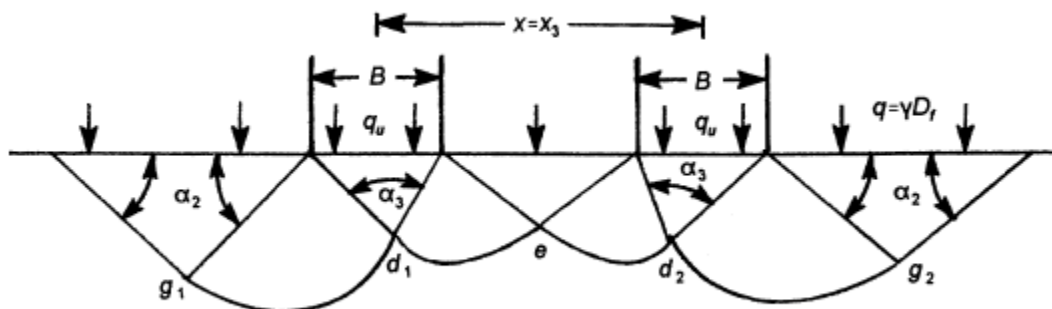


Figure 1.29 : Mécanisme de rupture pour  $x = x_1 < x_2$

Les facteurs d'interférence (Stuart, 1963) en fonction de  $(x/B)$  et l'angle de frottement du sol sont donnés par des figures 1.30 et 1.31 [11]

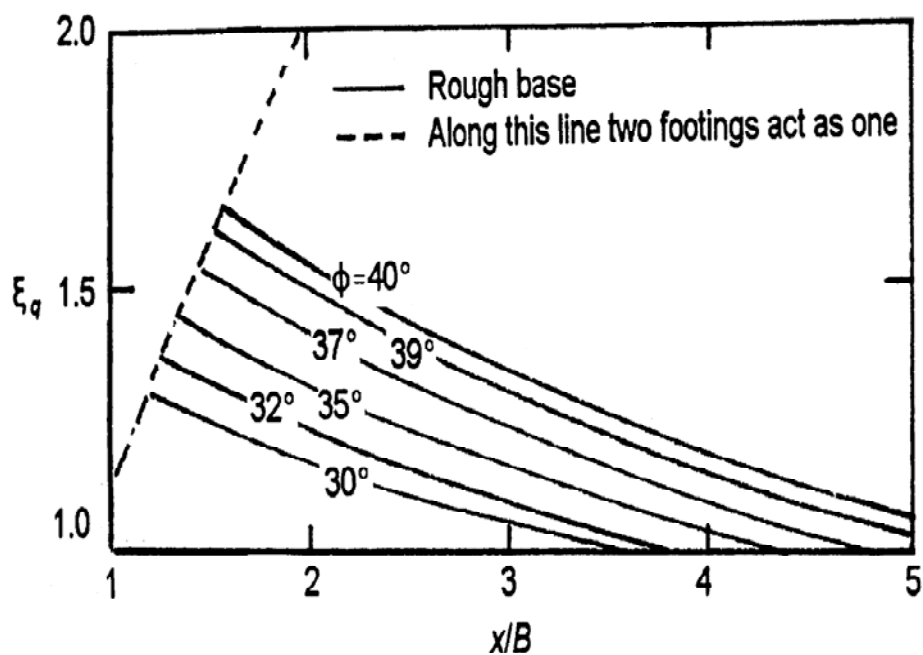


Figure 1.30 : Facteur d'interférence  $\xi_q$  en fonction du rapport  $(x/B)$  et l'angle de frottement

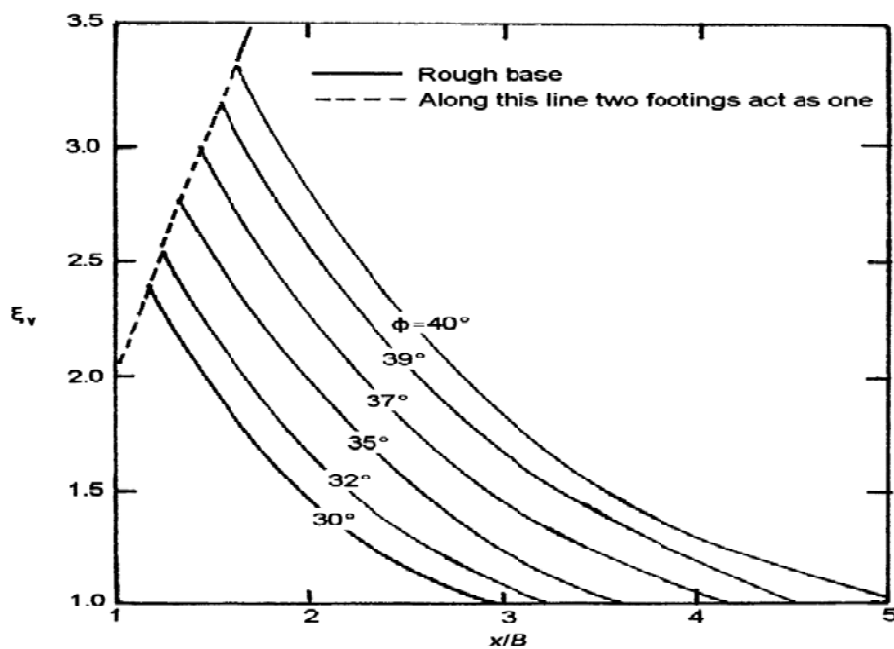


Figure 1.31 : Facteur d'interférence  $\xi_v$  en fonction de  $(x/B)$  et l'angle de frottement  $\phi$

Si l'espacement de la fondation est encore réduit tel que  $x = x_4 < x_3$  (figure 1.32), un blocage se manifeste et la paire de fondations agit comme une seule et même fondation. Le sol entre les unités individuelles forme un arc inversé qui se déplace vers le bas avec la charge appliquée sur les fondations. Quand le schéma de rupture de deux fondations a l'état de contact, la zone de voûte disparaît et le système se comporte comme une seule fondation d'une largeur égale à  $2B$ . La capacité portante ultime de cette affaire peut être donnée par l'équation (1.52).

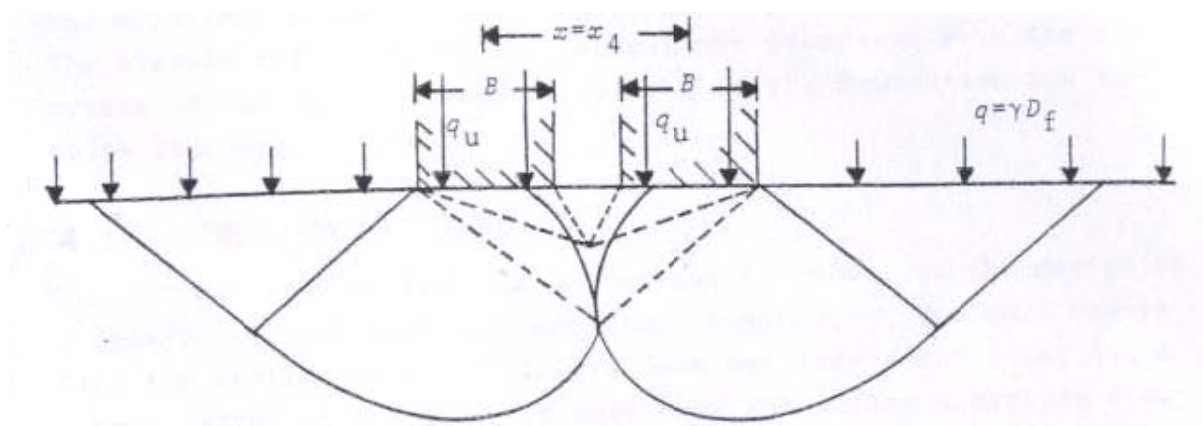


Figure 1.32 : schéma d'écoulement pour  $x = x_4 < x_3$

Das et Larbi-Cherif (1983),[11] ont mené plusieurs essais sur modèle réduits de laboratoire pour déterminer les facteurs d'interférence  $\xi_q$ ,  $\xi_\gamma$ , d'une semelle continue reposant sur une couche de sable de grande profondeur. Le sable utilisé dans le modèle d'essais a été très anguleux, et les tests ont été effectués à une densité relative d'environ 60%, L'angle de frottement  $\phi$  à cette densité était de  $39^\circ$ . Les résultats expérimentaux des facteurs d'interférence  $\xi_q$  et  $\xi_\gamma$  obtenu à partir de ces tests sont donnés sur les figures 1.33 et 1.34, [11].

Il existe de grandes variations dans les ordres de grandeur entre la théorie et les résultats expérimentaux. La figure 1.35 montre la variation 'expérimentale du tassement élastique ( $s_e / B$ ) avec ( $x / B$ ) (à la charge ultime).

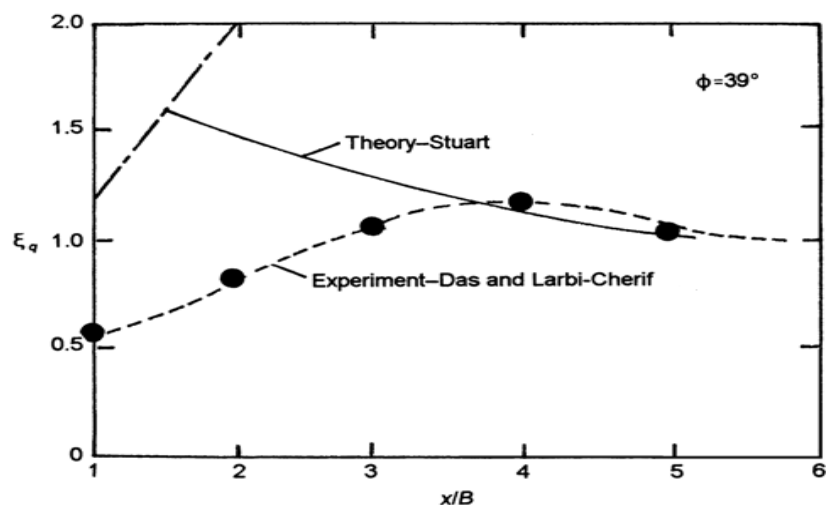


Figure 1.33 : Facteur d'interférence  $\xi_q$  (Das et L.Cherif, 1983. Stuart, 1963) en fonction de le rapport ( $X/B$ )

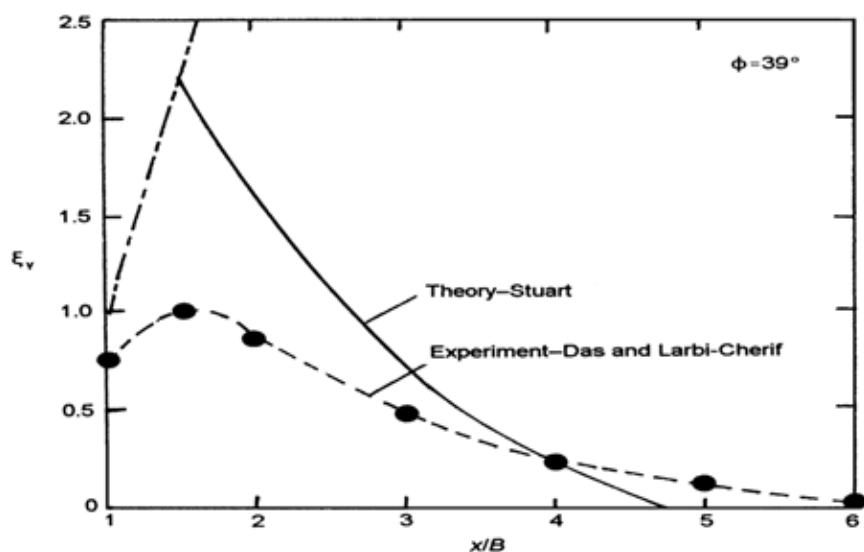


Figure 1.34 : Facteur d'interférence  $\xi_\gamma$  (Das et L.Cherif, 1983. Stuart, 1963) en fonction de le rapport ( $X/B$ )



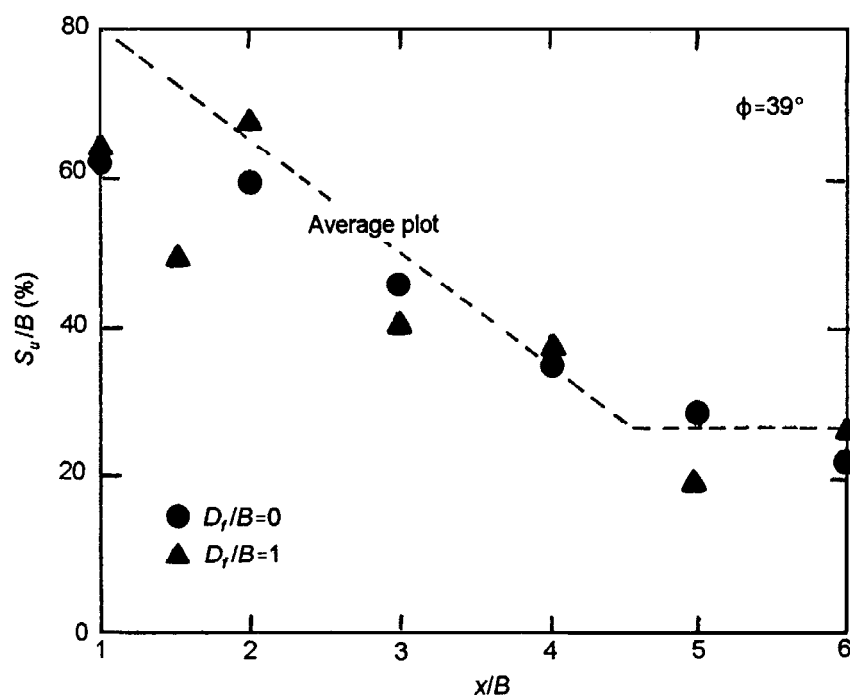


Figure 1.35 : Variation expérimental du tassement élastique ( $S_e/B$ ) avec l'espacement entre centres de deux fondations continus rugueuses

### 1.8. Conclusions :

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement  $D$  dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur  $B$  le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol.

Un projet exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble, et pour empêcher l'apparition des fissures localisées rendraient l'ouvrage inutilisable.

Pour la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation- structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles, la méthode des éléments finis présente de nombreux avantages.

A partir de différentes études qui effectuent sur l'interférence entre les fondations superficielles, la capacité portante est généralement variée en fonction de l'interférence des semelles.

Donc l'interférence entre les semelles est un facteur très important ; pour assuré la stabilité des ouvrage en génie civil (bâtiments, ponts ....ect).

## **CHAPITRE 2**

### **APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS A L'INTERACTION SOL- FONDATIONS**

#### 2.1. Introduction

La méthode des éléments finis (MEF) vu le jour en (1819)[23], quand Navier a défini une méthode d'étude des systèmes hyperstatique basée sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en (1864)[23], et Castiglione en (1878)[23], ont établi d'une façon complète les théorèmes de l'énergie de déformation, Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des d'approximation ont été établis, en effectuant une discrétisation spatiale du domaine étudié, tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. Argyris(1955) a présenté une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, L'année suivante Turner et Chough ont publié une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes [24], [25] et [26].

La méthode des éléments finis permet de prendre en compte des géométries de chargement quelconques, ainsi que le phasage des travaux avec application progressive du chargement. Elle est également bien adaptée aux situations où il est nécessaire d'étudier l'interaction entre structures voisines, c'est-à-dire où l'on a affaire à un ou plusieurs problèmes d'interaction structure-sol-structure.

Le point le plus délicat pour l'application de cette méthode à l'étude des interactions sol-structure est évidemment la définition de la loi de comportement du sol de fondation. Cette définition peut se faire soit sous la forme de caractéristiques simples (Module d'Young et Coefficient de Poisson, dans le cas où l'on adopte l'élasticité linéaire isotrope), soit sous la forme d'équations ou de modèles rhéologiques plus ou moins sophistiqués. Dans la pratique,

les règles de justification des fondations conduisent à limiter les charges appliquées et l'on est souvent dans le domaine pseudo linéaire du comportement charge-tassement, justifiable d'une modélisation du sol par un milieu continu élastique linéaire isotrope. Dès que l'on sort des faibles tassements, la description du comportement des sols devient plus complexe et les calculs aux éléments finis, tout en gardant des avantages, certains n'améliorent pas forcément les prévisions, faute de disposer de tous les paramètres nécessaires pour le calcul et faute d'étalonnage avec le comportement d'ouvrages réels [30] et [32].

La surface de contact entre le sol et la structure portée peut être représentée avec ces caractéristiques physiques les plus variées (contact parfait, lisse, frottant, décollé, etc.) [33], [34].

## 2.2. Concepts de base

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou des composantes discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

Pour résoudre un problème d'élasticité, il faut déterminer :

- Le vecteur déplacement en tout point de la structure avec 3 inconnues
- Déterminer le tenseur des déformations en tout point de la structure avec 6 inconnues ;
- Déterminer le tenseur des contraintes en tout point de la structure avec 6 inconnues ;

Les 15 équations locales à notre disposition sont [27], [28] et [29] :

- Les 3 équations d'équilibre sont :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial j} + f_i = 0 \quad \text{ou} \quad \text{div} \sigma_{ij} + f_i = 0 \quad (2.1)$$

$$i = 1, 2, 3 \quad \text{et} \quad j = 1, 2, 3$$

$f_i$  est la force volumique suivant la direction  $i$  ;

Les 6 équations liant les déplacements aux déformations (2.2),

$$\frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_i}{\partial_j} + \frac{\partial U_j}{\partial_i} \right) \quad (2.2)$$

- Les 6 équations traduisant la loi de comportement du matériau utilisé sont :

$$\sigma_{ij} = f(\varepsilon_{kl}) \quad (2.3)$$

Avec

$$k = 1.2.3 \text{ et } l = 1.2.3$$

$\varepsilon_{ij}$ : Déplacement ou déformation relatif ;

$\sigma_{ij}$  : Les contraintes ;

Les différents types des éléments finis pour un élément de structure sont donnés comme suites [24] :

- Les éléments unidimensionnels comme : barres, poutres rectilignes ou courbes ;
- Les éléments bidimensionnels : élasticité plane, plaques, coques ;
- Les éléments tridimensionnels : éléments de volume, coques épaisses ;
- Les éléments axisymétriques : tores à sections triangulaire ou rectangulaire ;

### 2.3 Formulation d'interaction par la MEF

Nous présentons ci –dessous un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple, lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

#### 2.3.1 Position et formulation locale

On considère deux corps en contact, un corps  $A$  occupant un domaine  $D_A$  et de frontière  $\Gamma_A$  et un corps  $B$  occupant un domaine  $D_B$  et de frontière  $\Gamma_B$ . La surface de contact entre les deux corps est  $\Gamma_i$  (figure 2.1)

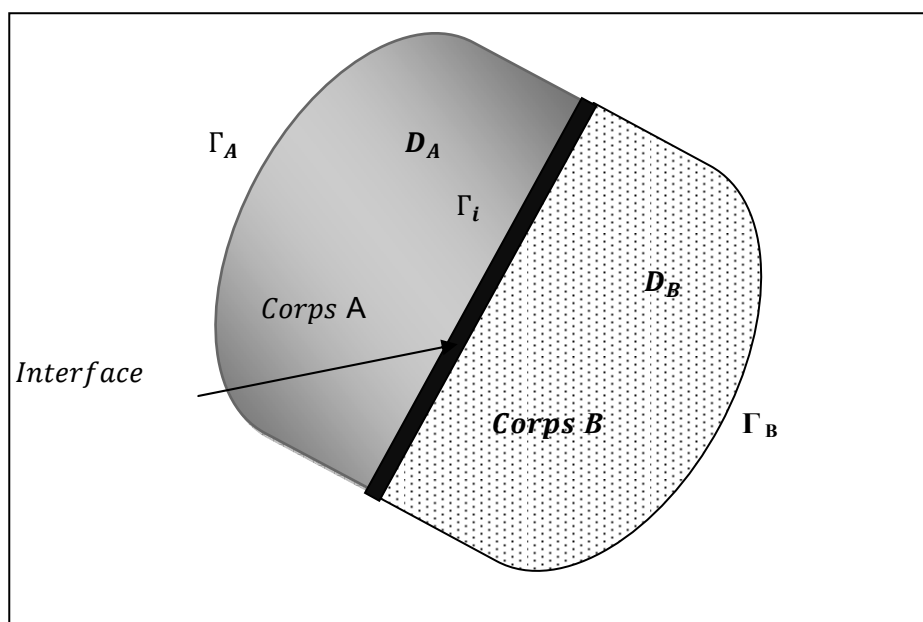


Figure 2.1 système de deux corps en contact.

En général, le système des deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

- Force de volume  $f_i$  dans :  $D = D_A \cup D_B$
- Force de surface  $T_i$  le long de :  $\Gamma_T = \Gamma_A^T \cup \Gamma_B^T$
- Déplacement imposé  $U_i = \bar{U}_i$  sur :  $\Gamma_U = \Gamma_U^T \cup \Gamma_U^B$
- Condition de contact sur  $\Gamma_i$  ;

Avec

$$\Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma \text{ et } \Gamma_U \cap \Gamma_T = \Phi.$$

La formulation du problème par la méthode des éléments finis du type déplacement consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales, celles –ci sont données par : les équations d'équilibre, les équations de la cinématique, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

### 2.3.2 Formulation variationnelle

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacements virtuel compatible avec les liaisons du système, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égalés à zéro.

On considère l'espace  $V_t$  des champs de déplacements cinématiquement admissibles. L'application du principe des travaux virtuels donne [24], [30] :

$$\forall V \in V_t : W_e(v) + W_i(v) + W_l(v) = 0 \quad (2.4)$$

Avec :

$W_e$ : Travail des forces extérieures ;

$W_i$  : Travail des forces intérieures ;

$W_l$  : Travail des forces de liaison ;

En remplaçant  $W_e$ ,  $W_i$  et  $W_l$  par leurs expressions, nous obtenons l'équation (2.5), [30].

$$\int_D \varepsilon_{ij}(V) \cdot \sigma_{ij} dD - \int_D f_i \cdot V_i \cdot dD - \int_{\Gamma_T} T_i V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \varepsilon_{ij}(V) d\Gamma_i = 0 \quad (2.5)$$

### 2.3.3 Discrétisation du domaine D

On effectue une division du domaine  $D$  en petits éléments  $D^e$ , appelés éléments de base et par conséquent l'interface est divisée en éléments  $\Gamma_i^e$  appelés éléments d'interface (figure 2.2)

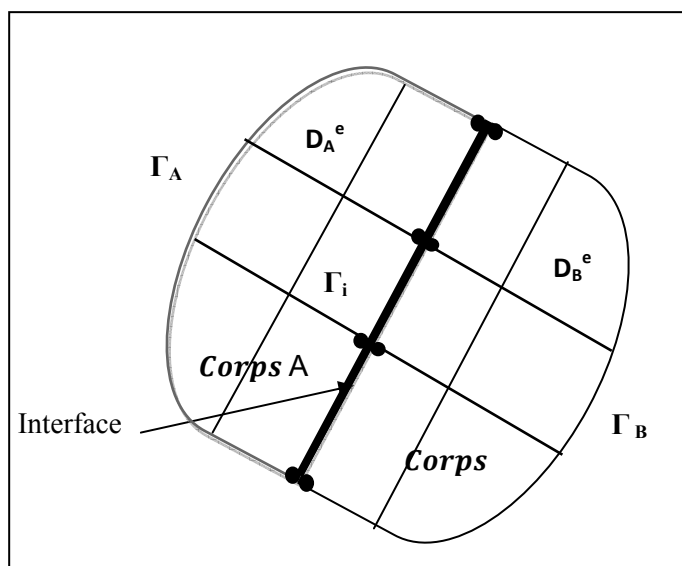


Figure 2.2 : discrétisation du domaine  $D$  et de l'interface  $\Gamma_i$

Après la discrétisation du domaine  $D$  et l'approximation du déplacement en un point de  $D_e$  à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation (2.6), [24]et [30].

$$\int_D B^T \cdot \sigma_{ij} dD - \int_D N_i f_i \cdot dD - \int_{\Gamma_T} N^T T_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \delta^T \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (2.6)$$

$B$  : est la matrice de déformation pour les éléments massifs ;

$N$  : désigné la matrice des fonctions d'interpolation ;

$\delta$  : est la matrice de déformation des éléments d'interface ;

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation.

De façon générale, les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma^* = C\varepsilon^* \quad \text{pour les corps} \\ \sigma^{i*} = C^*\varepsilon^{i*} \quad \text{pour les éléments d'interface} \end{array} \right\} \quad (2.7)$$

Où :  $C$  et  $C^i$  représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Étant donnée la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides, le système d'équations (2.6 et 2.7) régissant l'interaction entre matériaux solides est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des systèmes non linéaires est la plus appropriée à ce type de problèmes.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. ainsi, à l'incrément  $K$ , les sollicitations s'écrivent :

$$\left. \begin{array}{l} f^k = f^{k-1} + \Delta f^k \\ T^k = T^{k-1} + \Delta T^k \\ U = U^{k-1} + \Delta U^k \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{dans } D \\ \text{dans } \Gamma_T \\ \text{dans } \Gamma_U \end{array} \quad (2.8)$$



Dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du  $K^{ieme}$  incrément d'expriment par :

$$\left. \begin{aligned} U^k &= U^{k-1} + \Delta U^k \\ \sigma^k &= \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\ \varepsilon^k &= \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k \end{aligned} \right\} \text{ pour les massifs} \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma^{ik} &= \sigma^{ik-1} + \Delta \sigma^{ik} \\ \varepsilon^{ik} &= \varepsilon^{ik-1} + \Delta \varepsilon^{ik} \end{aligned} \right\} \text{ pour les interfaces} \quad (2.10)$$

En reportant les expressions (2.8) et (2.9) dans l'équation (2.6), on obtient :

$$\int_D B^T \cdot \Delta \sigma^k dD - \int_D N^T \Delta f^k dD - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \delta^T \Delta \sigma^{ik} d\Gamma_i + FR = 0 \quad (2.11)$$

Avec :

$$\int_D B^T \cdot \Delta \sigma^{k-1} dD - \int_D N^T \Delta f^{k-1} dD - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \delta^T \Delta \sigma^{ik-1} d\Gamma_i = FR \quad (2.12)$$

$FR$  : représente les forces non équilibrées des incréments précédents

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à l'incrément  $K$ , s'expriment par [30] :

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma^k &= C \cdot B \Delta U^k \\ \Delta \sigma^{ik} &= C_i \delta \Delta U^k \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

En remplaçant (2.13) par leur expression dans la relation (2.11), on aboutit à l'équation suivante :

$$\Delta F^k = R \Delta \Delta^k \quad (2.14)$$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} R &= \int_D B^T \cdot C B dD + \int_{\Gamma_T} C_i d\Gamma_i \\ \Delta F^k &= \int_D N^T \cdot \Delta f^k dD - \int_{\Gamma_i} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

R : étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

A l'incrément de charge  $k$ , le problème est régi donc par les systèmes (2.13) et par le comportement des milieux continus et de l'interface.

#### 2.4. Etapes de calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes [33] et [34].

##### 2.4.1. Elle nécessite

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interfaces pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

##### 2.4.2. Elle permet de :

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain ...ect
- de calculer un coefficient de sécurité.

##### 2.4.3. Les résultats d'analyse

Les résultats fournissent pour les ouvrages et les couches des sols sont :

a) Pour les ouvrages :

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;

b) pour le sol :

- Les déformations du sol ;
- Les déplacements du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;

- Les pressions interstitielles ;
- de calcul un coefficient de sécurité ;

Les outils de la méthode des éléments finis industriels il ya plusieurs logiciels pour le domaine géotechnique par exemple :( FLAC, PLAXIS, CESAR, CRISP....ect).Pour ce travail, on utilise le code CRISP avec de 2D dimensions

## 2.5. Description du logiciel CRISP [35]

### 2.5.1. Introduction :

CRISP (Critical State Soil Mechanics Program) est un programme des éléments finis appliqués en géotechnique et basé sur la théorie de l'état limite critique en mécanique des sols. CRISP a vu le jour en 1975[35] par une équipe de chercheurs du département de l'engineering de l'université de Cambridge, et a été mis en circulation, pour la première fois, en 1982. Le programme a été utilisé principalement par les cercles académiques et par les ordinateurs (mainframe computers), jusqu'à 1990[35], date à laquelle une nouvelle version (CRISP90) basée sur le PC opérant sur MS DOS a vu le jour.

En 1995 SAGE Engineering Ltd a adapté CRISP au Windows en introduisant les interfaces Graphiques GUI (Graphical User Interf). Aces [35]

### 2.5.2. Capacités de SAGE CRISP :

CRISP pour Windows, la version utilisée pour ce travail, est comprise en quatre volets :

- Pré-Processing
- Le programme d'analyse des éléments finis.
- Post-Processing
- des La collection résultats

Le Pré-Processus offre un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues.

Le Post-Processus opère dans un environnement similaire avec des outils d'interprétations interactives des données et la visualisation des résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre certains problèmes géotechniques comme les structures de soutènement, remblais, tunnels, stabilité des pentes et fondations. Il est aussi utilisé dans : l'étude des pieux, calcul des fondations, géotextiles, amélioration du sol, clouage, effet d'anisotropie, stabilité des forages.

### 2.5.3. Pré-Processeur :

Le Pré-Processeur est utilisé pour générer les données introduites pour le programme d'analyse. Il nous permet de créer graphiquement la grille des éléments finis, de définir les propriétés des sols, de spécifier les conditions in situ de l'analyse, de définir les blocs d'incrément, d'appliquer les charges et fixations, de stimuler la construction des séquences et enfin de préparer le démarrage d'analyse.

Le Pré-Processeur nous permet aussi de visionner et de manipuler la grille des éléments finis. Les Interfaces Graphiques du Pre-Processeur contiennent entre autres les options suivantes :

- Une fenêtre graphique du style CAD, facile à manipuler, qui permet de créer et de modifier les grilles rapidement et efficacement.
- Le calcul semi-automatique des contraintes in-situ.
- Affichage en temps réel des séquences de construction du model.
- Affichage graphique des charges et des appuis.
- Une échelle de zoom complète.
- Les couleurs fonctionnelles optimisent le control total des apparences des models affichés.

Le générateur de grille nous permet de créer automatiquement n'importe quel nombre d'éléments finis à partir d'une super grille bâti sur un nombre restreint de super éléments.

Comme le montre la figure 2.3, ces super éléments sont a leurs tour subdivisés en éléments finis, nous permet ainsi, de créer, avec un effort minimal, des grilles des éléments finis de n'importe quelles taille et complexité.

Il existe deux différents générateurs de grille

a- Générateur non structuré : qui est une super grille libre de super éléments dans

Lesquels sont générés les éléments finis suivant un model spécifique de grades.

b- Générateur structuré : qui est une grille de super éléments quadratiques, dans

Lesquels sont générés les éléments finis suivant le nombre et les positions des marqueurs de division le long des bords des super éléments.

La figure 2.3, présente la super grille et les super éléments subdivisés en éléments finis.

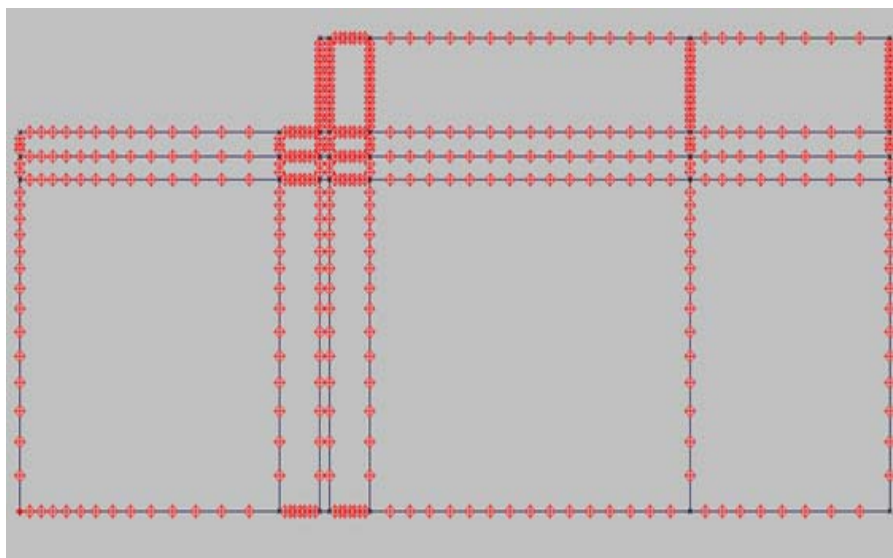


Figure 2.3 : Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis) [35].

Les études paramétriques peuvent être conduites pour prospecter la sensibilité d'une analyse donnée aux variations des paramètres d'influence. Les paramètres suivants sont les plus influents :

- Propriétés des matériaux ;
- Charges appliquées ;
- Conditions de drainage ;
- Conditions de déplacements ;

#### 2.5.3.1. Types d'analyse :

Le programme permet différents types d'analyse tels que :

- L'analyse non drainée des sols ;
- L'analyse drainée des sols ou associées avec des contraintes planes à deux dimensions dans le cas de l'analyse de consolidation, ou bien les sols drainés associés avec des corps solides symétriques (charges symétriques par rapport à un axe). Le programme peut être étendu pour l'analyse des trois dimensions, mais cette option est limitée par l'absence Windows dans la présente version des interfaces.

### 2.5.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques :

L'usage de CRISP est facilité par l'intégration des interfaces graphiques Windows pour une interaction aisée avec le sujet d'analyse.

Les options POINTER/CLIQUER (Point-and-Click) et CLIQUER/TRAINER (Click-and- Drag) rendent possible la création, la sélection, ou le positionnement des éléments de la grille, ajoutées a un affichage graphiques des points de charges et des séquences de construction du model.

De plus, une grande échelle de zoomage en plus des couleurs fonctionnelles optimisent le control total sur l'apparence du model.

### 2.5.3.3. Données :

Les données de l'analyse sont introduites a travers des boites de dialogue instructives et intuitives (Dialogue-Based Data Entry) accédées a partir du menu.

Les données peuvent être revues et éditées a n'importe quel moment, simplement, en redéployant la boite de dialogue correspondante. Les figures 2.4, 2.5 et 2.6 indiquent comment introduire les données du problème.

La figure 2.4, présente la boite de dialogue dont on introduit les propriétés des matériaux

Property	Value	Units
$\kappa$	0.05	-
$\lambda$	0.25	-
$e_{cs}$	2.55	-
$M$	0.9	-
$G$	0	kN/m <sup>2</sup>
$\nu$	0.3	-
$\gamma_w$	9.81	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{bulk}$	15.4	kN/m <sup>3</sup>
$k_x$	2.202984	m/Yr
$k_y$	2.202984	m/Yr

Figure 2.4 : Représentation de propriété des matériaux [35]

La figure 2.5 : Présente la construction des étapes de modélisation, comme exemple, faire l'excavation, installer le mur, définir la nappe d'eau et l'introduire, appliquer les charges extérieures en incréments etc...

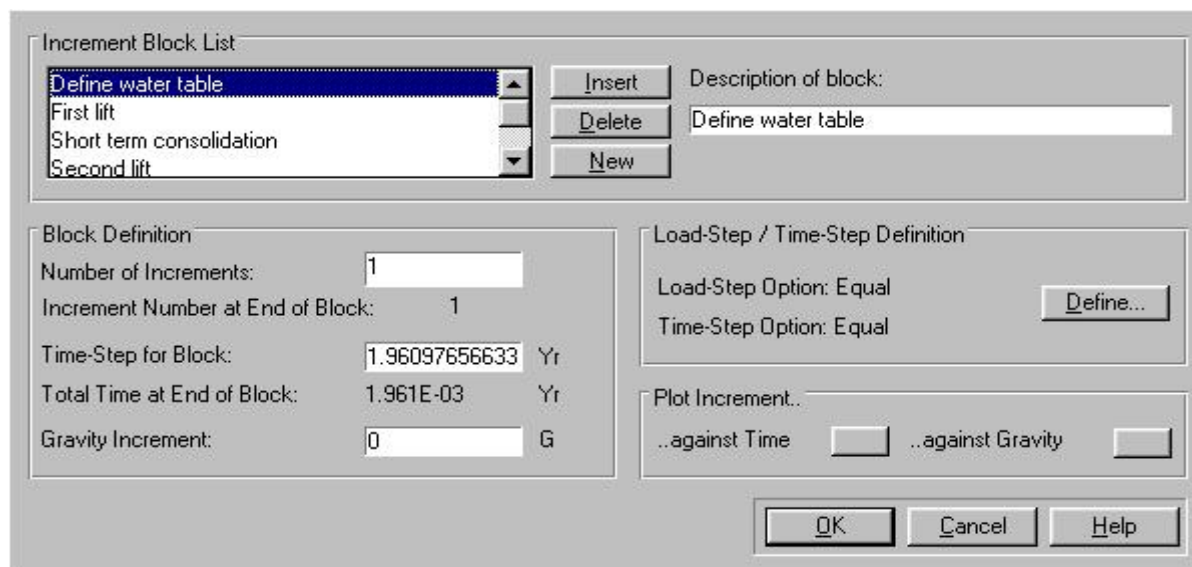


Figure 2.5 : La construction des étapes de modélisation [35]

La figure 2.6 indique le type de domaine soit dans le domaine des contraintes planes ou bien dans le domaine des contraintes axisymétriques. Et indiquer aussi le type d'éléments, soit des éléments cubiques (tridimensionnels), des éléments plans, ou bien des éléments unidimensionnels.

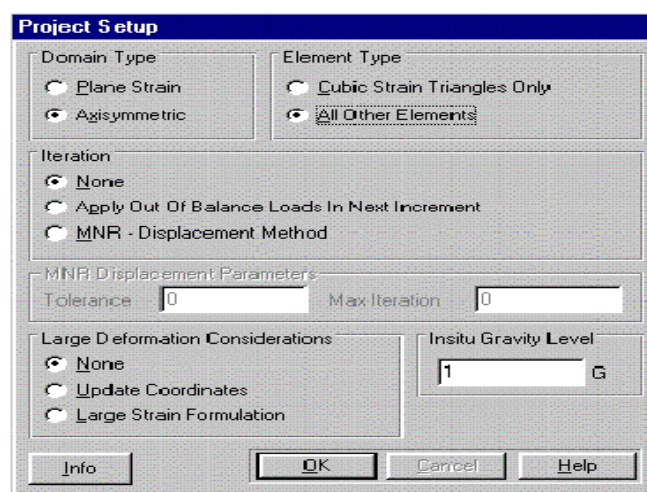


Figure 2.6 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine [35].

La figure 2.7 : Illustre comment appliquer les charges et comment présenter les éléments d'interfaces.

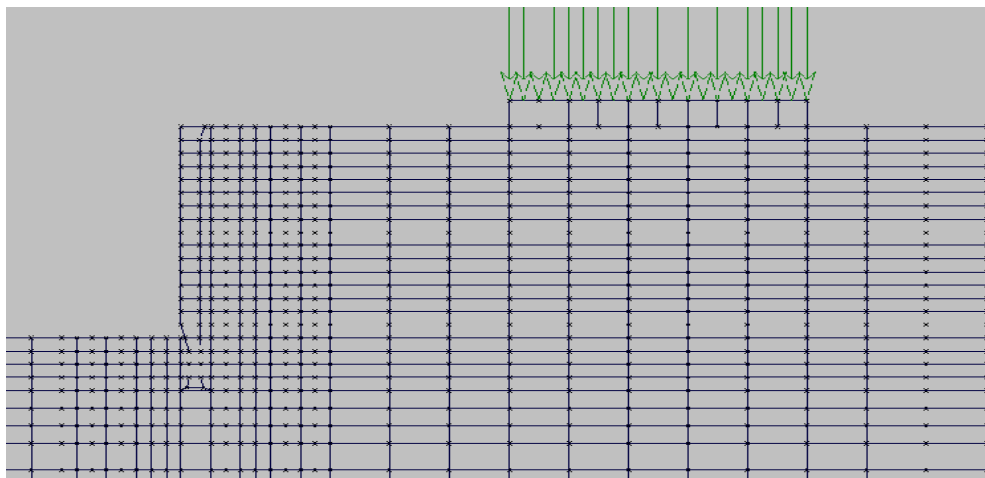


Figure 2.7 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier), [35].

#### 2.5.3.4. Maillage des éléments finis :

Le programme permet une génération automatique de maillage (Mesh) des éléments finis à partir de maillage supérieur (Super Mesh) en employant la technique structurée ou non-structurée du programme

La figure suivante présente la grille en présence des appuis et en présence de la structure.

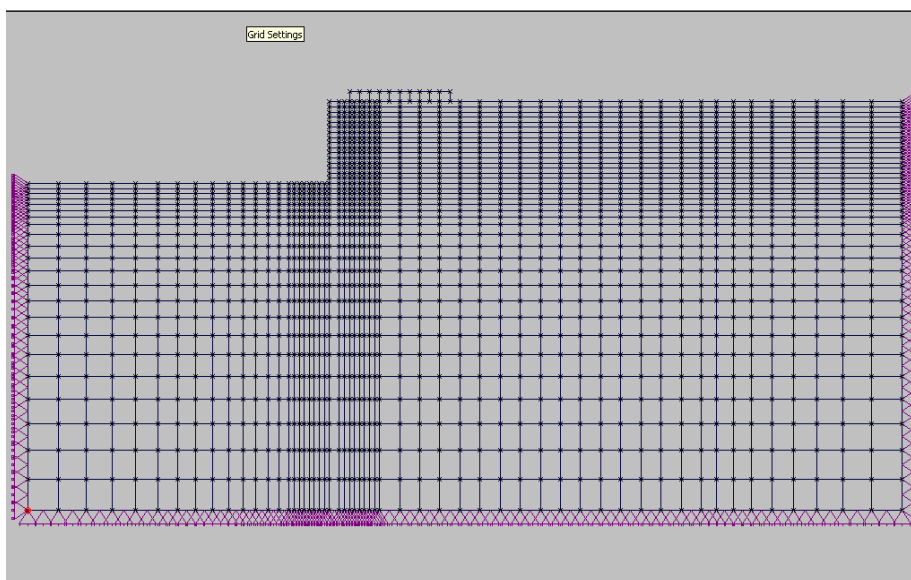


Figure 2.8 : Présentation du maillage en présence des appuis (Conditions aux limites)[35]



### 2.5.3.5. Modèles :

Le but de ce chapitre est de constituer les modèles de comportement des sols et des structures parmi lesquels :

#### 2.5.3.5.1. Les modèles linéaires élastiques

- Homogène
- Homogènes anisotropes.
- Non-homogènes isotropes dont les propriétés varient avec la profondeur.

#### 2.5.3.5.2. Les modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques :

- Von Mises.
- Tresca.
- Mohr-Coulomb.
- Drucker Prager.

#### 2.5.3.5.3. Les modèles basés sur l'état critique :

- Cam Clay.
- l'argile Cam Clay modifiée .
- Modèles de Schofield.

#### 2.5.3.6. Types d'éléments finis :

Le programme convient à l'analyse de différents types d'éléments finis parmi lesquels

- les éléments à contraintes linéaires triangulées (Bar, Beam)
- les éléments à contraintes cubiques triangulées.
- les éléments à contraintes linéaires quadrangulaires. (éléments plans)
- les éléments à contraintes linéaires en briques (linear strain brick element) et ce type est destiné pour l'analyse de 3D uniquement.

La figure 2.9 : Présente un exemple de types d'éléments finis.

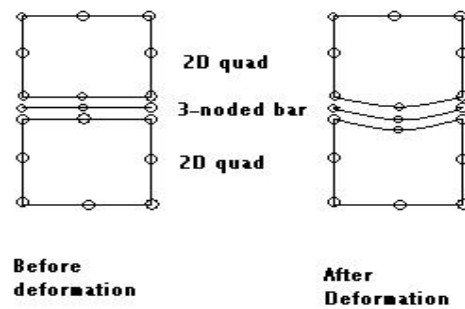


Figure 2.9 : Présentation de types d'éléments finis [35]

#### 2.5.4 : Le programme des éléments finis

Le moteur de l'analyse des éléments finis est composé de deux sous programmes : le programme de géométrie et le programme principal. Essentiellement le programme de géométrie construit la grille des éléments finis, alors que le programme principal résout l'équation des éléments finis. Le programme d'analyse soumet des textes de message prompts sur le progrès de l'analyse. Il n'est pas interactif, cependant, quand il est mis en marche il ne s'arrête que lorsqu'il est interrompu ou l'analyse est complète.

Les résultats du programme d'analyse comprennent :

- Les déplacements (horizontales, tassements) ;
- Les contraintes (normales et tangentielles) ;
- Les moments fléchissant ;
- Les efforts (normaux et horizontaux) ;
- Les pressions des pores ;
- Les paramètres spécifiques du model de sol ;
- Des animations (les éléments après déformations etc....) ;

#### 2.5.5. Post-Processeur :

Le Post-Processeur est utilisé pour visualiser et interpréter les résultats du programme d'analyse. Les interfaces graphiques du Post-Processor sont basées sur le même style que celui du Pre-Processeur en empruntant, les mêmes fonctions de sélection, de zoomage, d'affichage en temps réel.

Le Post-Processor entre autre incorpore les caractéristiques suivantes :

- Une gamme compréhensive des outils pour tracer les graphes et les courbes.
- La courbe de déplacement.
- Le schéma des pourtours (contours plots).
- Le graphe des moments fléchissant.
- Le schéma de l'état des contraintes.
- Légende automatique pour tous les schémas etc....

La courbe de déplacement est tracée à partir données des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds, et peut être tracée à n'importe quel stade de l'analyse.

La figure 2.10, illustre comment collecter les résultats, des graphes, on peut aussi les collecter sous forme des chiffres

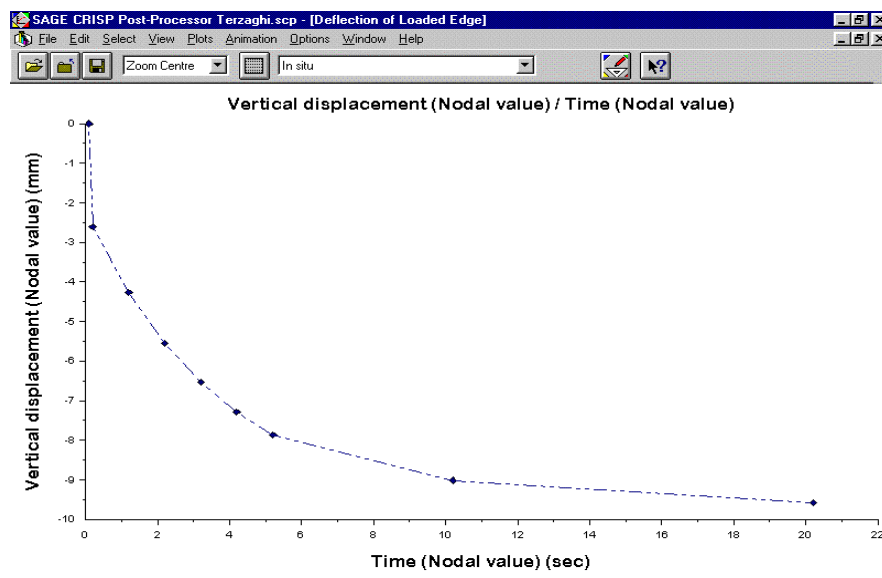


Figure 2.10 : Collections des résultats sous forme de graphe [35]

La figure 2.11 : Représente l'allure de la grille après déformations.

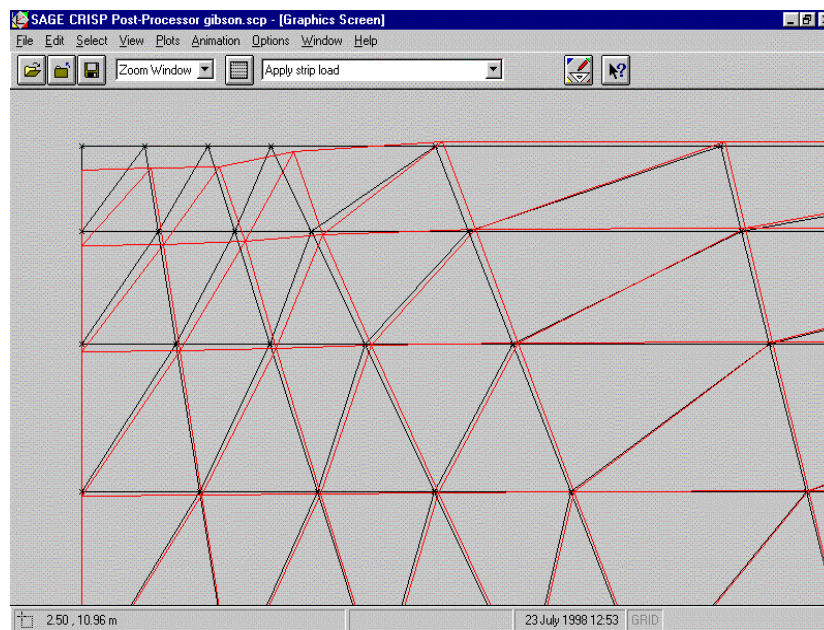


Figure 2.11 : Allure de la grille après déformations [35].

Les contours peuvent être tracés pour toute sélection d'éléments en quatre couleurs.

Il est possible de comparer les résultats de plusieurs analyses, en utilisant l'option de l'analyse paramétrique, en plus, un maximum de dix graphes peuvent être ouverts simultanément en utilisant la dite option pour les créer.

Les graphes peuvent produit avec légendes, avec une variété de ligne, style de symbole et des fontes.

#### 2.5.6. Limitation de SAGE CRISP :

SAGE CRISP est destiné à traiter les problèmes statiques, non dynamiques, dans des conditions monotones de charge et de décharge.

Dans sa forme actuelle, CRISP ne convient pas aux sollicitations cycliques, de même qu'il est incapable de traiter les sols partiellement saturés.

L'approche de CRISP est de traiter les petits déplacements relatifs aux faibles contraintes, et il peut aussi traiter les grandes déformations. Dans la version 4, la disponibilité d'une option basée sur la méthode de Lagrange lui donne la capacité de traiter uniquement les modèles élastiques et les modèles élastiques parfaitement plastiques, loin de l'état critique.

Enfin, il est à noter que l'analyse des problèmes axisymétriques est limitée exclusivement aux charges symétriques excluant les charges en torsion.

## 2.6. Conclusion

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis sont souvent utilisés pour résoudre certain problèmes géotechniques comme le calcul de la capacité portante d'une fondation ou l'interaction entre le sol et le structure.

Le logiciel SAGE CRISP est un outil performant de modélisation des problèmes géotechniques simples à introduire les données, à construire le modèle et les étapes de chargement, à calculer et résoudre consistant les équations des éléments finis. Il est destiné à visualiser et à interpréter les résultats du programme dans un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues, et avec des outils d'interprétation interactive pour visualiser les résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifique et industrielle pour résoudre plusieurs problèmes géotechniques.

## **CHAPITRE 3**

### **REVUE DES PRINCIPAUX MODELES ELASTOPLASTIQUES PARFAITS**

#### 3.1. Introduction

Les logiciels de calcul par éléments finis appliqués en géotechnique utilisent couramment la loi de comportement élastique linéaire, alors que l'on sait que le comportement des sols est fortement non linéaire. Lorsque des modèles de l'élasticité non linéaire sont disponibles, ils sont rarement décrits de manière complète (en particulier les limites dans lesquelles on peut les appliquer sont difficiles à cerner et la procédure de détermination des paramètres n'est pas toujours explicite).

L'objet de ce chapitre est de passer en revue les différents types de modèles de comportement qui existent pour représenter les sols, dans l'optique de choisir un modèle implanter au bien du code de calcul par éléments finis CRISP.

On commence par des rappels sur le tenseur de contraintes et le tenseur de déformations, puis on présente les modèles élastiques linéaires-parfaitement plastiques, qui restent largement utilisés dans l'ingénieur géotechnique, en passant en revue les critères de plasticité les plus couramment utilisés.

#### 3.2. Notations

On définit ici les notations couramment utilisées dans la formulation des modèles rhéologiques. On applique la convention de la mécanique des sols : les contraintes en compression sont comptées positivement

### 3.2.1 Tenseur de contrainte

#### 3.2.1.1 Tenseur de contrainte dans l'espace cartésien (x, y, z) ou (1, 2, 3) :

Le vecteur contrainte  $\mathbf{t}$  (figure 3.1) varie certes d'un point à l'autre du corps, mais, en un point donné, il varie également avec l'orientation de  $dA$ . On dit que  $\mathbf{t}$  est conjugué ou associé à  $dA$  ou à  $\mathbf{n}$ . Par conséquent, l'état de contrainte en un point d'un corps n'est pas défini par un seul vecteur contraint. Puisque cet état doit être invariant pour l'observateur, l'état de contrainte n'est donc pas une grandeur vectorielle, mais d'un niveau supérieur. Les formules fondamentales de Cauchy  $t_i = \sigma_{ij} n_j$

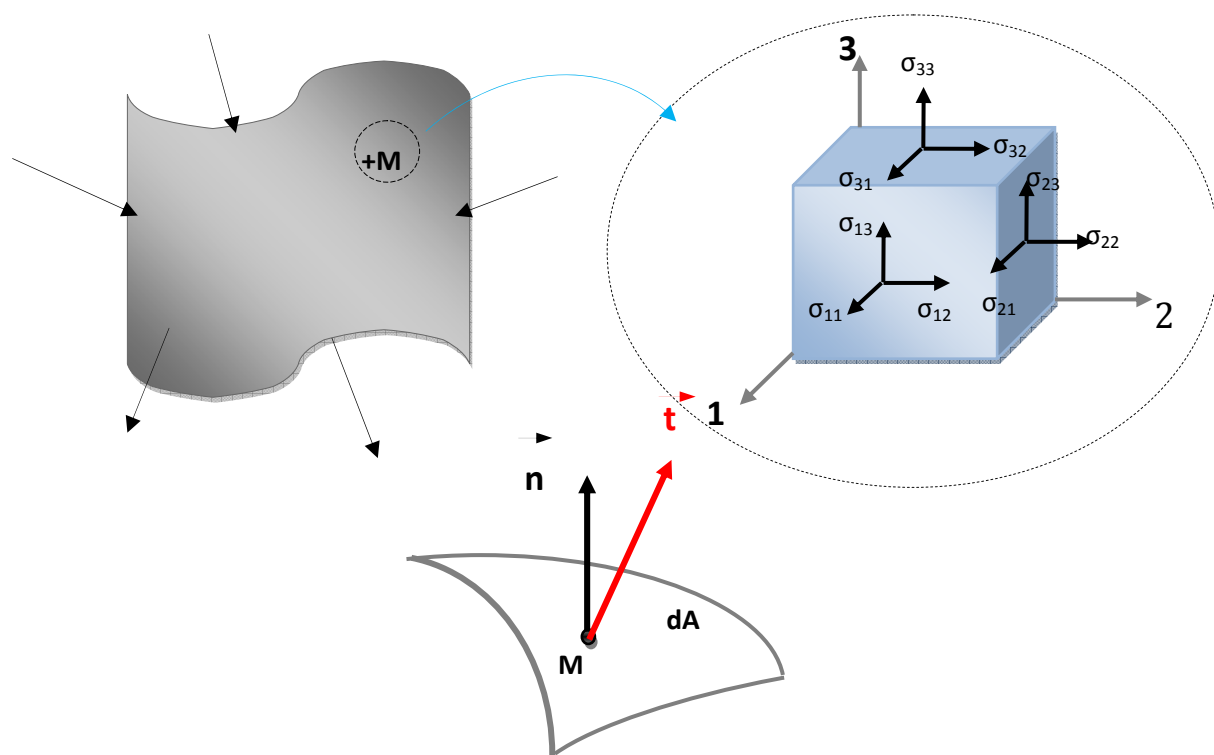


Figure 3.1. états de contrainte d'un élément solide dans les plans XYZ

montrent que l'état de contraintes en un point (c.à.d. le vecteur contrainte  $\mathbf{t}$  sur une facette d'orientation quelconque  $\mathbf{n}$ ) est entièrement défini par la connaissance des composantes de vecteurs contrainte agissant sur trois plans deux-à-deux orthogonaux en ce point. On groupe les neuf composantes des trois vecteurs dans une matrice notée  $\sigma_{ij}$  ou  $\sigma$  :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

### 3.2.1.2. Propriétés du tenseur de contrainte

#### 3.2.1.2.1. Equations d'équilibres

Il existe trois équations différentielles expriment l'équilibre d'un volume infinitésimal d'un solide. On peut les trouver sous l'écriture :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \text{ ou } \operatorname{div}(\sigma_{ij}) + f = 0 \text{ dans } V \quad (3.2)$$

#### 3.2.1.2.2. Conditions aux limites

En chaque point de la surface limitant le milieu continu étudié (Figure. 3.1), les tractions de surface  $T_i dA$  doivent faire équilibre aux forces de contact  $t_i dA$ , ce qui donne :

$$T_i = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad (3.3)$$

Où  $\mathbf{n}$  est le vecteur unitaire normal à la surface extérieure  $dV$ . Ces équations expriment les conditions à la surface ou conditions aux limites. On dit aussi qu'elles représentent les équations d'équilibre en surface.

#### 3.2.1.2.3. Symétrie

On démontre l'équation :

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (3.4)$$

Alors, le tenseur de contrainte  $\sigma_{ij}$  est symétrique. Par suite, l'état de contrainte en un point d'un milieu continu ne dépend plus que de six composantes :  $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{22}, \sigma_{23}, \sigma_{33}$

### 3.2.3. Contraintes principales

Pour l'état de contrainte en un point donné, il existe certaines facettes sur lesquelles le vecteur contrainte  $\mathbf{t}$  est purement normal, c.à.d. que les contraintes tangentiels sont nulles. Le tenseur de contrainte devient une matrice diagonale. Ses composantes sont appelés contraintes principales. On les calcule par la résolution du problème aux valeurs propres  $\lambda$ , et des vecteurs propres  $\mathbf{n}$  :

$$(\sigma_{ij} - \lambda \delta_{ji}) \cdot n_j \quad (3.5)$$

$\delta_{ji}$  étant le symbole de Kronecker.



### 3.2.4. Invariants

Ce sont les coefficients de l'équation caractéristique qui représente le développement du problème ci-dessus :

$$-\lambda^3 + I_1\lambda^2 - I_2\lambda + I_3 = 0 \quad (3.6)$$

Ils sont donnés par les relations suivantes

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= \text{trace}(\sigma_{ij}) \\ I_2 &= \frac{1}{2} \{ [\text{trace}(\sigma_{ij})]^2 - \text{trace}(\sigma_{ij}^2) \} \\ I_3 &= \det(\sigma_{ij}) \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

### 3.2.5. Tenseur déviateur et tenseur sphérique

On appelle contrainte normale moyenne la quantité :

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} \quad (3.9)$$

qui est un invariant. On peut alors écrire le tenseur de contrainte  $\sigma$  en la somme de deux tenseurs :

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + S_{ij} \quad (3.10)$$

$\delta_{ij}$  étant le symbole de Kronecker. Le premier tenseur  $\sigma_m \delta_{ij}$  où toutes les contraintes normales sont égales et les contraintes tangentielles nulles ne caractérisent un état de contrainte hydrostatique ou sphérique. Le second tenseur dit tenseur déviateur s'écrit :

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \quad (3.11)$$

### 3.2.6. Convention de signe

En mécanique des sols, on considère positive les contraintes de compression.

### 3.2.7. Etat plan de contrainte

Il y a un état plan de contrainte en un point, quand le vecteur contraint est situé toujours dans un même plan, quelle que soit la facette considéré. Soit  $OXY$  ce plan, alors :

$$\sigma_{zz} = 0; \sigma_{xz} = \sigma_{zx} = 0; \sigma_{yz} = \sigma_{zy} = 0$$

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

### 3.2.8. Tenseur de contrainte dans coordonnées cylindriques $(r, \varphi, z)$ ,

Le solide considéré est de révolution. Il en va de même du chargement et des conditions aux limites. Soit  $z$  l'axe de révolution. Un point du solide est repéré par ses coordonnées cylindriques  $(r, \theta, z)$  (figure 3.2).

La solution est axisymétrique. Chaque point du solide se déplace dans son plan méridien  $(r, z)$ . De plus le champ de déplacement est indépendant de la coordonnée  $\theta$ .

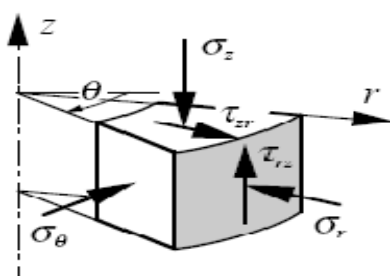


Figure 3.2. états de contrainte d'un élément solide dans le plans  $(r, \varphi, z)$

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{r\theta} & \sigma_{rz} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta\theta} & \sigma_{\theta z} \\ \sigma_{zr} & \sigma_{z\theta} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

#### 3.2.8.1. Etat plan de contrainte

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

#### 3.2.8.2. Equation d'équilibre en coordonnées cylindriques

Le système d'équations différentielles exprimant l'équilibre de l'élément de volume s'écrit sous la forme :

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{1}{r} (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) \right) + F_r &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{\theta r}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2}{r} \sigma_{r\theta} + F_\theta &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{zr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{1}{r} \sigma_{zr} + F_z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

### 3.2.9. Tenseur de déformation

#### 3.2.9.1. Tenseur de déformation dans les coordonnées cartésiennes $(x, y, z)$

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{yz} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

$u, v, w$  Sont des composantes du vecteur de déplacement suivant les axes  $x, y, z$  ;

$U = (u, v, w)$  est un vecteur de déplacement

La déformation suivant la normale  $x, y, z$  est définie par :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial U}{\partial x}, \varepsilon_{yy} = \frac{\partial V}{\partial y}, \varepsilon_{zz} = \frac{\partial W}{\partial z} \quad (3.18)$$

La déformation angulaire ou de distorsion est :

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \\ \gamma_{xz} &= \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) \\ \gamma_{yz} &= \left( \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

#### 3.2.9.2. Tenseur de contrainte en coordonnées cylindrique $(r, \varphi, z)$

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{rr} & \varepsilon_{r\theta} & \varepsilon_{rz} \\ \varepsilon_{\theta r} & \varepsilon_{\theta\theta} & \varepsilon_{\theta z} \\ \varepsilon_{zr} & \varepsilon_{z\theta} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

On peut décomposer de façon analogue le tenseur des déformations  $\varepsilon_{ij}$  en une partie isotrope  $\frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij}$  et une partie déviatorique  $e_{ij}$  :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij} + e_{ij} \quad (3.21)$$

Où  $\varepsilon_v$  est la déformation volumique et  $e_{ij}$  le tenseur des déformations déviatoriques.

Les invariants du tenseur des déformations, ainsi que les invariants du tenseur des déformations déviatoriques, se calculent de façon identique aux invariants des tenseurs des contraintes et des contraintes déviatoriques.

La déformation volumique  $\varepsilon_v$  correspond au premier invariant du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_v = \text{trace}(\varepsilon_{ij}) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.22)$$

Dans la description des lois de comportement, on utilise également les invariants suivants :

- la contrainte déviatorique :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \delta_{ij} \cdot \delta_{ij}} = \sqrt{3 J_2} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.23)$$

- la déformation déviatorique :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} \cdot e_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.24)$$

- la contrainte de cisaillement octaédrique :

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} \delta_{ij} \cdot \delta_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2} J_2} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.25)$$

- la déformation de cisaillement octaédrique :

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} e_{ij} \cdot e_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.26)$$

Dans le formalisme de l'élastoplasticité, le tenseur des déformations totales  $\varepsilon$  se décompose en la somme de deux tenseurs :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.27)$$

Où  $\varepsilon^e$  est le tenseur des déformations élastiques (ou réversibles) et  $\varepsilon^p$  le tenseur des déformations plastiques (ou irréversibles). La formulation d'une loi de comportement consiste à décrire les variations des deux composantes de la déformation en fonction des variations du tenseur des contraintes.

### 3.3. Comportement élastique linéaire

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation Linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Pour le matériau élastique, l'état de contrainte ne dépend que de l'état de déformation (et vice Versa). Mathématiquement, le matériau élastique peut être défini à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{ij}) \quad (3.28)$$

Où  $F_{ij}$  est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du Comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

#### 3.3.1.1 Élasticité linéaire isotrope de Hooke

La relation contrainte-déformation, pour un matériau élastique linéaire, se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad (3.29)$$

Où  $\sigma_{ij}^0$  représente le tenseur des contraintes initiales correspondant à un état initial de déformation nulle ( $\varepsilon_{kl} = 0$ ) et  $C_{ijkl}$  le tenseur décrivant le comportement physique du matériau.

Si l'on suppose que l'état de contrainte initial est nul ( $\sigma_{ij}^0 = 0$ ), l'équation 3.29 devient :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (3.29)$$

L'équation ci-dessus correspond à l'équation générale de Hooke dans laquelle  $\sigma_{ij}$  et  $\varepsilon_{kl}$  sont des tenseurs du deuxième ordre et  $C_{ijkl}$  un tenseur du quatrième ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur  $C_{ijkl}$  prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \cdot \delta_{kl} + \mu(\delta_{ij} \cdot \delta_{ik} + \delta_{il} \cdot \delta_{jk}) \quad (3.30)$$

Les équations 2.19 et 2.20 conduisent à :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (3.32)$$

Dans ce cas, le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes,  $\lambda$  et  $\mu$ , appelées constantes de Lamé. Les équations 3.25 et 3.26 peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.33)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.34)$$

qui dépendent de deux autres constantes : le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres  $E$  et  $\nu$  :

$$E > 0, -1 \leq \nu \leq 0,5 \quad (3.35)$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson  $\nu$  est positif pour un sol.

Les équations 3.36 et 3.37 peuvent également s'exprimer en fonction du module de cisaillement  $G$  et du module de compression  $K$ . Ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes  $\sigma_{ij}$  en une partie isotrope  $p\delta_{ij}$  et une partie déviatorique  $s_{ij}$  :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad (3.36)$$

$$\sigma_{ij} = P\delta_{ij} + S_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G e_{ij} \quad (3.37)$$

La valeur  $\nu = 0,5$  correspond à  $G = E/3$  et  $1/K = 0$ , c'est-à-dire à l'incompressibilité.

### 3.4. Comportement plastique

#### 3.4.1 Définition de la plasticité

Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles et s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- la règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.

#### 3.4.1.2. Surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (3.38)$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire  $f$  de la contrainte  $\sigma_{ij}$ , appelée surface de charge du matériau telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$  corresponde à l'intérieur du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) = 0$  corresponde à la frontière du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) > 0$  corresponde à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $f(\sigma_{ij}) = 0$ , deux cas de comportement élastoplastique sont possibles : la surface  $f$  n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait) et la surface  $f$  évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage). On ne s'intéresse, pour le moment, qu'au premier type de comportement.

#### 3.4.1.3. Règle d'écoulement plastique

Soit  $\sigma_{ij}$  un état de contraintes correspondant à une étape de chargement donné. Si cet état est tel que  $f(\sigma_{ij}) < 0$ ,  $\sigma_{ij}$  est à l'intérieur du domaine d'élasticité actuel, donc la variation de déformation est purement élastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (3.39)$$

Si cet état est tel que  $f(\sigma_{ij}) = 0$ ,  $\sigma_{ij}$  se trouve sur la frontière du domaine. Pour décrire dans ce cas le comportement, il convient de distinguer selon que le point matériel est en

chargement ou en déchargement. Si le sol est en déchargement, la variation de déformation est purement élastique  $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$ , et si le sol est en chargement, la variation de déformation comprend en plus la composante plastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.40)$$

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer  $d\varepsilon_{ij}^p$  en fonction de  $\sigma_{ij}$  et  $d\sigma_{ij}$ . Le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950) permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité, la déformation plastique est de la forme [30] :

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (3.41)$$

Où  $\lambda$  est un scalaire appelé multiplicateur plastique ( $\lambda \geq 0$ ). On ferme le modèle sur le plan mathématique en écrivant la condition de cohérence :

$$f' = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \sigma := 0 \quad \text{si } \lambda > 0 \quad (3.42)$$

Toutes les vitesses de déformation possibles sont alors coaxiales à la normale extérieure à la frontière et ne dépendent que du scalaire  $\lambda$ , non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement. L'expérience montre que, dans le cas des sols, les vitesses de déformation ne sont pas bien décrites par le principe du travail maximal. On est alors amené à introduire et à écrire la règle d'écoulement sous la forme :

$$f' = \lambda' \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (3.43)$$

Où  $g$  est une fonction du tenseur des contraintes appelée potentiel plastique. La règle d'écoulement est alors dite non associée.

Dans le cas du matériau élastique-parfaitement plastique, le domaine d'élasticité est fixe : le point de charge  $\sigma_{ij}$  ne peut pas sortir du domaine ; les déformations plastiques n'apparaissent



que si  $\sigma_{ij}$  est sur la frontière d'élasticité et y demeure. En pratique, le critère, comme le potentiel plastique, doivent être déterminés sur une base expérimentale.

### 3.4.2. Critères de plasticité usuels en mécanique des sols

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

#### 3.4.2.1. Critère de Von Mises.

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises proposé, en 1913, que le critère de rupture dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques  $J_2$  [30]:

$$f(\sigma_{ij}) = J_2(\sigma_{ij}) - K^2 = S_{ij} \cdot S_{ij} / 2 - K^2 = 0 \quad (3.44)$$

Avec  $(S_{ij})$  le tenseur déviatoriques, et  $k$  un paramètre de la loi de comportement.

(

Dans l'espace des contraintes principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , la surface de rupture de Von Mises est un cylindre de révolution ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ . Sa section par le plan déviatoire  $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0)$  est un cercle (figure 3.3)

La règle d'écoulement est associée, le potentiel plastique est confondu avec la fonction de charge ( $G=f$ ).

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

Le paramètre  $k$  représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple (roche) ou à la traction simple (métaux).

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La loi de comportement de Von Mises comporte donc 3 paramètres :  $k, \nu, E$

### 3.4.2.2. Critère Drucker-Prager

Le critère de Drucker- Prager (1952) [30] constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte le premier invariant du tenseur des contraintes  $I_1$  et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques  $J_2$ . Son expression est la suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \alpha I_1(\sigma_{ij}) - K \leq 0 \quad (3.45)$$

Où  $I_1$  représente la trace du tenseur des contraintes ( $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ),  $\alpha$  et  $k$  sont des paramètres de la loi de comportement

Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface de rupture de Drucker-Prager est un cône ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ . Sa section par le plan déviatorique est un cercle, (figure 3.4).

Le potentiel plastique s'écrit en fonction des invariants du tenseur des contraintes [30]:

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \beta I_1(\sigma_{ij}) + constant \quad (3.46)$$

Où  $\beta$  est un paramètre de loi de comportement.

Si la règle d'écoulement est associée, les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont égaux. Si les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont nuls, la loi se réduit à la loi de Von Mises.

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire de Hooke, la loi de comportement Drucker-prager comprend au total 5 paramètres :  $E, \nu, k, \alpha, \beta$

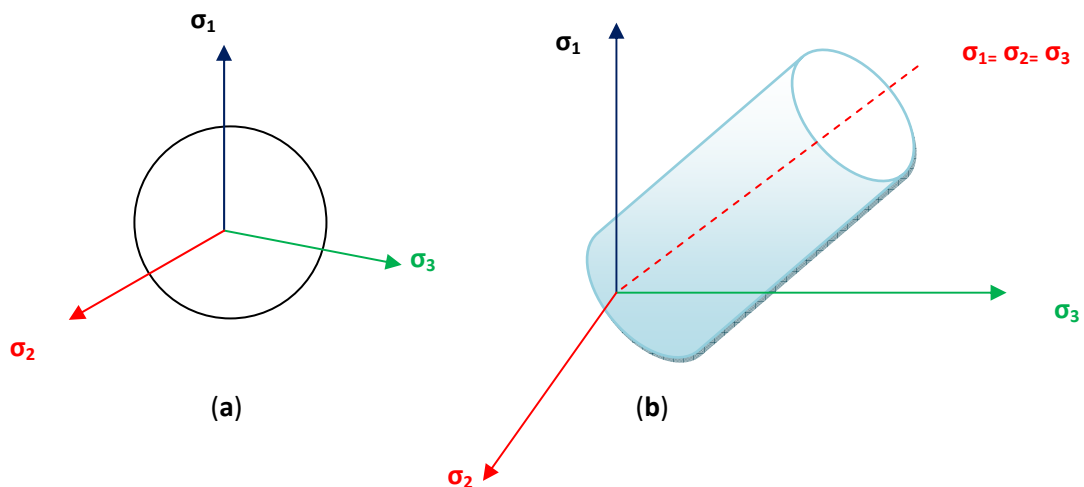


Figure 3.3 – Représentations du critère de Von Mises : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales

D'une manière géniale, des analogies prouvent être établies les critères de Mohr –Coulomb et de Drucker-Prager, qui permettent de relier les paramètres  $a$ ,  $b$ , et  $k$  aux paramètres  $\varphi$ ,  $\psi$ ,  $c$ .

En condition triaxiale axisymétrique ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), l'analogie entre les critères conduit aux relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \\ \beta &= \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \\ K &= \frac{6C \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (3.47)$$

En condition de déformations planes ( $\epsilon_3 = 0$ ), l'hypothèse d'une loi d'écoulement associée et l'analogie entre les critères conduit alors aux relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}} \\ \beta &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}} \\ K &= \frac{3 \cdot C}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}} \end{aligned} \right\} \quad (3.48)$$

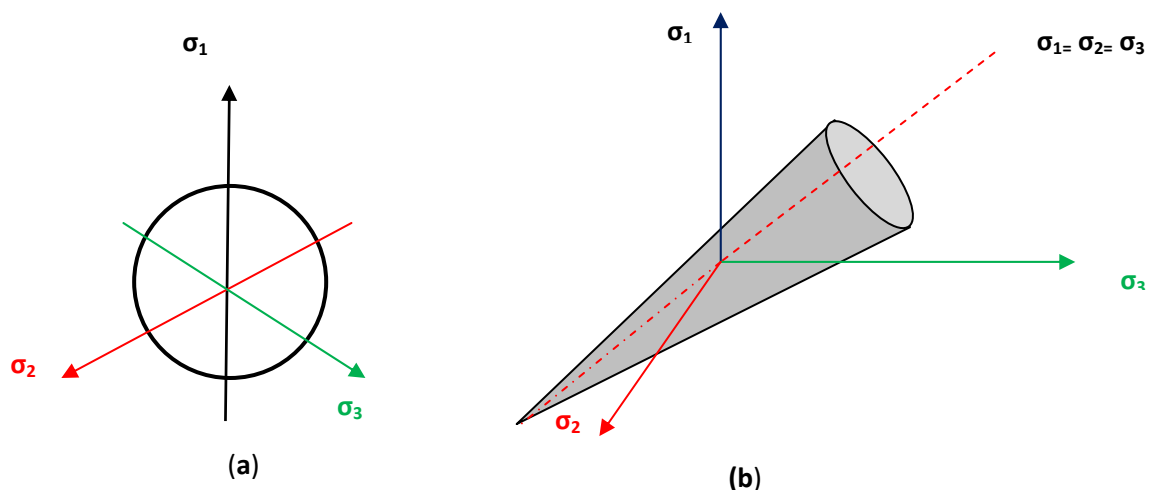


Figure 3.4 Représentations du critère de Drucker-Prager : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales

### 3.4.2.3. Critère de rupture de Mohr-coulomb

Coulomb a proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (par exemple les sables) et pour les sols cohérents à long terme (par exemple les argiles et limons). Le critère de Tresca qui est un cas particulier du critère de Mohr-coulomb, est utilisé pour les sols cohérents à court terme.

Le critère de Mohr-coulomb demeure le plus utilisé par les ingénieurs pour les études courantes ; il se compose de deux droites symétriques dans le plan de Mohr ( $\sigma, \tau$ ) inclinées d'un angle  $\varphi$  par rapport à l'axe des contraintes normales. L'équation de ces droites est la suivantes [30] :

$$f(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2C\cos\varphi \leq 0 \quad (3.49)$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représente les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$ ), avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées négativement).

Le paramètre  $C$  est appelé cohésion du matériau et l'angle  $\varphi$ , angle de frottement interne du matériau. Lorsque  $\varphi = 0$ , le critère est appelé critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface définie par la fonction de charge  $F$  est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (figure 3.5). Cette pyramide dégénère en cylindre lorsque  $\varphi = 0$ .

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes [30] :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\Psi + constant \quad (3.50)$$

Où  $\psi$  est l'angle de dilatance ( $\psi = \varphi$  si la règle d'écoulement est associée).

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La loi de comportement de Mohr-coulomb comprend au total 5 paramètres mécaniques :  $E, \nu, \varphi$ , et  $\psi$ .

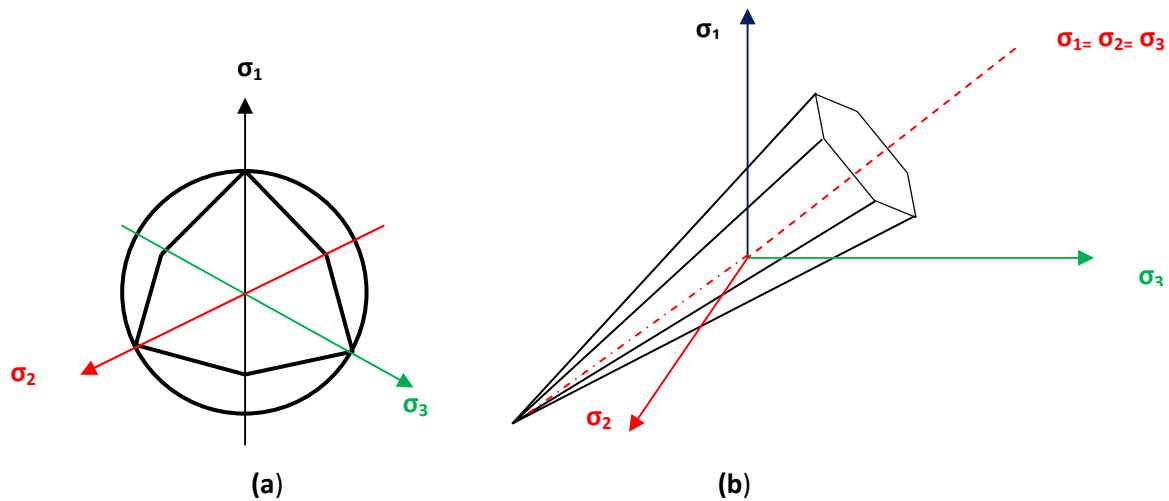


Figure 3.5 – Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales

#### 3.4.2.4. Critère de Tresca

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge  $f$  est mathématiquement donnée par la relation [30]:

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k = 0 \quad (3.51)$$

La figure 3.6 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

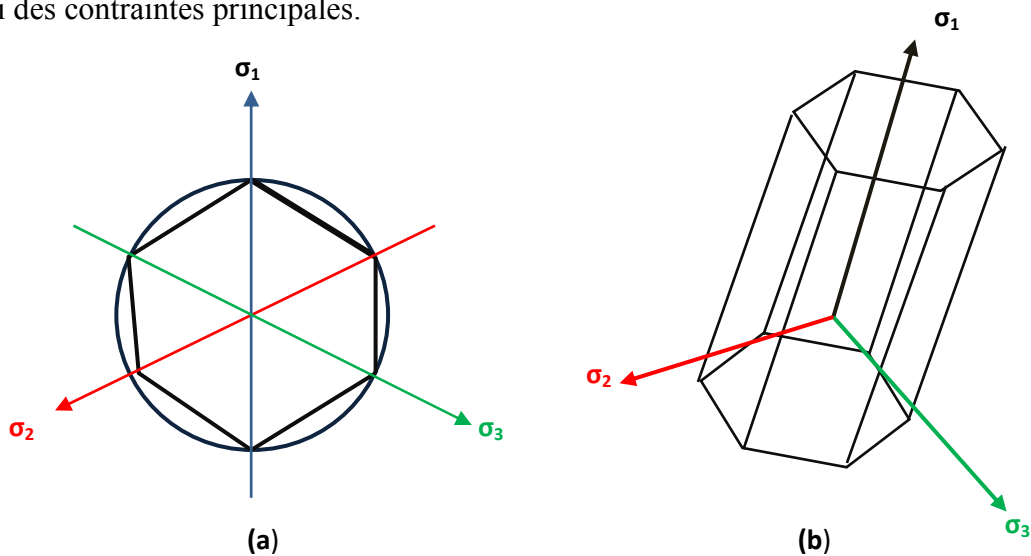


Figure 3.6 – Représentations du critère de Tresca : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales

### 3.5. Conclusion

Les surfaces de charge que nous venons de présenter sont aussi utilisées comme potentiel plastique avec des paramètres différents. Tous les critères de plasticité que nous avons évoqués dans cette section peuvent être associés à la loi élastique linéaire de Hooke pour former des lois de comportement élastiques linéaires-parfaitement plastiques.

## **CHAPITRE 4**

### **COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE CONTINUE OU CIRCULAIRE SUR UN SOL D'ÉPAISSEUR FINIE**

#### 4.1. Introduction :

Ce chapitre présente les résultats d'une modélisation numérique, à la base de la méthode des éléments finis, du comportement des fondations superficielles, effectuée sur des modèles axisymétriques pour une semelle circulaire, et en déformations planes pour une semelle filante reposant sur une couche du sol homogène, en comportement non drainé pour l'argile, ce qui est le plus défavorable en termes de capacité portante. Cette couche est limitée à sa base par un substratum indéformable.

On s'intéresse au problème de l'effet du substratum sur le comportement des fondations superficielles (capacité portante et pente initiale de courbe de chargement). Dans cette étude, on présente tout d'abord les conditions et les étapes de la modélisation, ensuite une analyse des résultats, en vue de l'étude du comportement du système fondation-sol en fonction de la présence d'un substratum.

#### 4.2. Modélisation du comportement des fondations superficielles

La modélisation bidimensionnelle est réalisée en considérant une coupe transversale de la semelle. L'état initial des contraintes dans le massif est supposé géostatique du type  $K_0$ . Le calcul se réalise en plusieurs étapes : la première est relative à la construction du modèle, et les dernières représentent les étapes de chargement de la fondation.

#### 4.2.1. Schématisation des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont de section rectangulaire ou circulaire, posées à une certaine profondeur ( $D=0$  m,  $D=1$  m et  $D=2$  m) dans une fouille, les dimensions de chaque type sont les suivantes :

- Diamètre B de la semelle circulaire égal à 1 m,
- Largeur B de la semelle filante égale à 1 m.

#### 4.2.2. Caractéristiques mécaniques du sol

Le sol étudié est une couche de sol fin saturée purement cohérente et non drainée, Le tableau (4.1) représente les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

	$E_u$ (MPa)	$C_u$ (kPa)	$\varphi_u^\circ$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu_u$	$K_0$	$K_w$ (MPa)
Argile	5	20	0	20	10	0.499	1	308.64190
	20	50						1234.56797
	40	200						2469.13580

Où  $E_u$  est le module de Young en comportement non drainé,  $C_u$  la cohésion non drainée,  $\varphi^\circ$  angle de frottement du sol,  $\gamma$  le poids volumique du sol,  $\gamma_w$  le poids volumique d'eau,  $\nu$  le coefficient de poisson du sol,  $K_0$  coefficient du sol au repos et  $K_w$  le module de compressibilité de l'eau.

La valeur de  $K_w$  est déterminée à partir du module de Young non drainé  $E_u$  et le coefficient de poisson non drainé  $\nu_u$ . On peut aussi définir un module d'Young non draine  $E_u$  et un coefficient de poisson non draine  $\nu_u$  par les formule (4.1 et 4.2) [36].

$$E_u = E' \frac{1 + 3 \frac{K_w}{nE'} (1 - 2\nu')}{1 + 2 \frac{K_w}{nE'} (1 + \nu') (1 - 2\nu')} \quad (4.1)$$

$$\nu_u = \frac{\nu' + \frac{K'_w}{nE'} (1 + \nu') (1 - 2\nu')}{1 + 2 \frac{K'_w}{nE'} (1 + \nu') (1 - 2\nu')} \quad (4.2)$$



Où  $E'$  et  $\nu'$  désignent les caractéristiques élastiques du sol en condition drainées. On notera que, pour un sol compressible vis-à-vis de l'eau ( $K_w \gg E'$ ),  $E_u$  tend vers  $3E'/2$  et  $\nu_u$  vers 0.5.

Le logiciel CRISP propose une valeur de  $K_w$  égale à  $100K'$ ,  $K'$  étant le module de compressibilité volumique du sol en comportement drainé. On peut d'ailleurs évaluer le module  $K'$  par la formule (4.3) :

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (4.3)$$

Connaissant  $E'$  et  $\nu'$ , on évalue  $K'$ , ensuite  $K_w$  selon les équations (4.1) et (4.2) ou par la valeur qui a été proposée par CRISP.

$$K_u = K' + K_w/n \quad \text{et} \quad G_u = G = \mu \quad (4.4)$$

#### 4.2.3. Modélisation du massif de sol et des fondations

Le matériau argileux est supposé suivre une loi de comportement elasto-plastique parfaite, le critère de rupture étant celui de Drucker Prager. La fondation et le substratum sont supposés suivre une loi d'élasticité linéaire : le module de Young est égal à 32000 MPa ; un coefficient de Poisson de 0.2 et le poids volumique est égal à 25kN/m<sup>3</sup>. La nappe phréatique est supposée à la surface du sol pour l'argile.

#### 4.2.4. Modélisation du comportement d'interface

La modélisation ne nécessite pas d'éléments de contact entre la fouille et la base de la fondation. Au contact avec le sol sous la fondation, les nœuds du maillage à la frontière sont communs aux deux matériaux et il y a par conséquent continuité des déplacements.

#### 4.2.5. Type de modélisation par éléments finis

Pour une semelle filante, la modélisation se fait en déformation plane en considérant seulement un demi-plan perpendiculaire à la longueur de la fondation, et présentant une symétrie par rapport à l'axe vertical central de la fondation (figure 4.1 à 4.3).

La modélisation de la semelle circulaire se fait en axisymétrie, en considérant seulement un demi-plan vertical représentant la moitié de la fondation comme schématisé sur les figures (4.1) à (4.3).

#### 4.2.6. Les maillages

Pour chaque profondeur et chaque géométrie de fouille et de semelle, un maillage différent a été réalisé. Chacun a été raffiné autour de la semelle. Les limites latérales ont été fixées à  $20B$  de part et d'autre du centre des semelles. De même, la limite inférieure est située à  $20B$  de profondeur sous la base de la semelle. De telles dimensions ont été antérieurement établies par Zerarka (2008) [37], suite à un prédimensionnement du modèle par éléments finis avec le logiciel CRISP.

Dans tous les cas, les premiers maillages élaborés ont été jugés relativement grossiers, avec des éléments triangulaires trop allongés. Même si ces éléments sont situés dans des zones peu concernées, de nouveaux maillages plus resserrés ont été mis au point. Ceux-ci garantissent une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation.

Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacements sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif (à  $20B$  de profondeur) et déplacements horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine maille (frontière latérale et axe de symétrie).

Le tableau (4.2) décrit les caractéristiques des trois maillages employés. Tous ces maillages sont construits selon le même principe. Les figures (4.1) à (4.3), illustrent les trois configurations pour les différentes fiches ( $D/B=0, 1$  et  $2$ ).

Tableau 4.2 : caractéristiques des maillages des différents modèles

Type de semelle	Essai modélisé	D (m)	Nœuds	Éléments
Filante ou Circulaire	Modèle (1à14)	0	1035	1940
	Modèle (1à14)	1	1046	1955
	Modèle (1à14)	2	1060	1988
1à14 représente le différent rapport entre la largeur ou le diamètre de la semelle, la distance de substratum par rapport à la base de la semelle et ( $H/B$ )				

Le tableau (4.3) représente les différents rapports ( $H/B$ ) et les numéros de modèles étudiés pour la simulation du comportement des deux types de fondations.

Tableau 4.3 : présentations des différents rapports de (H/B) et les numéros de modèles étudiés

Modèle	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
H/B	0.1	0.5	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10

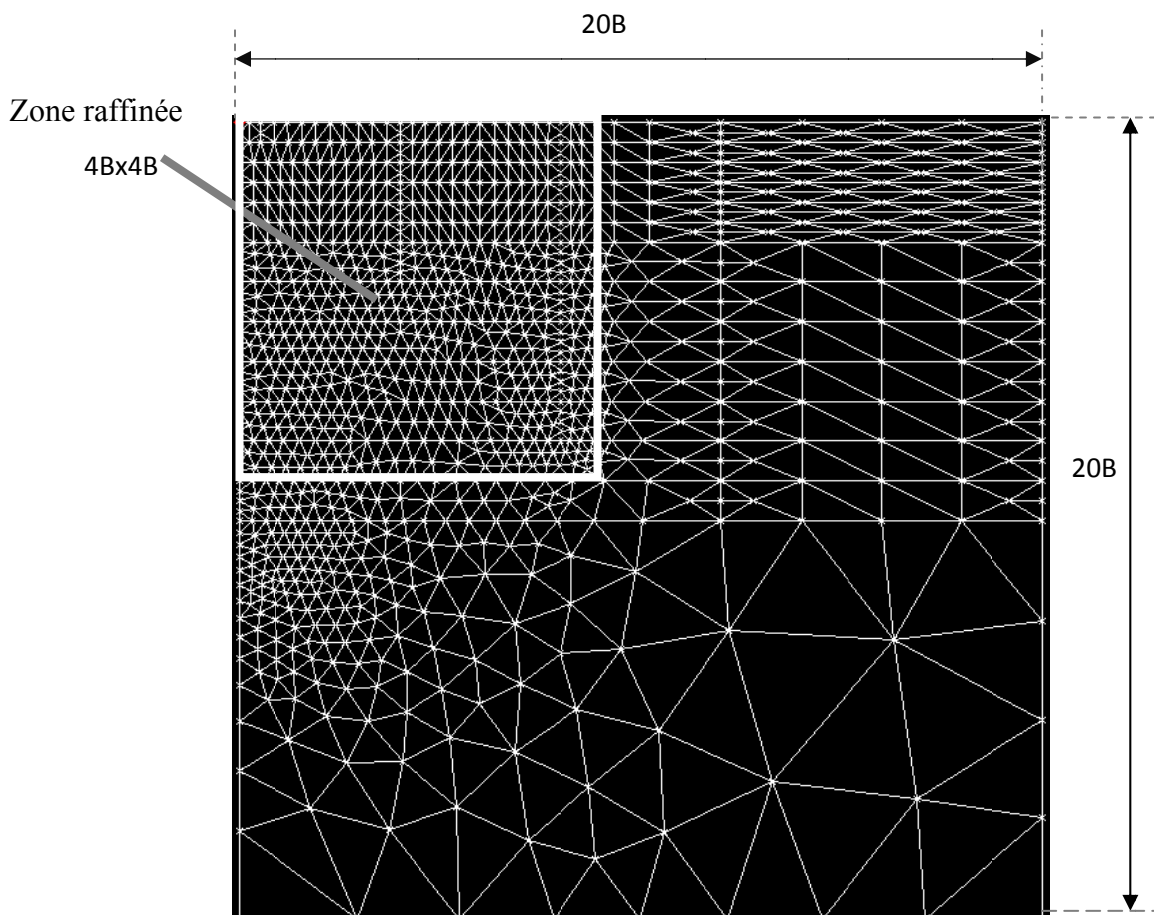


Figure4.1 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour  $D/B=0$

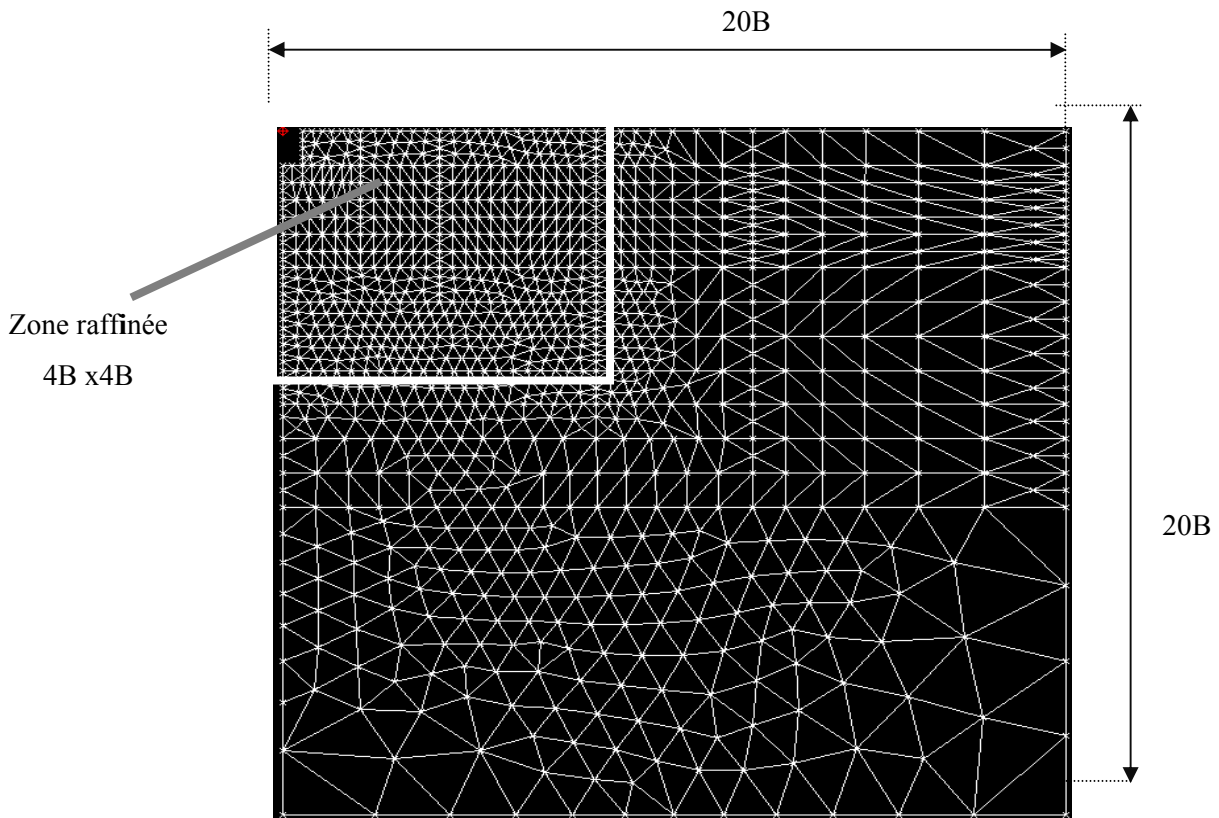


Figure 4.2. : Vue générale d'un maillage considéré dans un massif de sol pour  $D/B=1$

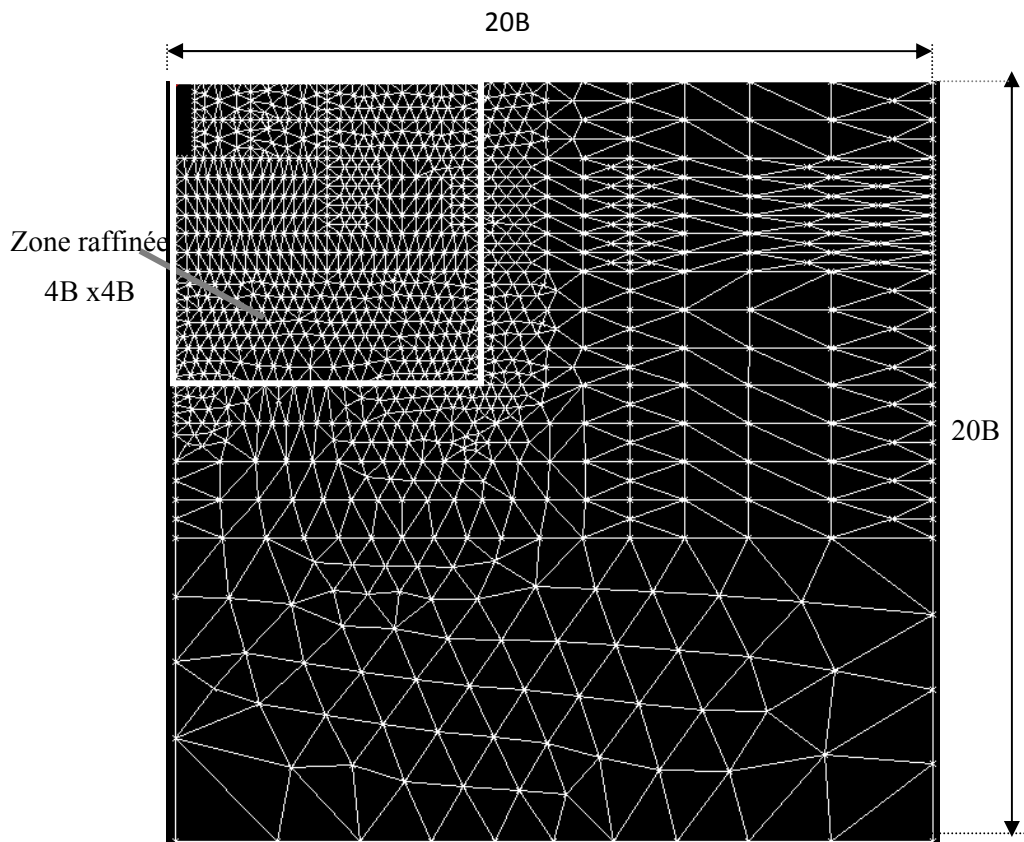


Figure.4.3 : Vue générale d'un maillage considéré dans un massif de sol pour  $D/B=2$

#### 4.2.7. Calcul par étapes et incrément de chargement

Les premières modélisations ont été réalisées en deux étapes : l'une correspond à la création de l'état initial, la simulation du creusement de la fouille et de la pose du béton, et l'autre au chargement de la fondation.

L'état initial correspond à un état de contrainte tel que la contrainte verticale équilibre le poids des terres et la contrainte horizontale effective est une fraction de la contrainte verticale effective. Ne possédant pas d'informations sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos, celui-ci a été calculé à partir de la formule simplifiée de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ) valable pour les argiles normalement consolidées.

Pour chaque modèle de fondation, la sollicitation s'effectue en déplacement contrôlés sous forme d'incrément de déplacements uniformes, jusqu'à une valeur maximum égale à  $(B/10)$ , appliqué sur la partie inférieure de la semelle, ce qui correspond conventionnellement au tassement de la fondation lors du dépassement de la capacité portante du sol.

#### 4.2.8. Déroulement des calculs

##### 4.2.8.1. Méthode de résolution

La méthode de résolution employée est la méthode des contraintes initiales [38] (ou méthode de Newton- Rafson modifiée) et la tolérance demandée sur les tests de convergence est de  $5.10^{-4}$  pour le déplacement et 0 pour la force, le nombre maximum d'itérations pour atteindre cette convergence est de 250 itérations.

##### 4.2.8.2. Méthode d'intégration

L'intégration réduite à  $2 \times 2$  points de  $\bar{B}$  est utilisée pour le calcul des contraintes et des déformations à l'intérieur des éléments finis. Le principe de la méthode s'explique comme suit :

Cette méthode est utilisé pour analysé les matériaux incompressible (matériaux de coefficient de poisson est égale de 0.49, matériau de comportement non drainée ou les zones plastique), un overstiff réponse a été observée dans nombreux cas.

Nagtegaal, et al, [35] a proposé un critère pour déterminer la réponse des éléments finis pour les conditions non compressible. Ils évaluent le rapport du nombre total des degrés de liberté de l'ensemble des contraintes correspondent les points d'intégration.

- Si ce rapport est supérieur à 1, l'élément fini est adapté pour analyser les matériaux incompressibles.
- Si le rapport est inférieur à 1, les éléments finis est jugé inapproprié et aucune effet produire «Verrouillage».

Sloan et Randolph [35] a montré que l'ordre du polynôme définissant les déplacements au sein d'un élément est augmenté, l'augmentation du nombre de nouveaux degrés de liberté est supérieure à l'augmentation de l'incompressibilité des contraintes. Par conséquent, l'ordre supérieur de l'élément est moins susceptible de produire un overstiff response.

La solution idéale pour les éléments qui supportent les contraintes d'incompressibilité est de diviser la matrice de la rigidité en deux parties, l'une dilatationnelle et l'autre déviatorique. La partie de dilatation permet de produire l'overstiff response. Cette partie peut alors être intégrée à l'aide d'une règle de l'ordre inférieur d'intégration. Cette méthode est appelée méthode de l'intégration sélective.

L'élément de rigidité est donné comme suit :

$$K^e = \int_{\Omega^e} B^T D B d\Omega \quad (4.5)$$

$B$  le vecteur de déplacement,  $D$  le tenseur décrivant le comportement physique du matériau.

L'élément interne de la force est donné en tant que vecteur donné par la formule 4.6 :

$$f^e = \int_{\Omega^e} B^T \sigma d\Omega \quad (4.6)$$

$$B = [B_1, B_2 \dots, B_{n_{en}}] \quad (4.7)$$

$\sigma$  étant le tenseur de contrainte et  $n_{en}$ , est le nombre des nœuds de l'élément.

$$B_i = \frac{\partial N_a}{\partial x_i} \quad 1 < i < 3 \quad (4.8)$$

$N_a$ , est la forme de la fonction associée à un nœud et  $x_i$  est la  $i^{\text{ème}}$  coordonnées cartésiennes

$$B_a = \begin{bmatrix} B_1 & 0 & 0 \\ 0 & B_2 & 0 \\ 0 & 0 & B_3 \\ 0 & B_3 & B_2 \\ B_3 & 0 & B_1 \\ B_2 & B_1 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Avec la méthode d'intégration sélective, le tenseur est divisé en deux parties sont déviateurique et dilatationel, et l'équation de la rigidité devient :

$$\left. \begin{aligned} \sigma^{dev} &= K^{dev} \cdot \varepsilon^{dev} \\ \sigma^{dil} &= K^{dil} \cdot \varepsilon^{dil} \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

$D^{dil}$  Le tenseur de dilatation décrivant le comportement physique du matériau donné par (4.11).

$$D^{dil} = K_{bulk} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

$K_{bulk}$  Module de compressibilité du sol définie par le module de Yong E et le coefficient de poisson  $\nu$

$D^{dev}$  Le tenseur de déviateurique décrivant le comportement physique du matériau donné par (4.12).

$$D^{dev} = 2G \begin{bmatrix} 2/3 & -1/3 & -1/3 & 0 & 0 & 0 \\ -1/3 & 2/3 & -1/3 & 0 & 0 & 0 \\ -1/3 & -1/3 & 2/3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

$G$  Module de cisaillement du sol défini par le module de Yong E et le coefficient de poisson  $\nu$

La rigidité de l'élément est l'ensemble de la rigidité déviatorique et la rigidité de dilatation qui donnée par la formule (4.13) :

$$K^e = K^{dil} + K^{dev} \quad (4.13)$$

Avec

$$K^{dev} = \int_{\Omega^e} B^T D^{dev} B d\Omega \quad (4.14)$$

$$K^{dil} = \int_{\Omega^e} B^T D^{dil} B d\Omega \quad (4.15)$$

$$K^{dev} = \sum_{ip}^{ngp} B^T D^{dev} B w_i dv \quad (4.16)$$

$K^{dev}$  Rigidité déviatorique et  $n_{gp}$  est le nombre des points d'intégration pour l'intégration totale,  $W_i$  le poids volumique de l'élément

$$K^{dil} = \sum_{ip}^{rgp} B^T D^{dil} B w_i dv \quad (4.17)$$

$K^{dil}$  est la rigidité de dilatation et  $rgp$  est le nombre de points d'intégration de la réduction d'intégration. Par exemple, un huit nœuds quadrilatère des points d'intégration 3x3 pour l'intégration totale et 2x2 points pour réduire l'intégration.

La méthode d'intégration sélective fonctionne bien pour les matériaux élastiques isotropes dans lequel il est facile de diviser le tenseur de contrainte en deux parties, la partie déviatorique et la partie de dilatation. Toutefois, cette procédure n'est pas aussi simple avec les matériaux élastoplastique. Une autre méthode est de diviser la matrice B en deux parties, la partie de dilatation et la partie de déviateur. Cette méthode est également mentionné que la méthode B.Bar. Voir Hughes T.J.R.[35].

$B_a^{dil}$  Désigne la partie dilational de  $B_a$ , c'est-à-dire :

$$B_a = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} B_1 & B_2 & B_3 \\ B_1 & B_2 & B_3 \\ B_1 & B_2 & B_3 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

La partie deviatorique de  $B_a$  est donnée par la formule (3.19)

$$B_a^{dev} = B_a - B_a^{dil} \quad (4.19)$$

Le tenseur de dilaton  $\bar{B}_a^{dil}$  est donné par (4.20) :

$$\bar{B}_a^{dil} = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} \bar{B}_1 & \bar{B}_2 & \bar{B}_3 \\ \bar{B}_1 & \bar{B}_2 & \bar{B}_3 \\ \bar{B}_1 & \bar{B}_2 & \bar{B}_3 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.20)$$



Le tenseur de  $\overline{B}_a$  est donné par (4.21 et 4.22) :

$$\overline{B}_a = B_a^{dev} + \overline{B}_a^{dil} \quad (4.21)$$

$$\overline{B}_a = \begin{bmatrix} B_5 & B_6 & B_8 \\ B_4 & B_7 & B_8 \\ B_4 & B_6 & B_9 \\ 0 & B_3 & B_2 \\ B_3 & 0 & B_1 \\ B_2 & B_1 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

Les éléments de tenseur de déplacements sont donnés par la formule (4.23) :

$$\left. \begin{aligned} B_4 &= \frac{\overline{B}_1 - B_1}{3}, B_5 = B_1 + B_4, B_6 = \frac{\overline{B}_2 - B_2}{3} \\ B_7 &= B_2 + B_6, B_8 = \frac{\overline{B}_3 - B_3}{3}, B_9 = B_3 + B_9 \end{aligned} \right\} \quad (4.23)$$

La définition suivante est utilisée dans cette recherche

$$\overline{B}_i = \frac{\int_{\Omega^e} B_i d\Omega}{\int_{\Omega^e} d\Omega} \quad (4.24)$$

Les paramètres des calculs sont présentés sur la fenêtre du calcul qui est définie par CRISP V5.2 (figure 4.4).

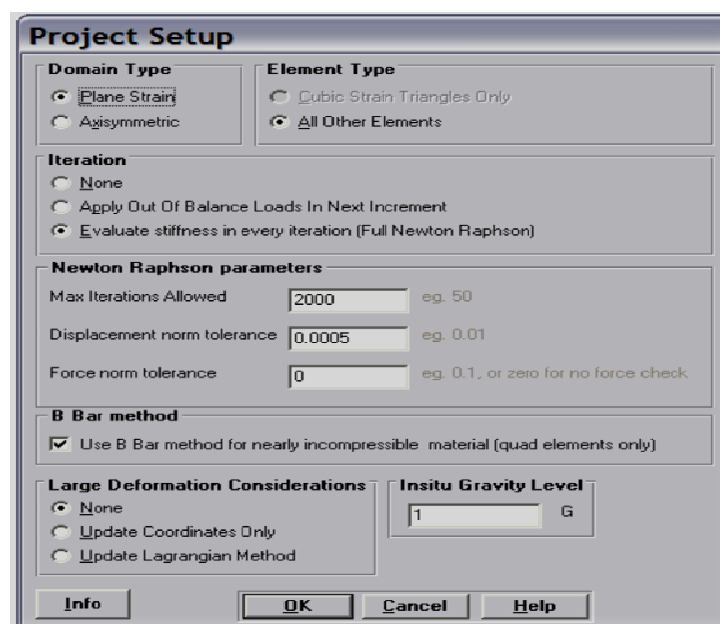


Figure : 4.4. Fenêtre de déroulement des calculs avec CRISP 5.2 [35]

#### 4.2.8.3. Méthode du calcul de pression verticale

##### a) Semelle filante :

La pression verticale est la somme des réactions dans les nœuds (figure 4.5) divisé par la largeur de la semelle, de façon simple la pression verticale est donnée par la formule 4.25 :

$$P_v = 2 \sum_{i=1}^n F_i / B \quad (4.25)$$

Avec

P : est la pression verticale, B largeur de la semelle et  $F_i$  la réaction verticale dans les nœuds

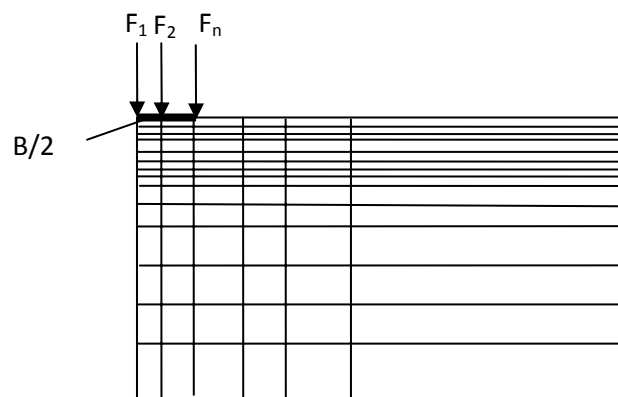


Figure 4.5 : schéma d'un demi-plan pour la modélisation en éléments finis (déformation plane et axisymétrique).

##### b) Semelle circulaire

Dans ce type de fondation, la pression verticale est calculée par la formule (4.26) :

$$q_m = \frac{Q}{\pi \cdot R^2} \quad (4.26)$$

Avec  $q_m$  la pression vertical moyenne, R le rayon de la semelle et Q est force résultante sur le périmètre de la semelle (figure 4.6), cette dernière est donnée par la formule suivante :

$$Q = \int_0^R F(r) \cdot 2\pi dr \quad (4.27)$$

$F(r)$  est la force nodale donnée par le calcul par éléments finis sur un demi-plan, sur un périmètre de rayon  $r$  ( $r \leq R$ ).

D'après les résultats d'un calcul par la méthode des éléments finis, la force résultante est donnée par la formule (4.28) [39] et [40] :

$$Q = 2\pi \sum_{i=1}^{i=N} F_i \cdot r_i \quad (4.28)$$

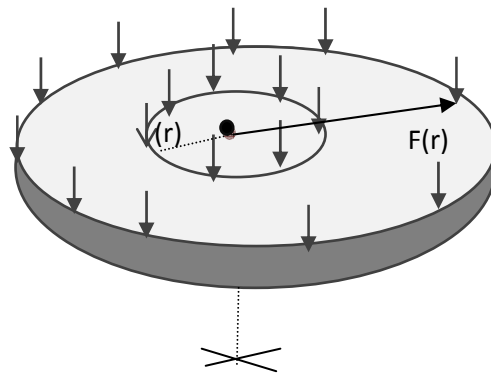


Figure 4.6 : Principe de détermination la résultante verticale d'une semelle circulaire

### 4.3. Méthodes d'analyse des résultats du calcul

Deux méthodes principales sont utilisées pour déterminer la capacité portante  $q_l$ , et la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement. En outre une analyse dimensionnelle a été menée en vue d'entamer l'étude des résultats sous forme adimensionnelle.

#### 4.3.1. Méthode graphique (d'Asaoka) [41]

La méthode graphique préconisée pour la détermination de la capacité portante  $q_l$  à partir de la courbe de chargement (pression verticale  $q$  en fonction de déplacement vertical  $s$ ) a l'avantage de la simplicité. Le principe de la méthode s'explique comme suit :

La capacité portante est atteinte lorsque le tassement tend vers l'infini, ce qui revient à dire que pour un grand déplacement la charge appliquée à l'incrément  $N$  est égal à celle de l'incrément suivant  $N+1$ , donc :

$$\lim_{s \rightarrow \infty} q_l = q_1$$

Ainsi, lorsque  $s \rightarrow \infty$   $q_n = q_{n+1}$

La procédure d'asaoka exige une interpolation de la pression pour des incréments réguliers du tassement de la courbe de chargement, et le point d'intersection de la courbe  $q_{n+1}=f(q_n)$  avec

la première bissectrice représente la capacité portante recherchée. La figure 4.7 représente le principe de la méthode d'asaoka [41].

#### 4.3.2. Méthode des différences divisées (Newton) [41].

La méthode retenue pour la détermination de la pente initiale ( $\alpha$ ) est celle des différences divisées de Newton [41], illustrée à figure (4.8). Il est noté que la pente  $\alpha$  représente la raideur initiale du système fondation sol. Elle consiste à calculer la pente entre deux points proches au voisinage de l'origine par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{s_2 \frac{q_1}{s_1} - s_1 \frac{q_2}{s_2}}{s_2 - s_1} \quad (4.29)$$

$s_1$  et  $s_2$  sont les déplacements verticaux (tassement), et  $q_1$  et  $q_2$  sont les pressions verticales appliqués.

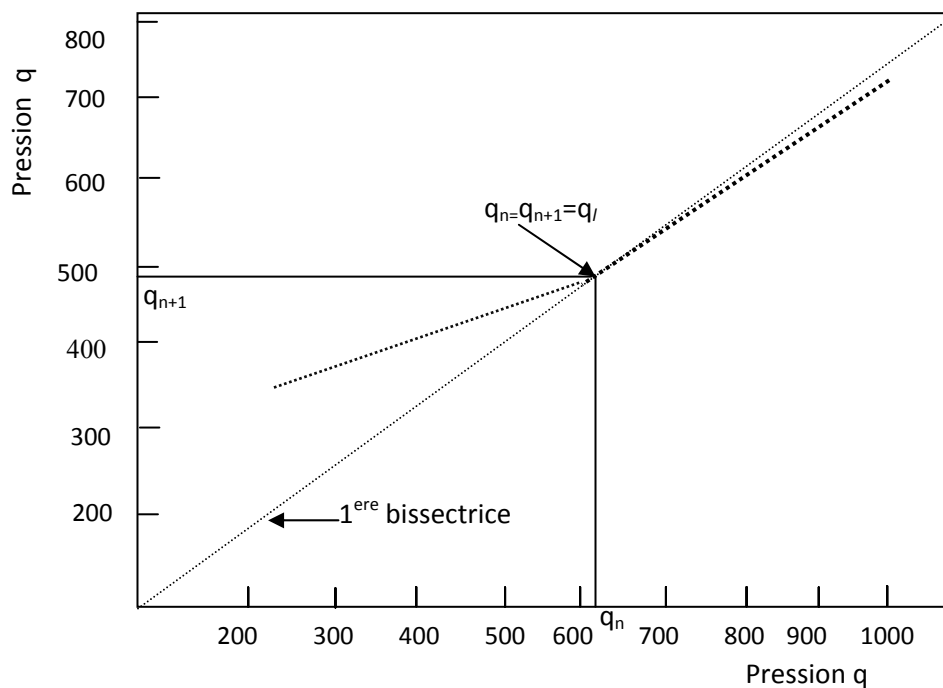


Figure 4.7 Schéma type pour la détermination de  $q_l$  selon la procédure d'Asaoka [41]

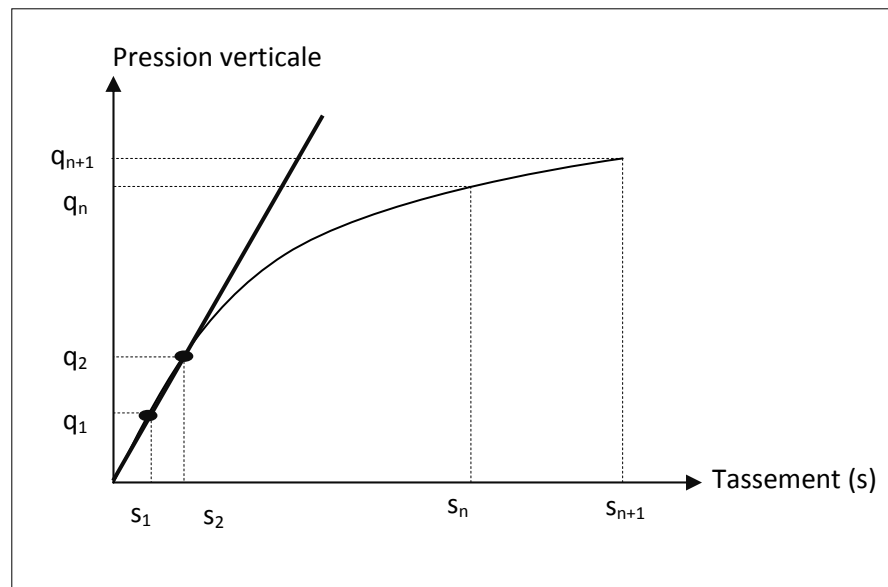


Figure 4.8 : Représentation de la courbe (q-s) et paramètre calculés [41]

#### 4.3.3. Analyse dimensionnelle-Théorème des $\pi$ .

Le but de l'analyse dimensionnelle-théorème des  $\pi$  est de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié, telles que les propriétés physiques et géométriques de la fondation, et les caractérisations géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre de paramètres en créant de nouvelles fonctions appelées "termes". Donc le résultat est beaucoup plus général quelque soit la valeur que puisse prendre un paramètre.

Les termes en  $\pi$  sont déterminés, dans notre cas, par le théorème de Vashy- Buckingham comme suit :

##### 4.3.3.1. Capacité portante

a) Capacité portante d'une semelle filante et circulaire réalisée à la surface du sol

$$f(q_l, C, \gamma, H, B) = 0 \quad (4.30)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (4.31)$$

$n$  est le nombre de quantités physique, soit  $n=7$  et  $K$  est le nombre d'unités fondamentales (M, T, L), soit  $K=3$ , ou  $M$  désigne la masse,  $T$  le temps et  $L$  la longueur.

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = H/B$  : La distance relative entre la semelle et le substratum.

$\pi_2 = q_l / C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion(ou  $N_c$  selon la théorie classique de capacité portante)

b) Capacité portante d'une semelle filante ou circulaire réalisée a une fiche d'encrage dans le sol.

$$f(q_l, C, \gamma, H, B, D) = 0 \quad (4.32)$$

La relation adimensionnelle est de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (4.33)$$

$\pi_1 = H / B$  : La distance relative entre la semelle et le substratum

$\pi_2 = D / B$  : Elancement de la fondation.

$\pi_3 = q_l / C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion(ou  $N_c$  selon la théorie classique de capacité portante)

#### 4.3.3.2. Tassement

$$f(s, q, E_s, E_b, \gamma, H, \nu_s, \nu_b, B, D.) = 0 \quad (4.34)$$

La relation adimensionnelle est de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (4.35)$$

n est le nombre de quantités physique, soit n=11 et K est le nombre d'unité fondamentales (M, T, L), soit K=3, donc n-k=8

Les termes en  $\pi$  sont sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = \nu_s$ : Coefficient de poisson du sol,

$\pi_2 = \nu_b$ : Coefficient de poisson du béton,

$\pi_3 = E_b / E_s$  : Compressibilité relative fondation/sol,

$\pi_4 = s / B$  : Tassement relatif de la fondation,

$\pi_5 = D / B$  : Elancement relatif de la fondation,

$\pi_6 = \alpha / \gamma$  : Pente initiale relative de la courbe de chargement (q-s),

$\pi_7 = H / B$  : Distance relative entre la semelle et le substratum,

$\pi_8 = \alpha \cdot B / E_s$  : Le facteur d'influence des tassements pour semelle filante,

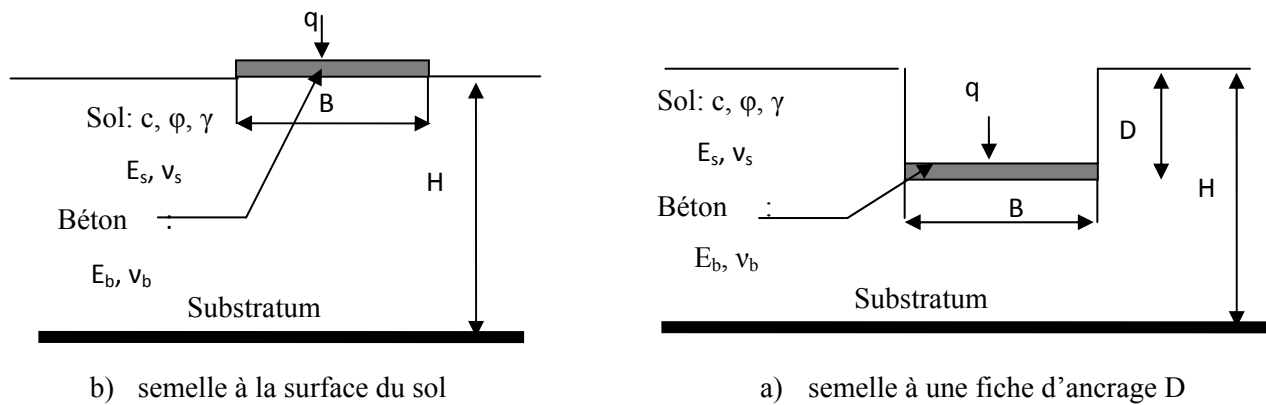


Figure 4.9 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés

#### 4.3.4. Interprétations des résultats du calcul :

Dans cette partie de travail, on cherche à analyser l'influence des paramètres étudiés, sur la capacité portante  $q_i$  et sur la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, notamment l'effet de l'élanement  $D/B$ , de la distance relative  $H/B$  entre le substratum et la semelle, et de la cohésion  $C$ .

Les résultats de calcul de la pente initiale de la courbe de chargement  $\alpha$  par la méthode des différents divisée, et de la capacité portante calculée par la méthode d'Asaoka, sont présentés, pour les différentes configurations sous forme de courbes.

Dans cette analyse, on commence par la présentation de l'effet des paramètres, qui ont été définis précédemment, sur la capacité portante d'une semelle (filante ou circulaire) réalisée à la surface de sol, ensuite à une certaine profondeur  $D$ , et enfin on analyse l'effet des paramètres étudiés sur la pente initiale  $\alpha$ .

##### 4.3.4.1. Capacité portante

###### 4.3.4.1.1. Influence du substratum ( $H/B$ ) sur la capacité portante

Les figures (4.10 à 4.15) montrent la variation de la capacité portante en fonction de la distance relative entre la base de semelle et le substratum. On a constaté que la réduction de la distance  $H$  se traduit par un accroissement considérable de la capacité portante, ceci quelle que soit la fiche de la fondation, la géométrie de la fondation et la compacité de la couche d'argile.

On constate d'ailleurs l'existence d'une distance seuil, notée  $H_{lim}$ , au delà de laquelle la proximité d'un substratum de la base de la fondation n'a aucun effet sur la capacité portante. La connaissance d'une telle valeur seuil est importante en pratique des fondations, puisqu'elle nous fixe la profondeur seuil de la base de la fondation dans un sol homogène en deçà de laquelle la capacité portante augmente sensiblement avec la distance  $H$  du substratum.

Les résultats présentés ci-après montrent que pour un épaisseur  $H$  inférieure à  $H_{lim}$ , la capacité portante augmente sensiblement en fonction de  $H$ .

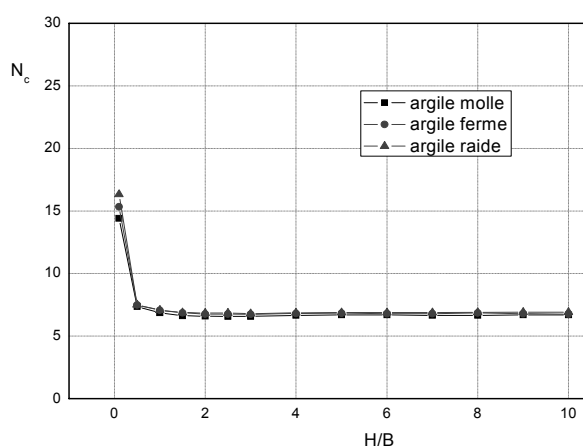


Figure 4.10 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $H/B$  (cas d'une semelle filante en surface du sol).

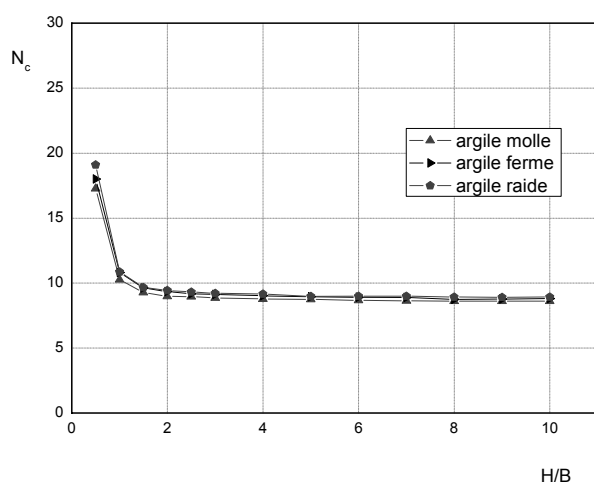


Figure 4.11 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $H/B$  (cas d'une semelle filante avec  $D/B=1$ )



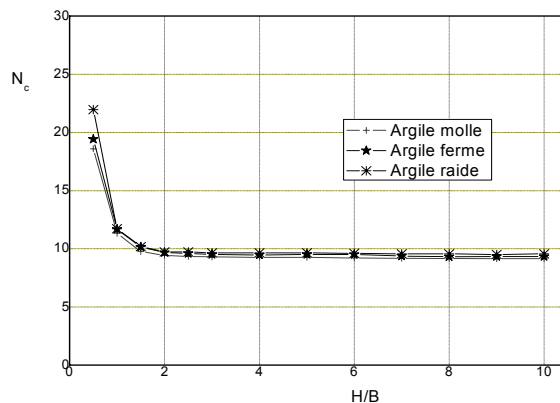


Figure 4.12 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle filante avec  $D/B=2$ )

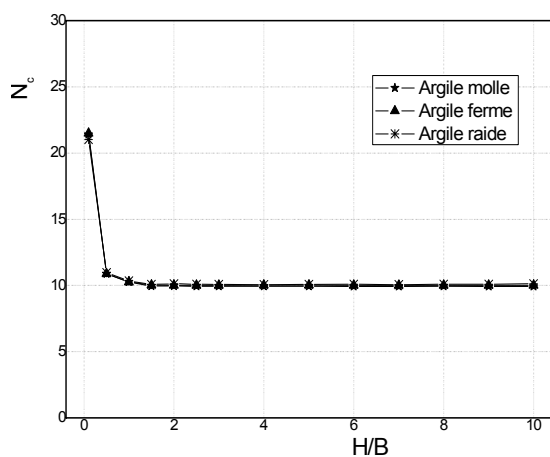


Figure 4.13 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle circulaire en surface du sol).

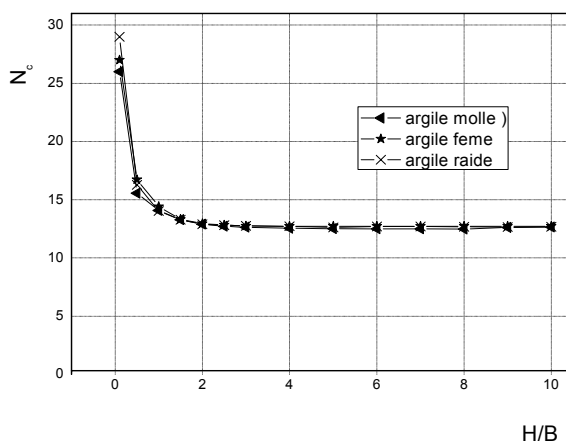


Figure 4.14 Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport H/B (cas d'une semelle circulaire avec  $D/B=1$ )

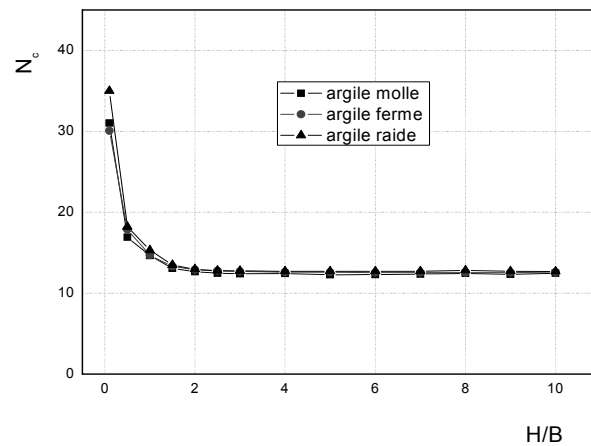


Figure 4.15 Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $H/B$  (cas d'une semelle circulaire avec  $D/B=2$ )

#### 4.3.4.1.2. Influence de l'élancement ( $D/B$ ) sur la capacité portante

Les figures (4.16 a 4.21) montrent l'influence de l'élancement  $D/B$  sur la capacité portante, cette dernière augmente légèrement en fonction de la fiche  $D$ .

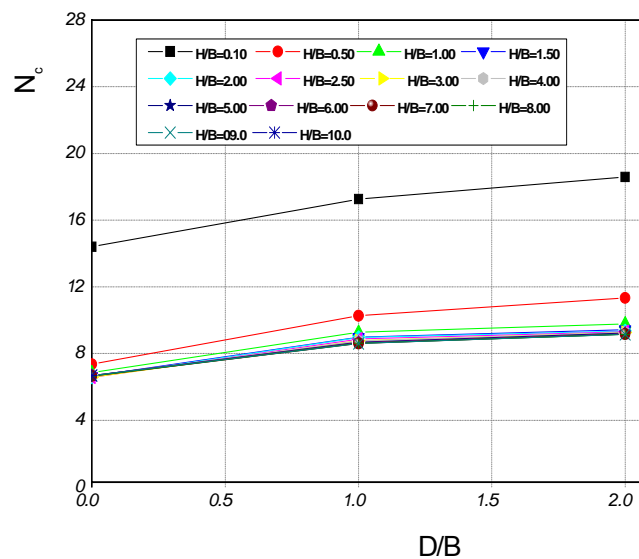


Figure 4.16 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $D/B$  (semelle filante cas d'argile molle).

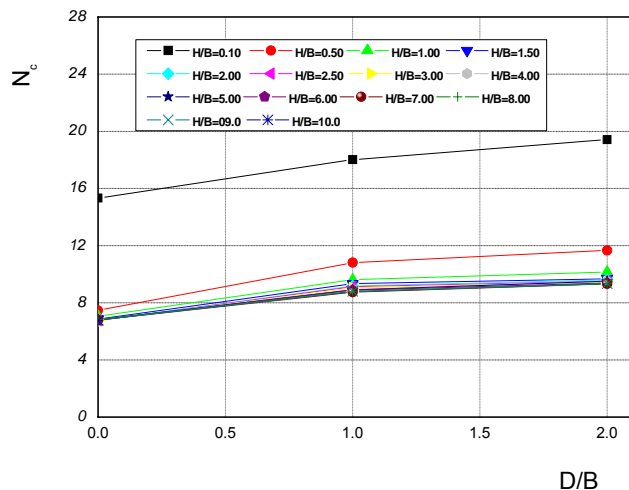


Figure 4.17 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $D/B$  (semelle filante cas d'argile ferme).

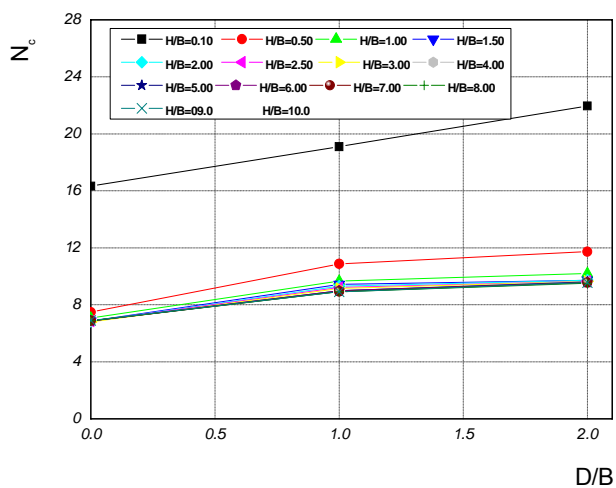


Figure 4.18 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $D/B$  (semelle filante cas d'argile raide).

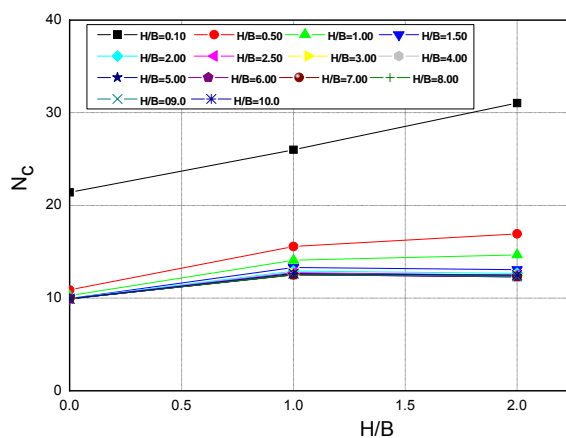


Figure 4.19 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport  $D/B$  (semelle circulaire cas d'argile molle).

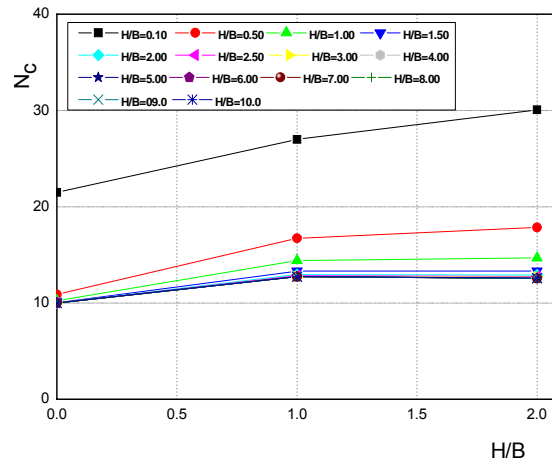


Figure 4.20 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle circulaire cas d'argile ferme).

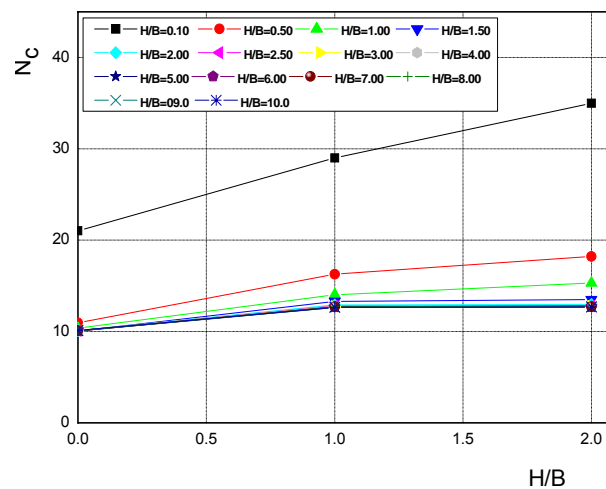


Figure 4.21 : Variation du facteur de portance dû à la cohésion en fonction du rapport D/B (semelle circulaire cas d'argile raide).

#### 4.3.4.2. Pente initiale de courbe de chargement

La courbe de chargement dépend de deux paramètres importants, soient le module de Young  $E$  du sol et le coefficient de poisson  $\nu$ .

Selon l'analyse dimensionnelle, on obtient le terme en  $\pi = \alpha \cdot B/E$ , ce terme représente le facteur d'influence du tassement  $P_{Hm}$  dans la théorie d'élasticité (méthode de Giroud, Meyerhof), et le terme en  $\pi = \alpha \cdot R/E$  représente en fait le facteur d'influence du tassement  $2\eta$  dans la théorie d'élasticités (méthode de Poulos).

Les résultats de la pente initiale de courbe de chargement, sont présentés sous forme des courbes de facteur d'influence de tassement en fonction de la distance relative ( $H/B$ ).

#### 4.3.4.2.1. Influence de substratum ( $H/B$ ) sur la pente initiale de courbe de chargement.

Les figures (4.22 à 4.27) montrent l'effet de substratum sur la variation de la pente initiale en fonction de la distance relative entre la semelle et le substratum, tel que le rapprochement du substratum rigide de la base de la semelle se traduit par un accroissement considérable de la pente initiale  $\alpha$ .

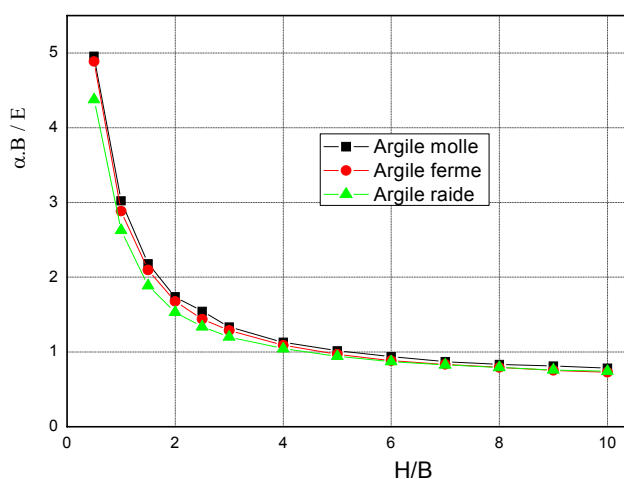


Figure 4.22 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de  $H/B$  (Semelle filante cas  $D/B=0$ )

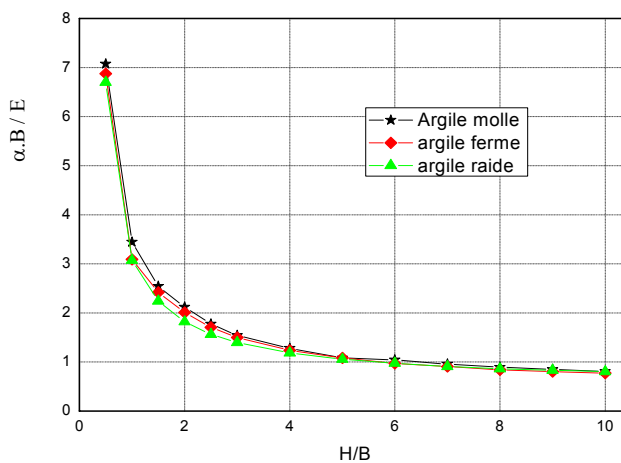


Figure 4.23 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de  $H/B$  (Semelle filante cas  $D/B=1$ )

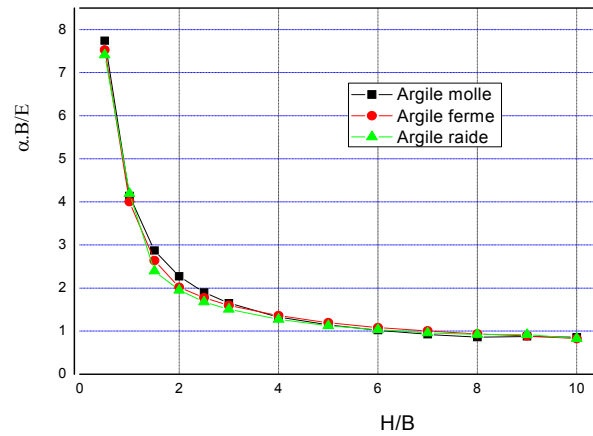


Figure4.24 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B  
(Semelle filante cas  $D/B=2$ )

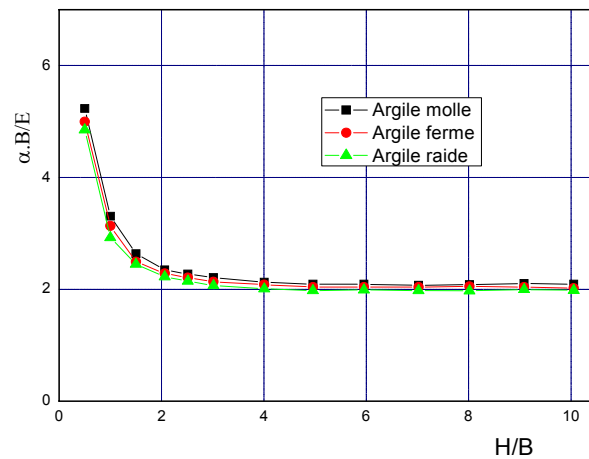


Figure4.25 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B  
(Semelle circulaire cas  $D/B=0$ )

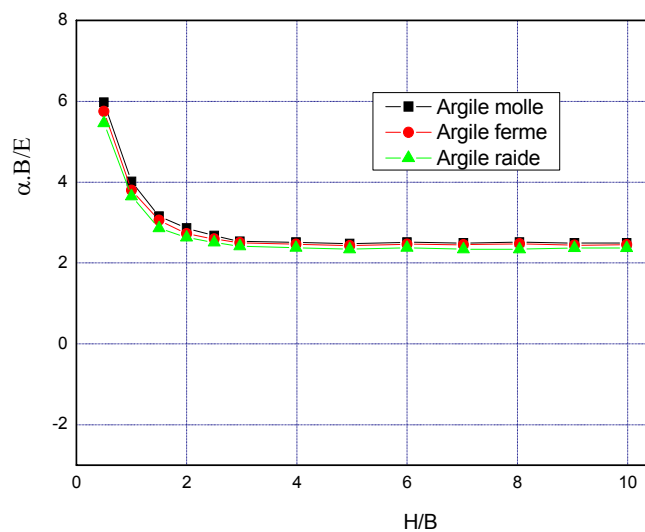


Figure4.26 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de H/B  
(Semelle circulaire cas  $D/B=1$ )

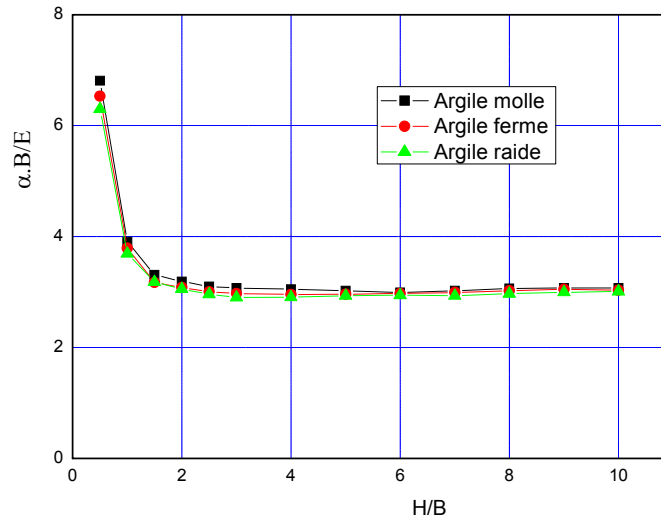


Figure 4.27 : Variation de la pente initiale des courbes de chargement en fonction de  $H/B$   
(Semelle circulaire cas  $D/B=2$ )

#### 4.4.1. Détermination de la valeur $H_{lim}/B$

Les caractéristiques du sol sont des facteurs très importants influant le rapport  $H_{lim}/B$ , comme la rigidité et la cohésion pour les sols cohérents. Les valeurs de  $H_{lim}/B$  sont déterminées à partir des courbes,  $(q_l/C_u) = f(H/B)$ , et  $(\alpha.B/E) = g(H/B)$ .

La méthode du calcul est la méthode graphique (figure 4.28) conventionnelle dont le principe est le suivant :

On trace une droite ( $\Delta$ ) représentant la tangente des premiers points du  $(q_l/c_u)$  ou  $(\alpha.B/E)$ , ensuite on trace la deuxième droite ( $\Delta'$ ) représentant la tangente des derniers points de  $(q_l/c_u)$  ou  $(\alpha.B/E)$  en fonction de  $H/B$ , le point d'intersection entre ces deux droites représente conventionnellement la valeur de  $H_{lim}/B$ . Le tableau 4.4 représente les valeurs de  $H_{lim}/B$  pour la capacité portante et la pente initiale de courbe de chargement de deux formes des semelles, reposantes sur une couche d'argile saturée.

Il est à noter que selon la méthode de Mandel- Salençon (1972) [5] :  $H_{lim} = B \cdot \eta(\varphi)$  pour la capacité portante dans un sol argileux saturé supportant une semelle continue souple le rapport  $H_{lim}/B = \eta(0) = 0.79$ . Ce qui est en bonne concordance avec la valeur trouvée pour une semelle continue.

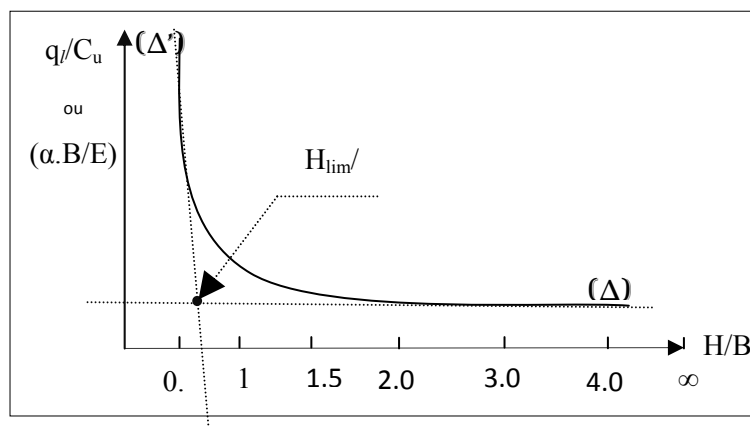


Figure 4.28 : Schéma de principe de détermination conventionnelle la valeur de  $H_{lim}/B$

Tableau 4.4 : Valeurs de  $H_{lim}/B$  pour la capacité portante et la pente initiale des courbes de chargement d'une fondation superficielle.

	Argile											
	Capacité portante						Pente initiale de la courbe de chargement					
	$H_{lim}/B$ Semelle filante			$H_{lim}/B$ Semelle circulaire			$H_{lim}/B$ Semelle filante			$H_{lim}/B$ Semelle circulaire		
D/B	Cohésion (kPa)			Cohésion (kPa)			Rigidité E(MPa)			Rigidité E(MPa)		
	20	50	200	20	50	200	5	20	40	5	20	40
0	0.69			0.67			1.48			1.30		
1	0.98			0.76			1.60			1.35		
2	1.04			0.8			1.70			1.45		
$H_{lim}/B$ Moyenn e	0.9			0.74			1.6			1.4		
$H_{lim}/B$ Salençon et Mandel	0.79			-			-			-		
Ecart%	13.40			-			-			-		



#### 4.4.2. Ajustement des résultats du calcul par des formules

L'ajustement, des trois points premiers des courbes de  $q_l/c_u$  et  $\alpha.B/E$  en fonction de  $H/B$  par une fonction puissance, a permis de proposer la formulation suivante de  $q_l/c_u$  et  $\alpha.B/E$ , pour une fiche D et un type de fondation donnés.

##### a) Capacité portante

$$\bullet \text{ Semelle filante : } q_l/c_u = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } H < H_{lim} = 0.9B \\ N_c^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 0.9B \end{cases} \quad (4.36)$$

$$\bullet \text{ Semelle circulaire } q_l/c_u = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } H < H_{lim} = 0.75B \\ N_c^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 0.75B \end{cases} \quad (4.37)$$

a et b sont les coefficients d'ajustement des courbes de la capacité portante en fonction de  $H/B$ , et  $N_c^\infty$  le facteur du à la cohésion pour  $H/B=\infty$ . Les valeurs des ces coefficients en fonction de  $D/B$ , sont regroupées dans le tableau 4.5

Tableau 4.5 : Valeurs des coefficients  $a, b, N_c^\infty$  en fonction  $D/B$ .

D/B	Semelle filante				Semelle circulaire			
	a	b	R%	$N_c^\infty$	a	b	R%	$N_c^\infty$
0	6.28	-0.42	99.2	6.94	9.40	-0.28	99.10	9.90
1	11.73	-0.7	99.01	8.93	13.39	-0.35	99.80	12.70
2	12.75	-0.77	99.1	9.38	14.54	-0.38	99.82	13.11

Les figure 4.29 à 4.31 représentent la variation des facteurs a, b et le facteur du a la cohésion en fonction de  $D/B$  obtenu par l'ajustement, ce qui permet une utilisation pratique, pour l'étude du comportement des fondations superficielles rigide.

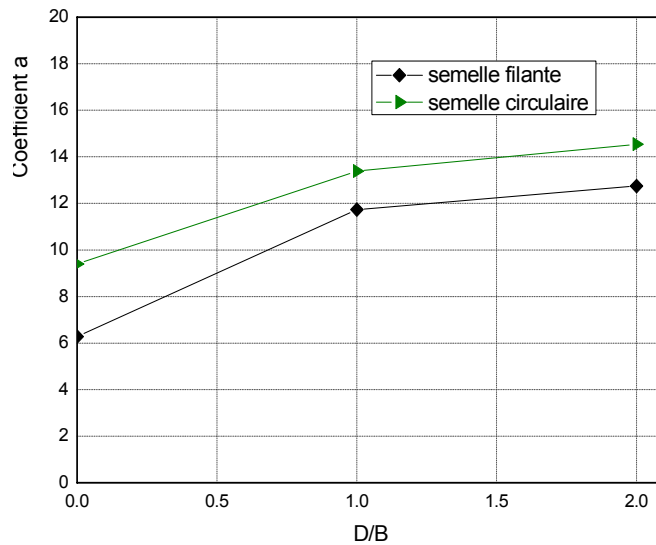


Figure 4.29 : Variation de coefficient "a" en fonction D/B

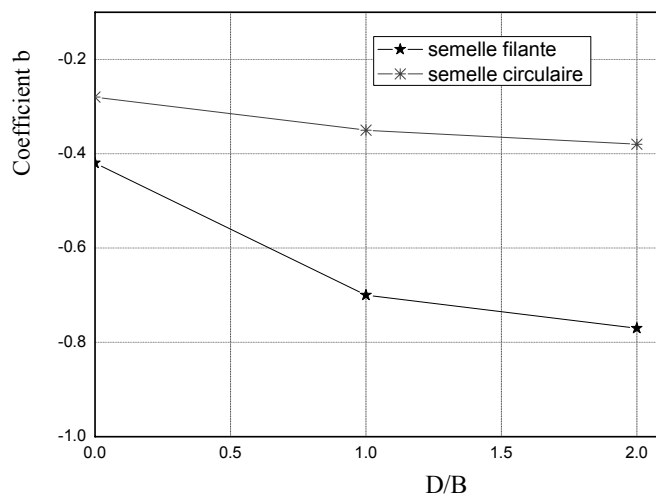
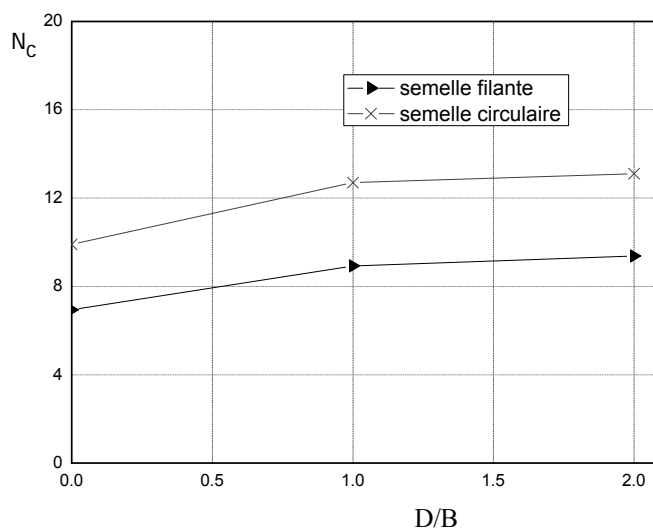


Figure 4.30 : Variation de coefficient " b" en fonction D/B

Figure 4.31 : Variation du facteur du à la cohésion  $N_c^\infty$  en fonction de D /B

b) Pente initiale de courbe de chargement  $\alpha$ 

- Semelle filante :

$$\alpha.B/E = \begin{cases} a' \left(\frac{H}{B}\right)^{b'} & \text{si } H < H_{lim} = 1.6B \\ P_{Hm}^{\infty} & \text{si } H > H_{lim} = 1.6B \end{cases} \quad (4.38)$$

- Semelle circulaire :

$$\alpha.B/E = \begin{cases} a' \left(\frac{H}{B}\right)^{b'} & \text{si } H < H_{lim} = 1.4B \\ \eta^{\infty} & \text{si } H > H_{lim} = 1.4B \end{cases} \quad (4.39)$$

$a'$  et  $b'$  sont les coefficients d'ajustement des courbes de la pente initiale de courbe de chargement en fonction de  $H/B$ ,  $\eta^{\infty}$  et  $P_{Hm}^{\infty}$  sont les facteurs du tassement pour  $H/B = \infty$ . Les valeurs des ces coefficients en fonction de  $D/B$ , sont regroupées dans le tableau 4.6.

Tableau : 4.6 valeurs des coefficients  $a'$ ,  $b'$ ,  $P_{Hm}^{\infty}$  et  $\eta^{\infty}$  en fonction  $D/B$ .

D/B	Semelle filante				Semelle circulaire			
	$a'$	$b'$	R%	$P_{Hm}^{\infty}$	$a'$	$b'$	R%	$\eta^{\infty}$
0	2.87	-0.77	99.99	0.75	3.25	-0.62	99.68	1.98
1	3.47	-0.87	99.54	0.85	3.88	-0.67	99.88	2.47
2	3.95	-0.92	99.92	0.9	4.20	-0.63	98.68	2.97

Les figure 4.32 à 4.34 représentent la variation des facteurs  $a'$ ,  $b'$  et le facteur du a la cohésion en fonction de  $D/B$  obtenu par l'ajustement, ce qui permet une utilisation pratique, pour l'étude du comportement des fondations superficielles rigide.

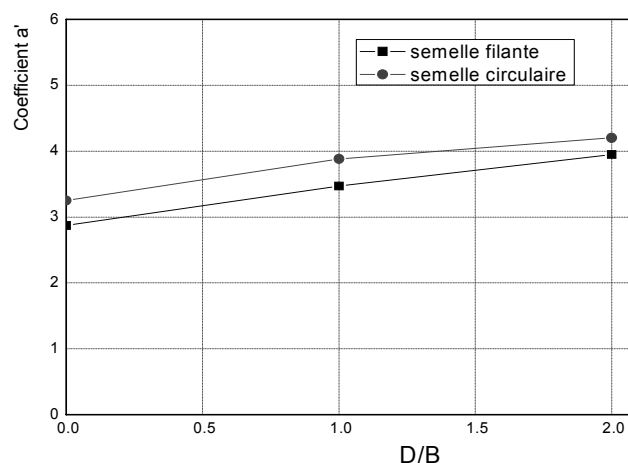


Figure 4.32 : Variation de coefficient "  $a'$  " en fonction  $D/B$

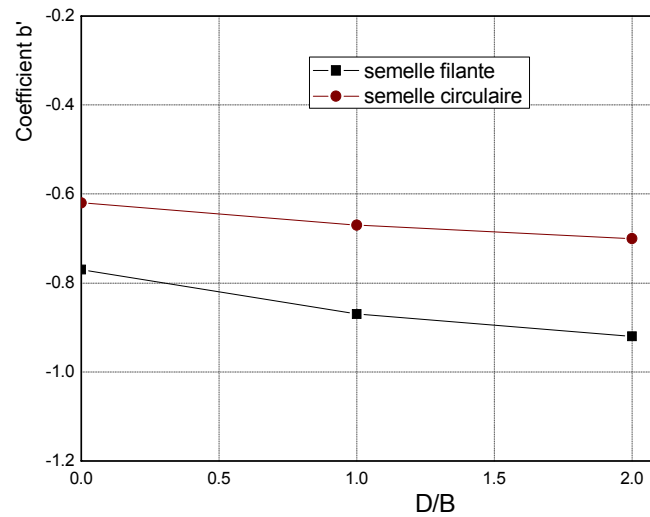


Figure 4.33 : variation de coefficient  $b'$  en fonction  $D/B$

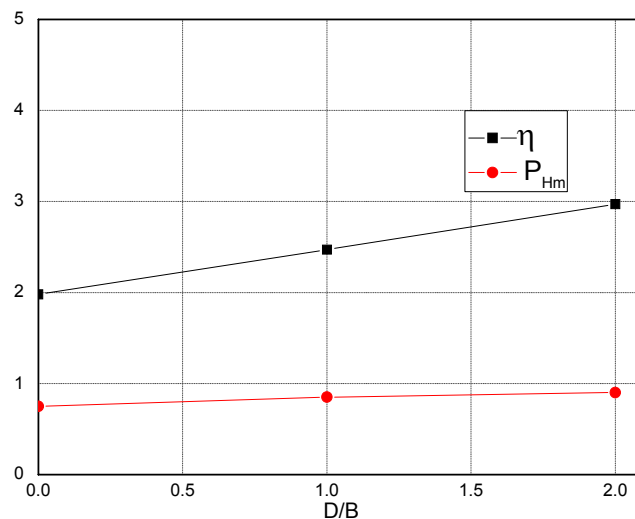


Figure 4.34 : Variation des facteurs du tassement  $\eta^\infty$  et  $P_{Hm}^\infty$  en fonction de  $D/B$

#### 4.5. Comparaison entre les résultats du calcul avec les résultats théoriques

On effectue ci-après une comparaison des résultats obtenus par la méthode des éléments finis, avec ceux disponibles en littérature des fondations superficielles.

Dans notre travail, pour dégager l'effet de la rigidité relative fondation/sol, on prendra les valeurs de  $N_c$  d'une semelle souple donnée par la théorie classique de capacité portante (pression uniforme appliquée) et on la comparera à la valeur de  $N_c$  d'une semelle rigide

(tassement uniforme imposé) donnée par CRISP, Cette comparaison se fait pour une semelle fondée au surface du sol.

Le tableau 4.7 représente les différentes comparaisons entre les résultats numériques calculés par CRISP et les résultats théoriques.

Tableau 4.7 : Comparaison des valeurs du facteur de portance  $N_c$  pour une semelle réalisé à la surface de sol

Semelle en surface du sol		
	$N_c$	
	Semelle filante	Semelle circulaire
<i>Semelle rigide (CRISP)</i>	6.97	9.90
<i>Semelle souple (Théorie)</i>	5.14	6.28
$N_c$ rigide/ $N_c$ souple	1.35	1.58 $\approx$ 1.6

On constate ici qu'en passant d'une semelle souple à une semelle rigide, la capacité portante augmente de 1.35 en cas de semelle continue et 1.6 en cas de semelle circulaire.

#### 4.6. Validation du modèle en éléments finis

Au cours du processus de définition du modèle par élément finis, une multitude d'approximations est appliquée (maillage, type d'éléments finis, nombre de nœuds, lois de comportement, etc).

Pour valider notre modèle du calcul, on a comparé la valeur du facteur de portance dû à la cohésion  $N_c$  d'une semelle souple obtenue par la méthode des éléments finis avec celle donnée par la théorie classique de la capacité portante.

Dans cette partie de travail, on a imposé une pression uniforme de 120 kPa sur une argile molle, 300 kPa sur argile ferme et 1200 kPa sur argile raide, sur une semelle filante réalisée à la surface du sol (d'épaisseur infini, c'est-à-dire  $H > H_{lim}$ ). Le tableau 3.8 représente les résultats du calcul d'une semelle filante souple, réalisées à la surface du sol.

Tableau 4.8 : Résultats du calcul d'une semelle filante souple soumise à une pression appliquée.

Matériau	Pression appliqué (kPa)	$q_l$ (kPa) CRISP	$N_c$ CRISP	$N_c$ CRISP (Moyenne)	$N_c$ (Théorique)	Ecart%
Argile molle	120	105.3	5.27	5.31	5.14	$\frac{0.17}{5.14} = 0.33 \approx 3.5\%$
Argile ferme	300	275.3	5.50			
Argile raide	1200	1031.75	5.16			

D'après les résultats du calcul d'une semelle filante souple, on a remarqué que le facteur dû à la cohésion donné par CRISP, est presque la même que celui donné par la théorie à un écart de 3.5% près. Cette très bonne concordance peut être considérée comme une validation du modèle par éléments finis, conçu au cours de cette étude.

#### 4.7. Conclusion

De cette étude du comportement des fondations superficielles, circulaire ou rectangulaires reposant sur une couche d'argile saturée d'épaisseur finie on peut tirer les conclusions suivantes :

Le rapprochement du substratum rigide à la base de la semelle se traduit par un accroissement considérable de la capacité portante et la pente initiale de courbe de chargement, particulièrement quand l'épaisseur relative  $H/B$  passe de  $H_{limi}/B$  à 0,1.

Le facteur de portance dû à la cohésion d'une semelle souple, en surface du sol, est égal 0.65 à 0.75 dû facteur de portance dû à la cohésion d'une semelle très rigide. Donc de façon simple, on peut écrire la relation entre les deux facteurs de portances correspondants :

$$N_c^r = 1.35.N_c^s \text{ pour semelle filante et } N_c^r = 1.6N_c^r \text{ pour semelle circulaire.}$$

La capacité portante, et la pente initiale de courbe de chargement des deux semelles (filante ou circulaire) augmentent légèrement avec la profondeur  $D$ .

La valeur conventionnelle de  $H_{lim}/B$  est constante quelle que soit la variation de la cohésion et la rigidité. Elle est de 0.9 pour la capacité portante d'une semelle filante et de 0.74 pour une semelle circulaire, de 1.6 pour la pente initiale de courbe de chargement d'une semelle filante et de 1.40 pour semelle circulaire.

La valeur de  $H_{lim}/B$  pour une semelle filante, donné par CRISP est bonne concordance avec celle donnée par la théorie classique de la capacité portante (Mandel-Salençon).

Des formules mathématiques ont été proposées pour estimer le facteur dû à la cohésion  $N_c$  et les facteurs du tassement  $\eta$  et  $P_{Hm}$ , ce qui permet un calcul simple de la capacité portante et du tassement à la base de la semelle.

L'écart de la capacité portante entre les résultats théoriques et les résultats donnés par CRISP pour une semelle souple est de 3.5%, ce qui traduit une bonne modélisation du problème par la méthode éléments finis.

## **CHAPITRE 5**

### **COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE CONTINUE OU CIRCULAIRE SUR UN SOL BICOUCHE**

#### 5.1.Introduction

On rencontre fréquemment des sols constitués de plusieurs couches horizontales de propriétés différentes. De nombreux auteurs, théoriciens et expérimentateurs, se sont depuis longtemps attachés à étudier les problèmes de force portante posés par de tels sols, plus particulièrement dans le cas des sols composés de deux couches, appelés bicouches.

Dans cette partie de travail, on s'intéresse à étudier le comportement d'une semelle filante ou circulaire (capacité portante et la pente initiale de courbe de chargement), reposant sur un sol composé d'une couche relativement résistante, de hauteur  $H$ , surmontant une couche relativement faible ou l'inverse. Dans cette étude, on présente tout d'abord les étapes de simulation, ensuite on analyse les résultats, en vue de l'étude du comportement du système fondation-sol.

#### 5.2. Modélisation du comportement des fondations superficielles

La modélisation des fondations superficielles reposant sur un sol bicouche utilise le même modèle du chapitre précédent (sol monocouche), les paramètres invariables sont les suivants :

- Les dimensions de la semelle (Profondeur de la fouille ( $D=0$  m, 1m et 2m), diamètre de la semelle circulaire est égal à 1m et largeur de la semelle filante est égale à 1m).
- Caractéristiques mécaniques du sol (argile molle, argile ferme, argile raide).
- Type de modélisation par éléments finis (axisymétrie pour semelle circulaire et plane pour semelle filante).



- Loi de comportement elastoplastique parfaite, le critère de rupture étant celui de Drucker Prager, pour le matériau sol, et élastique linéaire isotrope pour les semelles.
- Les maillages (conditions aux limites verticale et horizontale, type de l'élément fini « triangulaire », zone raffinée autour de la semelle et les dimensions de la modèle 20B x20B).
- Calcul par étapes et chargement par incréments de déplacement imposés.

### 5.2.1. Présentation des essais

On a modélisé douze essais (1 à 13), soit six configurations d'un sol bicouche, avec deux types de semelles (filante ou circulaire), réalisées à une certaine profondeur de la fouille (0, 1 et 2 m), le chargement est un déplacement vertical uniforme à la base de la semelle (valeur maximale égale à  $B/10$ ).

En variant la distance entre la base de la semelle et le toit de la deuxième couche du sol pour chaque essai (augmentation de la distance  $H$ ) comme le schématise figure 4.1, on détermine la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement, comme présenté dans le chapitre précédant, les différentes configurations d'un sol bicouche étudié, sont les suivants :

- Argile molle sur argile ferme avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=0.25$ .
- Argile molle sur argile raide avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=0.10$
- Argile ferme sur argile molle avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=2.50$
- Argile ferme sur argile raide avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=0.40$
- Argile raide sur argile ferme avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=4.00$
- Argile raide sur argile molle avec une cohésion relatif  $C_1/C_2=10.00$

### 5.2.2 Déroulement des calculs

La méthode de résolution employée est la méthode des contraintes initiales (ou méthode de Newton- Raffsson modifiée) et la tolérance demandée sur les tests de convergence est de  $5.10^{-4}$  pour le déplacement et 0 pour la force, le nombre d'itérations pour atteindre de cette convergence est 100 itérations. L'intégration réduite à  $2 \times 2$  points (méthode  $\bar{B}$ ) est utilisée pour le calcul des contraintes et des déformations à l'intérieur des éléments finis.

Le tableau 5.1 permet de récapituler les différents essais numériques pour chaque configuration et chaque profondeur de la fouille.

Tableau 5.1 : Différentes modèle numériques pour chaque configuration et chaque profondeur de la fouille.

essais	H/B	Profondeur de la fouille D(m)	Cohésion relatif $C_1/C_2$					
			0.1	0.25	0.4	2.5	4	10
			Rigidité relative $E_1/E_2$					
			0.125	0.25	0.5	4	2	10
1	0.5	0 1 2	Argile molle sur argile raide	Argile molle sur Argile ferme	Argile ferme sur Argile raide	Argile ferme sur Argile molle	Argile raide sur argile ferme	Argile raide sur argile molle
2	1							
3	1.5							
4	2							
5	2.5							
6	3							
7	4							
8	5							
9	6							
10	7							
11	8							
12	9							
13	10							

### 5.3. Méthodes d'analyse des résultats du calcul

On utilise la méthode graphique d'Asaoka, pour déterminer la capacité portante, et la méthode des différences divisées de Newton, pour déterminer la pente initiale des courbes de chargements, et le théorème de  $\pi$ , pour mener une analyse adimensionnelle du problème étudié. Selon cette dernière, les termes adimensionnels concernant la capacité portante et le tassement sont présents comme suites :

#### 5.3.3.1 Capacité portante

a) Capacité portante d'une semelle filante et circulaire réalisée à la surface du sol

$$f(q_l, C_1, C_2, \gamma, H, B) = 0 \quad (5.1)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = g(\pi_1, \pi_3) \quad (5.2)$$

Avec n : est le nombre de quantités physique, soit n=6

et  $k$  : est le nombre d'unité fondamentales (M, T, L), soit  $K=3$ , avec M désigne la grandeur de la d masse, T grandeur de temps et L grandeur de longueur.

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = H / B$  : La distance relative entre la semelle et le substratum.

$\pi_2 = q_l / C_1$  : Le facteur de portance dû a la cohésion pour la première couche.

$\pi_3 = C_1 / C_2$  : Le rapport de cohésion.

b) Capacité portante d'une semelle filante et circulaire réalisée a une fiche d'encrage dans le sol.

$$f(q_l, C_1, C_2, \gamma, H, B, D) = 0 \quad (5.3)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_4) \quad (5.4)$$

$\pi_1 = H / B$  : La distance relative entre la semelle et le substratum

$\pi_2 = D / B$  : Elancement de la fondation.

$\pi_3 = C_1 / C_2$  : Cohésion relative.

$\pi_4 = q_l / C_1$  : Le facteur de portance du a la cohésion pour la première couche.

### 5.3.3.2. Tassement

$$f(s, q, E_1, E_2, \gamma, H, \nu_s, \nu_b, B, D, E_b) = 0 \quad (5.5)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_2, \pi_9) \quad (5.6)$$

$n$  : est le nombre de quantités physique, soit  $n=12$

$k$  : est le nombre d'unité fondamentales (M, T, L), soit  $K=3$ , donc  $n-k=9$

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = \nu_s$ : Coefficient de poison du sol

$\pi_2 = \nu_b$ : Coefficient de poison du béton

$\pi_3 = E_1 / E_2$  : Rapport de rigidités

$\pi_4 = E_1 / E_b$  : Compressibilité relative sol/fondation.

$\pi_5 = s / B$  : Le tassement relatif de la fondation.

$\pi_6 = D / B$  : Elancement relatif de la fondation.

$\pi_7 = \alpha / \gamma$  : Pente initiale relative de la courbe de chargement (q-s).

$\pi_8 = H/B$  : La distance relative entre la semelle et le substratum

$\pi_9 = \alpha \cdot B_1/E$  : Le facteur d'influence des tassements pour semelle filante, et  $\alpha \cdot R/E_s$  pour semelle circulaire.

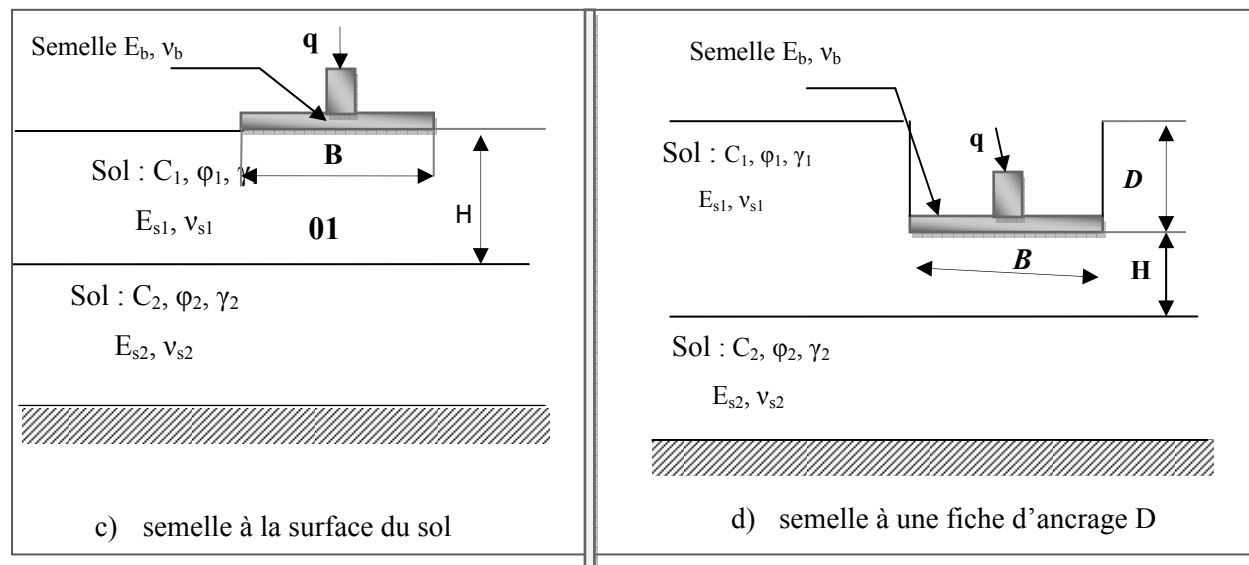


Figure 5.1 : présentation du massif de sol et paramètres étudiés

#### 5.4. Présentation et Interprétation des résultats du calcul :

Dans cette partie de travail, on cherche à analyser l'influence des paramètres étudiés, sur la capacité portante  $q_f$  et sur la pente initiale  $\alpha$  de la courbe de chargement, notamment l'effet de l'élanement  $D/B$ , de la distance relative  $H/B$  entre la couche inférieure (deuxième couche) et la base de la semelle, et de la cohésion  $C_1$ .

Les résultats de calcul de la pente initiale de la courbe de chargement  $\alpha$  par la méthode des différents divisée, et de la capacité portante calculée par la méthode d'Asaoka, sont présentés, pour les différentes configurations sous forme de courbes adimensionnelles regroupant les termes suivants :

- $q/C_1$  qui représente le facteur dû à la cohésion  $N_c$ , de la couche supérieure,
- $\alpha \cdot B/E_1$  qui représente le facteur du tassement de la couche supérieure,

Dans cette analyse, on commence par la présentation de l'effet des paramètres, qui ont été définis précédemment, sur la capacité portante d'une semelle (filante ou circulaire) réalisée à

la surface de sol, ensuite d'une semelle (filante ou circulaire) réalisée à une certaine fiche  $D$ , et enfin on analyse l'effet des mêmes paramètres sur la pente initiale  $\alpha$ .

#### 5.4.1 .1. L'effet de la cohésion sur la capacité portante :

Les figures (5.2 à 5.7) montrent la variation de la capacité portante en fonction de la distance relative entre la base de semelle et la couche inférieure de l'argile. On a constaté deux cas dans la variation de la capacité portante, comme suit :

##### a) Semelle fondée sur argile molle surmonte sur argile résistante $C_1/C_2 < 1$

On a constaté que la réduction de la distance  $H$  se traduit par un accroissement léger de la capacité portante, ceci quelle que soit la fiche et la géométrie de la fondation.

##### b) Semelle fondée sur argile résistante surmonte sur argile molle $C_1/C_2 > 1$

Dans le cas où la couche supérieure devient résistante par rapport à la couche inférieure  $C_1/C_2 > 1$ . On a constaté que l'augmentation de la distance  $H$  (augmentation de l'épaisseur de la couche supérieur) se traduit par un accroissement considérable de la capacité portante, ceci quelle que soit la fiche et la géométrie de la fondation. On note également l'influence de la cohésion de la couche d'argile inférieure sur la capacité portante est faible, et par conséquent dans ce cas d'un sol bicouche, il y a un poinçonnement de deux couches quelque soit le rapport  $C_1/C_2 > 1$ .

On constate d'ailleurs l'existence d'une distance seuil représentant la zone d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante notée  $H_{lim}$ , au delà de laquelle la proximité de la couche inférieure (deuxième couche) de la base de la fondation n'a aucun effet sur la capacité portante. La connaissance d'une telle valeur seuil est importante en pratique pour le dimensionnement des fondations superficielles.

D'après les figures (5.2 à 5.4), l'épaisseur limite adimensionnelle  $H/B$  est de 4 pour une semelle filante et de 2.5 pour une semelle circulaire. De façon simple, on a :

- si  $H/B > (4 \text{ ou } 2.5)$  la couche supérieure se comporte comme une couche d'épaisseur infinie avec un facteur dû à la cohésion  $N_c^\infty$ .
- Si  $H/B > (4 \text{ ou } 2.5)$  le facteur dû à la cohésion est égal à  $N_c^*$ .

Les résultats de calcul d'une semelle filante montrent que l'épaisseur limite de la première couche qui donné par CRISP, est la même que celle donnée par Tcheng (soit de 4.5) (1958) [42] avec un écart type de 14%.

Les résultats présentés ci-après montrent la variation de la capacité portante en fonction de superposition des deux couches argileuses.

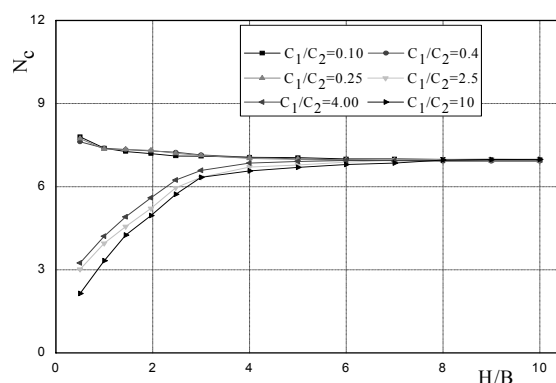


Figure 5.2 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 0$   
(Cas d'une semelle filante)

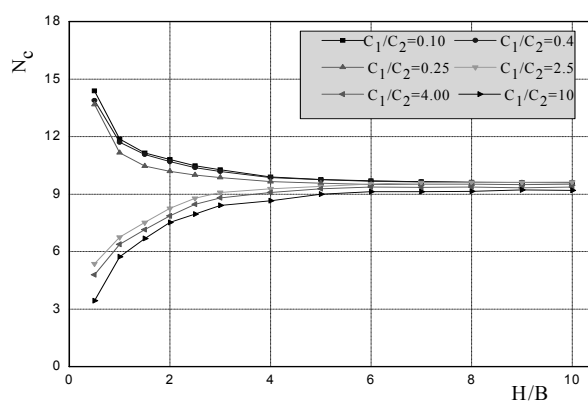


Figure 5.2 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 1$   
(Cas d'une semelle filante).

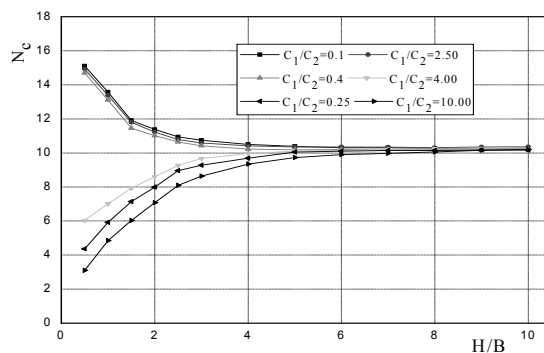


Figure 5.3 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 2$   
(Cas d'une semelle filante)

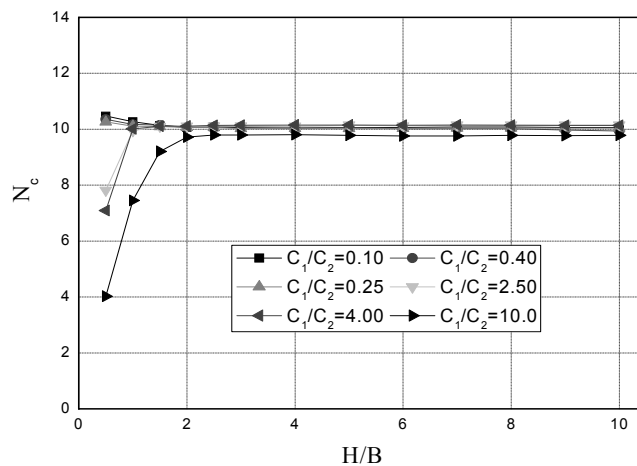


Figure 5.4 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 0$   
(Cas d'une semelle circulaire)

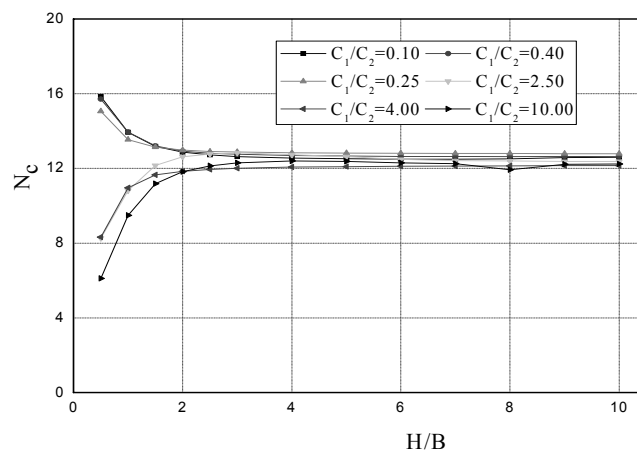


Figure 5.5 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 1$   
(Cas d'une semelle circulaire)

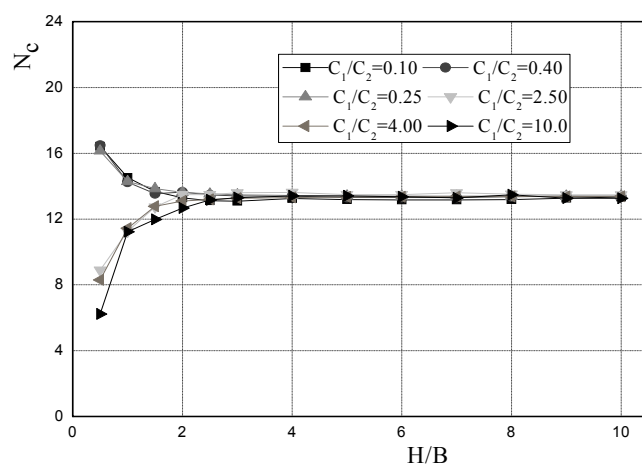


Figure 5.6 : Variation du facteur dû à la cohésion avec un fiche d'ancrage  $D/B = 2$   
(Cas d'une semelle circulaire)

Selon Salencon(1968) [42], la capacité portante du sol bicouche formé de deux couches argileuses saturées est écrite par la formule 5.7 :

$$\left. \begin{aligned} q_l &= f_c \cdot N_1 \cdot C_1 & \text{si } H < H_{lim} \\ q_l &= N_1 \cdot C_1 & \text{si } H > H_{lim} \end{aligned} \right\} \quad (5.7)$$

$N_1$  est le facteur du a la cohésion pour la couche supérieure dans le cas de  $H > H_{lim}$ ,

$f$  est le facteur d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante, donné par la formule (5.8) :

$$f = N_c^* / N_c^1 \quad (5.8)$$

Les valeurs du facteur d'influence sur la capacité portante, déterminées par la méthode des éléments finis (CRISP), sont regroupées dans les tableaux (5.2 et 5.3).

Tableau.5.2 : Facteur d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante (cas d'une semelle circulaire).

D/B=0	$C_1/C_2 < 1$				$C_1/C_2 > 1$			
H/B	0.1	0.25	0.4	$f_{moyenne}$	2.5	4	10	$f_{moyenne}$
0.5	1.05	1.04	1.02	1.04	0.78	0.71	0.40	0.63
1.00	1.03	1.02	1.01	1.02	1.00	1.01	0.75	0.92
1.50	1.02	1.02	1.00	1.01	1.02	1.02	0.92	0.99
2.00	1.01	1.01	1.00	1.01	1.02	1.02	0.98	1.00
2.50	1.01	1.01	1.005	1.01	1.02	1.02	0.989	1.01
D/B=1								
0.5	1.25	1.24	1.195	1.23	0.65	0.66	0.48	0.60
1.00	1.10	1.107	1.07	1.09	0.85	0.87	0.75	0.82
1.50	1.04	1.04	1.04	1.04	0.96	0.92	0.88	0.92
2.00	1.02	1.02	1.03	1.02	1.0	0.94	0.93	0.9599
2.50	1.00	1.017	1.02	1.01	1.01	0.94	0.96	0.97
D/B=2								
0.5	1.24	1.24	0.99	1.16	0.67	0.62	0.47	0.59
1.00	1.10	1.07	1.01	1.06	0.85	0.86	0.85	0.85
1.50	1.03	1.02	1.01	1.02	0.96	0.96	0.90	0.94
2.00	1.006	1.03	0.97	1.00	1.02	0.99	0.95	0.99
2.50	0.99	1.02	0.97	0.99	1.02	0.99	0.99	1.00



Tableau.5.3 : Facteur d'influence de la couche inférieure sur la capacité portante (cas d'une semelle filante).

D/B=0	$C_1/C_2 < 1$				$C_1/C_2 > 1$			
H/B	0.1	0.25	0.40	$f_{\text{moyenne}}$	2.5	4	10	$f_{\text{moyenne}}$
0.5	1.11	1.09	1.10	1.105	0.43	0.46	0.30	0.40
1.00	1.05	1.05	1.05	1.057	0.56	0.60	0.47	0.54
1.50	1.04	1.05	1.05	1.05	0.65	0.70	0.60	0.65
2.00	1.04	1.04	1.04	1.04	0.74	0.80	0.71	0.75
2.50	1.02	1.03	1.03	1.03	0.85	0.89	0.82	0.85
3.00	1.017	1.02	1.02	1.02	0.90	0.94	0.90	0.92
4.00	1.01	1.01	1.005	1.01	0.96	0.98	0.94	0.96
D/B=1								
0.5	1.49	1.44	1.42	1.45	0.55	0.49	0.35	0.47
1.00	1.23	1.21	1.16	1.20	0.70	0.66	0.59	0.65
1.50	1.16	1.15	1.090	1.13	0.78	0.74	0.69	0.74
2.00	1.12	1.11	1.061	1.10	0.86	0.81	0.78	0.82
2.50	1.092	1.08	1.04	1.07	0.91	0.88	0.82	0.87
3.00	1.07	1.06	1.027	1.05	0.94	0.91	0.87	0.91
4.00	1.03	1.02	1.006	1.02	0.96	0.94	0.90	0.93
D/B=2								
0.5	1.47	1.45	1.43	1.45	0.58	0.42	0.30	0.43
1.00	1.32	1.30	1.27	1.29	0.68	0.57	0.47	0.57
1.50	1.15	1.14	1.11	1.14	0.77	0.69	0.58	0.68
2.00	1.10	1.09	1.07	1.09	0.83	0.77	0.68	0.76
2.50	1.06	1.04	1.03	1.05	0.90	0.87	0.78	0.85
3.00	1.045	1.03	1.01	1.03	0.94	0.90	0.84	0.89
4.00	1.02	1.01	0.99	1.01	0.96	0.94	0.91	0.94

#### 5.4.1.2. Formulation mathématique du facteur d'influence $f$ :

Pour simplifier l'utilisation du facteur d'influence dans le calcul de la capacité portante quelle que soit le rapport  $C_1/C_2$ , on utilise une formule mathématique simple, déterminée par l'ajustement des courbes du facteur d'influence  $f$  en fonction de H/B par une fonction puissance, ce qui permet de proposer la formulation suivante de  $f_c$  comme suit, pour une fiche D et un type de fondation donnés.

$$f_c = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } H < 4B \text{ ou } 2.5B \\ 1 & \text{si } H > 4B \text{ ou } 2.5B \end{cases} \quad (5.9)$$

a et b sont les paramètres d'ajustement, variant comme suit :

$$\left. \begin{array}{ll} \text{si } C_2 > C_1 & a > 0 \text{ et } b < 0 \\ \text{si } C_2 < C_1 & a > 0 \text{ et } b > 0 \end{array} \right\} \quad (5.10)$$

Les tableaux 5.4 et 5.5 regroupent la variation du facteur d'influence  $f_c$  en fonction de  $C_1/C_2$  et du type de semelle.

Tableau5.4 : Valeurs des coefficients d'ajustement **a** et **b** en fonction de D/B avec  $C_2 > C_1$

D/B	Semelle filante				Semelle circulaire			
	a	b	R%	$N_c^\infty$	a	b	R%	$N_c^\infty$
0	1.068	-0.042	98	6.94	1.02	-0.026	99.20	9.90
1	1.25	-0.17	97	8.93	1.11	-0.12	97.20	12.70
2	1.26	-0.19	98	9.38	1.12	-0.14	97.80	13.11

Tableau5.5 : Valeurs des coefficients d'ajustement **a** et **b** en fonction de D/B avec  $C_2 < C_1$

D/B	Semelle filante				Semelle circulaire			
	a	b	R%	$N_c^\infty$	a	b	R%	$N_c^\infty$
0	0.56	0.42	98,50	6.94	0.80	0.4	94	9.90
1	0.65	0.33	97.30	8.93	0.86	0.37	98.10	12.70
2	0.64	0.30	98.03	9.38	0.89	0.38	97.30	13.11

Les valeurs du facteur d'influence sont aussi présentées sous forme des courbes (figure 5.7 et 5.8), ce qui permet une utilisation pratique pour l'étude du comportement des fondations superficielles rigides fondées sur un sol bicouche.

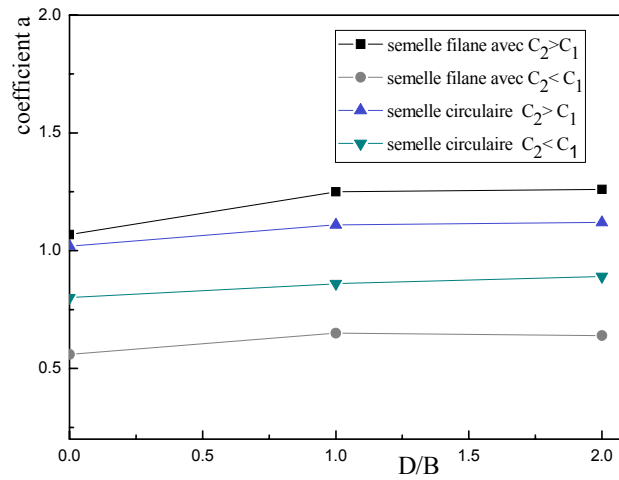


Figure 5.7 : Variation de coefficient a en fonction de D/B

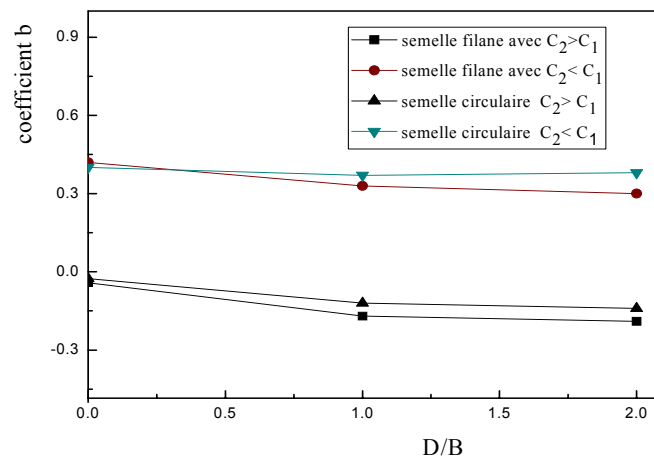


Figure 5.8 : Variation de coefficient a en fonction de D/B

#### 5.4.1.3. Effet de l'élanement de fondation D/B sur la capacité portante

En analysant les résultats, on constate que le facteur de portance dû à la cohésion de la couche supérieure est une fonction constante au delà d'une distance limite ( $H_{lim}$ ). On note également que la capacité portante augmente proportionnellement avec D/B, quelle que soit la nature du sol, comme c'est indiqué à la figure 5.9

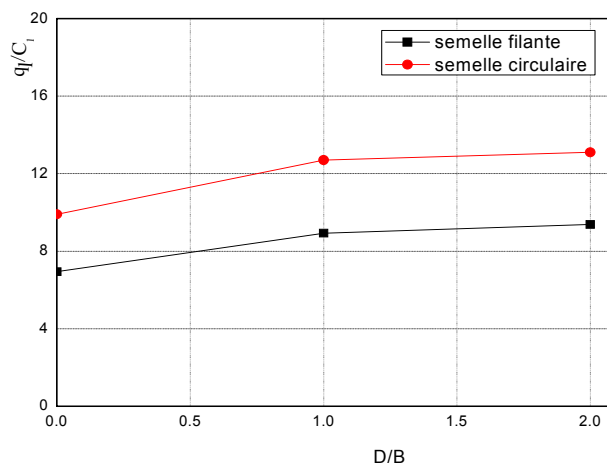


Figure 5.9 : Variation de la capacité en fonction de D/B (cas de  $H > H_{limi}$ )

#### 5.4.2. Pente initiale de courbe de chargement

Selon l'analyse dimensionnelle, on obtient le terme en  $\pi = \alpha \cdot B / E_1$  ; ce terme représente le facteur d'influence du tassement de la couche supérieure  $P_{Hm}$  dans la théorie d'élasticité (méthode de Giroud, Meyerhof), et le terme en  $\pi = \alpha \cdot R / E_1$  représente en fait le facteur d'influence du tassement  $2\eta$  dans la théorie d'élasticité (méthode de Poulos).

Les valeurs de la pente initiale de courbe de chargement sont présentées sous forme des courbes du facteur d'influence du tassement en fonction de la distance relative ( $H/B$ ), les termes adimensionnels qui sont présentés sur ces courbes sont le terme du facteur du tassement  $\pi = \alpha \cdot B / E_1$  et la distance relative entre le base de la semelle et le toit de la couche inférieur est  $H/B$ .

##### 5.4.2.1. L'effet de la rigidité (E) sur la pente initiale de courbe de chargement.

D'après l'analyse des résultats numérique de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de la rigidité du matériau. On remarque que la pente initiale est importante si la rigidité est importante, et faible si la rigidité est faible. Par conséquent le tassement sous la semelle et faible si la rigidité est importante et élevé si la rigidité est faible. On note également que le tassement augmente si la pente initiale de la courbe de chargement est faible et est réduit si la pente initiale est élevée.

Les figures (5.10 à 5.15) montrent l'effet de la rigidité de la couche inférieure sur la variation de la pente initiale en fonction de la variation de l'épaisseur de la couche supérieure (distance

relative entre la semelle et la couche inférieure  $H/B$ ), le rapprochement de la couche inférieure à la base de la semelle se traduit par deux cas, comme suit :

a) Semelle fondée sur argile molle surmontant une argile résistante  $E_1/E_2 < 1$

On a constaté que la réduction de la distance  $H$  (augmentation de l'épaisseur de la couche inférieure) se traduit par un accroissement considérable de la pente initiale de la courbe de chargement, ceci quelle que soit la fiche et la géométrie de la fondation. Par conséquent le tassement instantané augmente en fonction du rapport  $E_1/E_2$  à condition que ce rapport ne dépasse pas 1.

b) Semelle fondée sur argile résistante surmontant une argile molle  $E_1/E_2 > 1$

Dans ce cas, la pente initiale de courbe de chargement augmente légèrement en fonction de la variation de l'épaisseur de la couche inférieure (réduction d'épaisseur). Cette variation de la pente initiale se traduit par un tassement instantané léger quelque soit la variation de la rigidité relative des deux couches et la forme de la semelle.

D'après les figures (5.10 à 5.15), on constate que la pente initiale de la courbe de chargement est constante avec une épaisseur limite adimensionnelle  $H/B$  de l'ordre 4, quelque soit la rigidité et la forme de la semelle. Donc on a :

- si  $H/B > 4$  la couche supérieure comporte comme sol d'épaisseur infinie (ou sol monocouche).
- Si  $H/B < 4$  il ya un effet de la couche inférieure sur la pente initiale de la courbe de chargement. Dans ce cas, on propose une formule mathématique pour calculer le facteur du tassement quelque soit le rapport  $E_1/E_2$ .

Les résultats présentés ci-après montrent la variation de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de la superposition des deux couches argileuses.

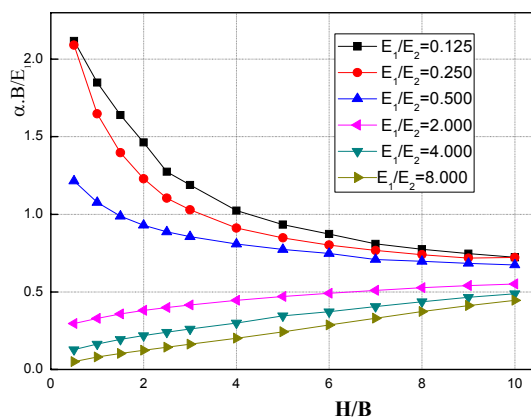


Figure 5.10 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle en surface  
(Cas d'une semelle filante)

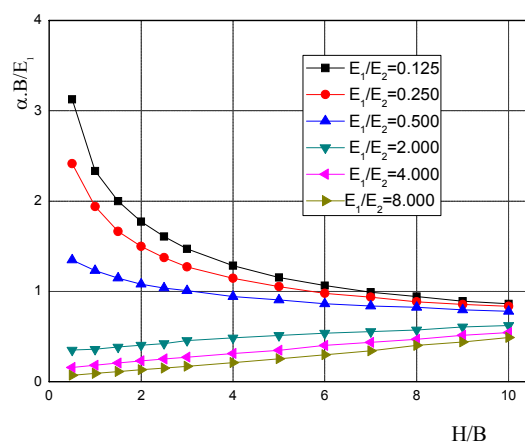


Figure 5.11 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage  $D/B=1$   
(Cas d'une semelle filante)

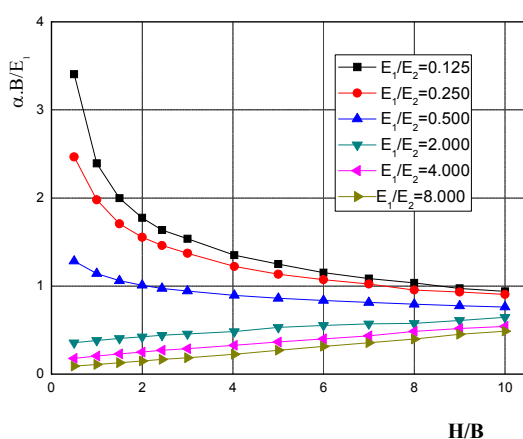


Figure 5.12 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage  $D/B=2$   
(Cas d'une semelle filante)

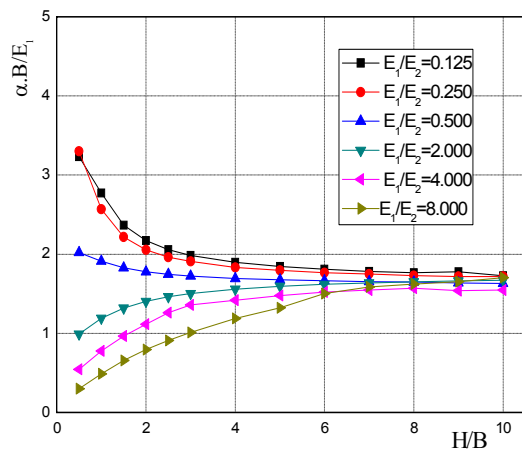


Figure 5.13 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a la surface  
(Cas d'une semelle circulaire)

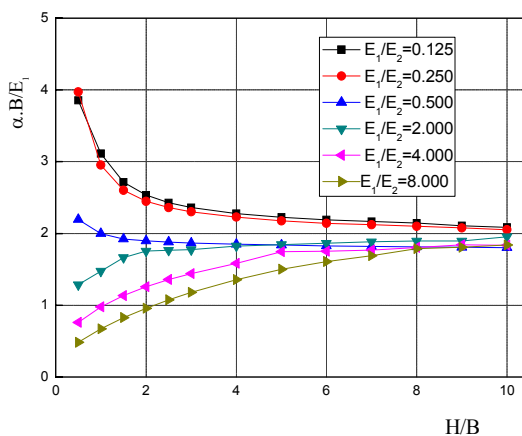


Figure 5.14 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage  $D/B=1$   
(Cas d'une semelle circulaire)

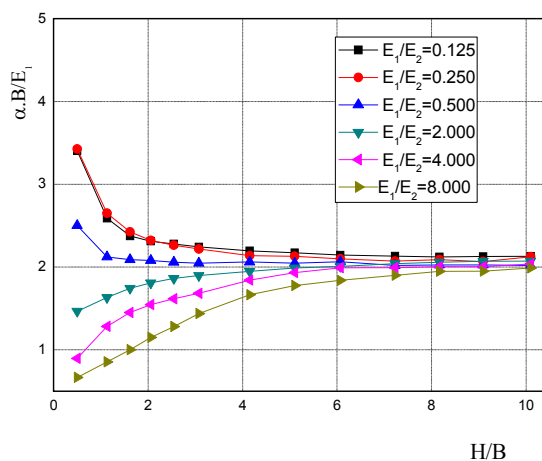


Figure 5.14 : Variation de la pente initiale cas d'une semelle a une fiche d'ancrage  $D/B=2$   
(Cas d'une semelle circulaire)

#### 5.4.2.2. Formulation mathématique du facteur du tassement :

On utilise une formule mathématique simple déterminée par l'ajustement des courbes du facteur du tassement  $P_{Hm}$  et  $\eta$  en fonction de  $H/B$  par une fonction puissance ou linéaire, ce qui permet de proposer la formulation suivante de  $P_{Hm}$  et  $\eta$  comme suit, pour une fiche D et un type de fondation donnés. Les valeurs des points d'ajustement des facteurs  $P_{Hm}$  et  $\eta$  sont regroupées dans les tableaux 5.6 et 5.7

Tableau 5.6 : Facteur du tassement  $P_{Hm}$  si  $H < H_{lim}$

D/B=0	$E_1/E_2 < 1$				$E_1/E_2 > 1$			
	0.125	0.25	0.50	$P_{Hm}$ moyenne	2	4	8	$P_{Hm}$ moyenne
0.5	2.11	2.09	1.21	1.80	0.29	0.12	0.050	0.15
1.00	1.84	1.64	1.07	1.52	0.32	0.16	0.079	0.18
1.50	1.64	1.39	0.98	1.34	0.35	0.19	0.10	0.21
2.00	1.46	1.22	0.92	1.20	0.38	0.21	0.12	0.23
2.50	1.27	1.10	0.88	1.08	0.39	0.24	0.14	0.25
3.00	1.18	1.029	0.85	1.02	0.41	0.26	0.16	0.27
4.00	1.02	0.91	0.80	0.91	0.44	0.3	0.20	0.31
D/B=1								
0.5	3.12	2.41	1.34	2.29	0.35	0.15	0.072	0.19
1.00	2.3	1.94	1.23	1.8	0.35	0.18	0.09	0.20
1.50	1.99	1.66	1.14	1.59	0.38	0.20	0.11	0.23
2.00	1.77	1.49	1.08	1.44	0.403	0.23	0.13	0.25
2.50	1.60	1.37	1.03	1.33	0.42	0.25	0.15	0.27
3.00	1.47	1.27	1.00	1.24	0.45	0.27	0.17	0.29
4.00	1.28	1.14	0.94	1.12	0.48	0.31	0.21	0.33
D/B=2								
0.5	3.40	2.46	1.28	2.38	0.35	0.17	0.090	0.20
1.00	2.39	1.97	1.14	1.83	0.38	0.20	0.10	0.22
1.50	1.99	1.70	1.05	1.58	0.40	0.22	0.12	0.24
2.00	1.77	1.55	1.008	1.44	0.42	0.24	0.14	0.26
2.50	1.63	1.33	0.97	1.31	0.44	0.26	0.16	0.28
3.00	1.53	1.37	0.94	1.28	0.45	0.28	0.18	0.30
4.00	1.26	1.22	0.89	1.12	0.48	0.32	0.22	0.34



Tableau 5.7 : Facteur du tassement  $\eta$  si  $H < H_{lim}$ 

D/B=0	$E_1/E_2 < 1$				$E_1/E_2 > 1$			
H/B	0.1	0.25	0.50	$\eta$ moyenne	2	4	8	$\eta$ moyenne
0.5	3.23	3.30	2.02	2.85	0.99	0.54	0.29	0.60
1.00	2.77	2.56	1.91	2.41	1.19	0.77	0.48	0.81
1.50	2.36	2.21	1.82	2.13	1.32	0.96	0.65	0.97
2.00	2.17	2.05	1.77	1.99	1.4	1.11	0.79	1.1
2.50	2.05	1.96	1.74	1.91	1.46	1.26	0.91	1.21
3.00	1.98	1.90	1.72	1.86	1.50	1.35	1.01	1.28
4.00	1.89	1.83	1.69	1.80	1.55	1.41	1.18	1.38
D/B=1								
0.5	3.85	3.95	2.19	3.33	1.28	0.76	0.48	0.84
1.00	3.11	2.95	2	2.68	1.47	0.97	0.67	1.03
1.50	2.71	2.60	1.92	2.41	1.66	1.13	0.82	1.20
2.00	2.53	2.44	1.89	2.28	1.75	1.25	0.95	1.31
2.50	2.42	2.36	1.88	2.22	1.76	1.35	1.07	1.39
3.00	2.36	2.30	1.86	2.17	1.77	1.43	1.17	1.45
4.00	2.27	2.22	1.84	2.11	1.82	1.58	1.35	1.58
D/B=2								
0.5	3.40	3.42	2.50	3.10	1.46	0.89	0.66	1.00
1.00	2.58	2.64	2.12	2.44	1.63	1.28	0.85	1.25
1.50	2.37	2.42	2.08	2.29	1.74	1.45	1.00	1.39
2.00	2.31	2.32	2.07	2.23	1.80	1.54	1.14	1.49
2.50	2.27	2.26	2.05	2.19	1.86	1.61	1.28	1.58
3.00	2.24	2.21	2.04	2.16	1.89	1.68	1.43	1.69
4.00	2.19	2.13	2.06	2.12	1.94	1.84	1.66	1.81

Selon la rigidité relative, les formules mathématiques proposées permettent de déterminer les facteurs du tassement ( $\alpha \cdot B / E_1$ ) sont les suivantes :

a) Pour une semelle fondée sur argile molle surmonte sur argile résistant  $E_1/E_2 < 1$

- Semelle filante

$$(\alpha \cdot B / E_1) = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } H < H_{lim} = 4B \\ P_{Hm}^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 4B \end{cases} \quad (5.11)$$

- Semelle circulaire

$$(\alpha \cdot B / E_1) = \begin{cases} a' \left(\frac{H}{B}\right)^{b'} & \text{si } H < H_{lim} = 4B \\ \eta^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 4B \end{cases} \quad (5.12)$$

b) Pour une semelle fondée sur argile résistante surmonte sur argile molle  $E_1/E_2 > 1$ .

- Semelle filante

$$(\alpha \cdot B / E_1) = \begin{cases} a + b \left(\frac{H}{B}\right) & \text{si } H < H_{lim} = 4B \\ P_{Hm}^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 4B \end{cases} \quad (5.13)$$

- Semelle circulaire

$$(\alpha \cdot B / E_1) = \begin{cases} a' \left(\frac{H}{B}\right)^{b'} & \text{si } H < H_{lim} = 4B \\ \eta^\infty & \text{si } H > H_{lim} = 4B \end{cases} \quad (5.14)$$

a, b, a' et b' sont les coefficients d'ajustement des courbes de la pente initiale de courbe de chargement en fonction de H/B,  $\eta^\infty$  et  $P_{Hm}^\infty$  sont les facteurs du tassement pour  $H/B = \infty$ . Les valeurs des ces coefficients en fonction de D/B, sont regroupées dans les tableaux 5.8 et 5.9.

Tableau 5.8 : Coefficients d'ajustement si  $E_1/E_2 < 1$ .

E <sub>1</sub> /E <sub>2</sub> < 1								
Semelle filante					Semelle circulaire			
Fiche d'ancrage	a	b	R%	P <sub>Hm</sub> <sup>∞</sup>	a'	b'	R	η <sup>∞</sup>
0	1.48	-0.31	99	0.72	2.40	-0.24	99.10	1.9
1	1.81	-0.34	99.95	0.82	2.76	-0.23	97.25	2.35
2	1.86	-0.36	99.96	0.88	2.60	-0.20	92.34	2.67

Tableau 5.9 : Coefficients d'ajustement si  $E_1/E_2 > 1$ .

E <sub>1</sub> /E <sub>2</sub> > 1								
Semelle filante					Semelle circulaire			
Fiche d'ancrage	a	b	R%	P <sub>Hm</sub> <sup>∞</sup>	a'	b'	R	η <sup>∞</sup>
0	0.14	0.045	99.50	0.72	0.82	0.39	99.10	1.9
1	0.17	0.041	99.75	0.82	1.05	0.30	99.60	2.35
2	0.18	0.04	100	0.88	1.23	0.28	99.75	2.67

Les valeurs du facteur d'influence du tassement  $P_{Hm}$  et  $\eta$  qui ont été calculées précédemment sont aussi présentées sous forme des courbes (figure 5.15 et 5.18), ce qui permet une utilisation pratique, pour l'étude du tassement des fondations superficielles rigide fondées sur un sol bicouche.

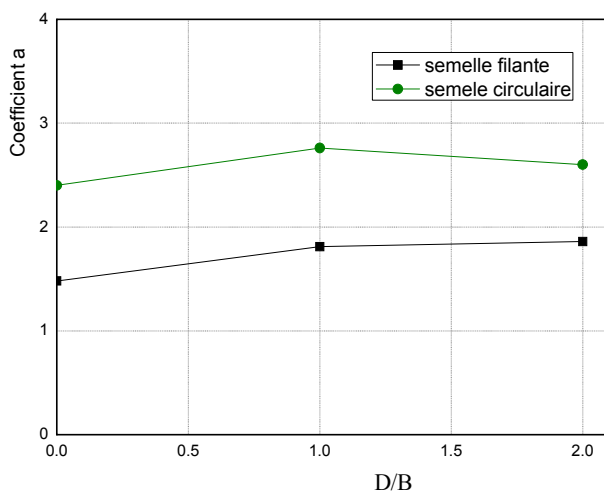


Figure 5.15 : Valeur du coefficient «a» avec une rigidité  $E_1 > E_2$

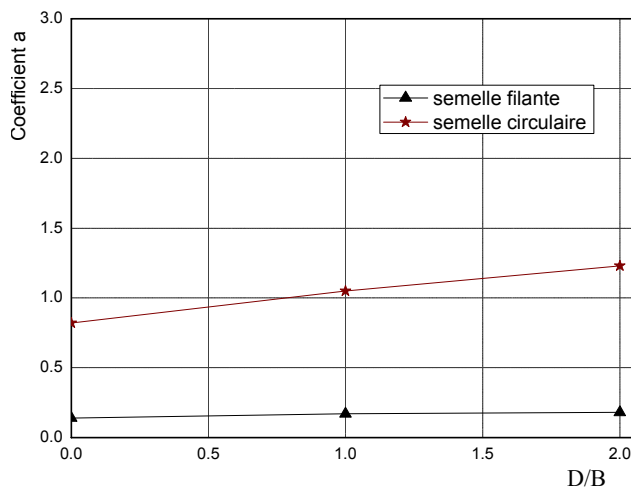


Figure 5.16 : Valeur du coefficient «a» avec une rigidité  $E_1 < E_2$

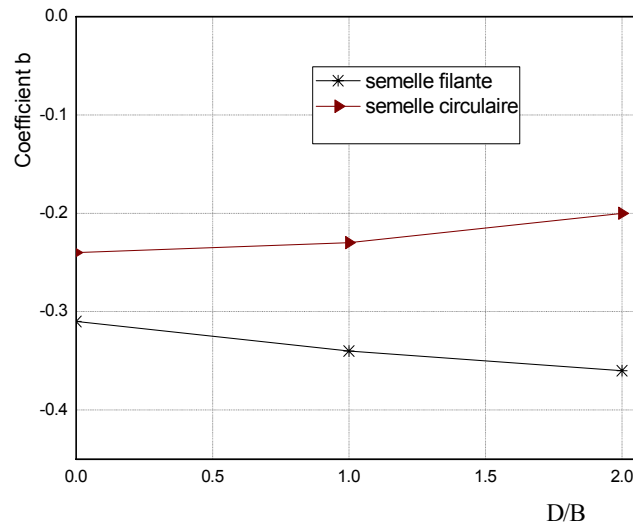


Figure 5.17 : Valeur du coefficient «b» avec une rigidité  $E_1 > E_2$

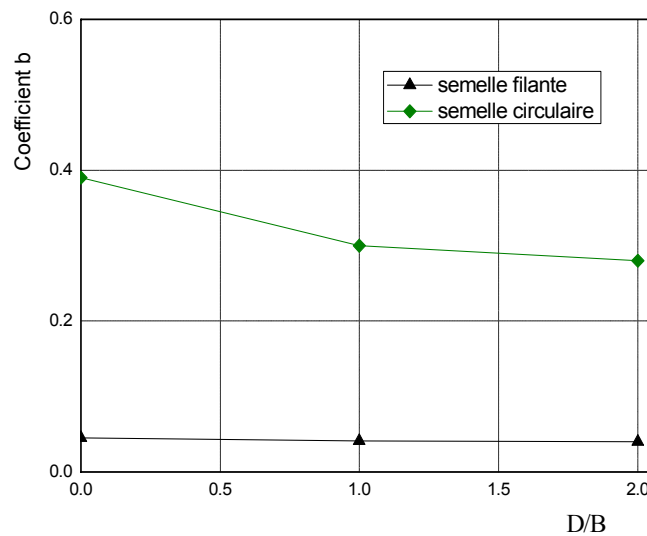


Figure 5.17 : Valeur du coefficient «b» avec une rigidité  $E_1 < E_2$

#### 5.4.2.3. L'effet de l'élanement D/B sur la pente initiale de la courbe de chargement :

La figure 5.19 montre la variation de la pente initiale de la courbe de chargement ; on constate que la pente initiale augmente en fonction de la fiche de la semelle, quelle que soit la rigidité relative  $E_1/E_2$  et la forme de la semelle. On note également que le tassement instantané proportionnellement à D/B, quelle que soit la rigidité du sol, comme c'est indiqué à la figure 5.19

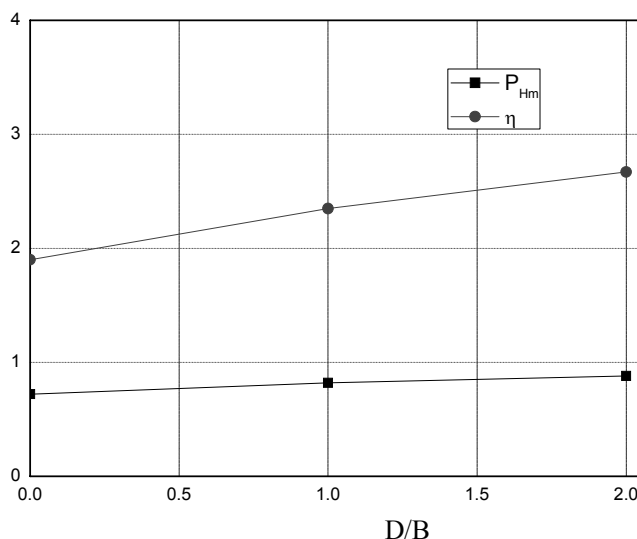


Figure 5.19 : Variation de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de D/B avec  $H > H_{lim}$

### 5.5. Conclusion

De cette étude du comportement des fondations superficielles, circulaires ou contenues, reposant sur un sol bicouche d'argile saturée, on peut tirer les conclusions suivantes :

Le rapprochement de la couche inférieure à la base de la semelle, se traduit par un accroissement léger du facteur d'influence sur la capacité portante si le rapport de cohésion  $C_1/C_2$  est inférieure à 1, et par décroissement si le rapport de cohésion  $C_1/C_2$  est supérieure à 1.

L'épaisseur limite de la couche supérieure au-delà du quelle la capacité portante devient constante (la couche inférieure n'influant pas la capacité portante), quelle que soit le rapport de cohésion  $C_1/C_2$ , est de 4 pour semelle filante et de 2.5 pour semelle circulaire.

La capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement augmentent proportionnellement avec D/B, quelle que soit la nature du sol.

Le rapprochement de la couche inférieure à la base de la semelle, se traduit par un accroissement léger du facteur tassement si la rigidité relative  $E_1/E_2$  inférieure à 1, et par un décroissement si la rigidité relative  $E_1/E_2$  est supérieure 1.

L'épaisseur limite de la couche supérieure au delà duquel le tassement instantané devient constant (la couche inférieure n'influant pas la pente initiale de courbe de chargement) quelle que soit la rigidité  $E_1/E_2$ , est de 4 pour semelle filante ou circulaire.

Enfin, des formules mathématique pour estimer la valeur de la pente initiale et le facteur d'influence sur la capacité portant, ont été proposées, ce qui permet un calcul simple de la capacité portante et du tassement instantané d'une semelle filante ou circulaire, réalisées sur un sol bicouche purement cohérent ( $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$ ).

## **CHAPITRE 06**

### **COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES CONTINUES ADJACENTES**

#### 6.1. Introduction

Fréquemment, les fondations superficielles d'un ouvrage en génie civil sont proches les unes des autres. De nombreux auteurs, théoriciens et expérimentateurs, se sont depuis longtemps attachés à étudier le problème de l'interférence des deux semelles parallèles, c'est-à-dire déterminer la distance minimale entre-axes des semelles au-delà de laquelle aucune fondation n'a aucune influence sur l'autre. Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement de deux semelles continues voisines, fondées sur un sol purement cohérent, chacune est considérée comme infiniment rigide, par le biais d'un calcul non linéaire par éléments finis.

Le problème posé est celui de la capacité portante et de la pente initiale de la courbe de chargement, lorsque l'espacement entre les axes des semelles diminue. Dans cette étude, on présente tout d'abord les conditions et les étapes de la modélisation, ensuite on analyse des résultats obtenus.

#### 6.2. Comportement des fondations continues adjacentes ayant la même fiche

##### 6.2.1. Type de modélisation par éléments finis

La modélisation se fait en déformation plane, en considérant un demi-plan perpendiculaire à l'entre-axe des deux semelles continues, et présentant une symétrie par rapport à l'axe vertical de l'entre-axe des fondations (figure 6.1).

##### 6.2.2. Étapes de construction et incrément de chargement

Les premières modélisations ont été réalisées en deux étapes : l'une correspond à la création de l'état initial, la simulation du creusement de la fouille et de la pose du béton, et l'autre au chargement proprement dit de la fondation. Pour chaque modèle de fondation, la sollicitation

s'effectue en déplacements contrôlés sous forme d'incrément de déplacements uniformes, jusqu'à une valeur maximum égale à  $(B/10)$ , appliqué sur la partie inférieure de la semelle ce qui correspond conventionnellement au tassement de la fondation lors du dépassement de la capacité portante du sol.

L'état initial de contrainte est tel que la contrainte verticale équilibre le poids des terres et la contrainte horizontale effective est une fraction de la contrainte verticale effective. Ne possédant pas d'informations sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos, celui-ci a été calculé à partir de la formule simplifiée de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ ) valable pour les argiles normalement consolidées.

### 6.2.3. Présentation des essais

On a modélisé onze essais (1 à 11), de deux semelles continues voisines, réalisées à une certaine profondeur de la fouille (0, 1 et 2 m), le chargement est vertical et uniforme à la base de la semelle (tassement imposé  $B/10$ ).

En variant la distance entre-axes de deux semelles, comme le schématise le figure 6.1, on détermine la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement. Le tableau 6.1 représente les différentes configurations étudiées.

Tableau 6.1 : Différentes configuration étudiées.

D/B Cas		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	d/B											
1												
2		1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10

#### 6.2.3.1. Géométrie du modèle d'élément finis

Les dimensions du modèle d'élément finis étant a priori inconnues, il est donc nécessaire d'effectuer un dimensionnement au préalable de tout calcul.

Le principe du dimensionnement est de varier la dimension verticale H et horizontale L jusqu'à la stabilisation de la pression verticale des nœuds de la fondation, et on retiendra dans ce processus les dimensions minimales L et H du maillage.



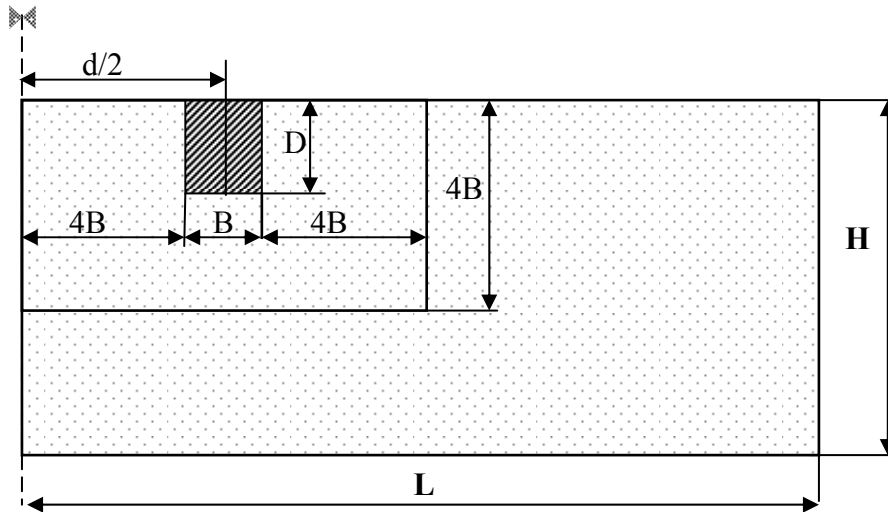


Figure 6.1 : Schéma de dimensionnement d'un modèle d'élément finis

La figure 6.2 regroupe un exemple des courbes de variation de la pression verticale en fonction du tassement pour les différentes dimensions du modèle.

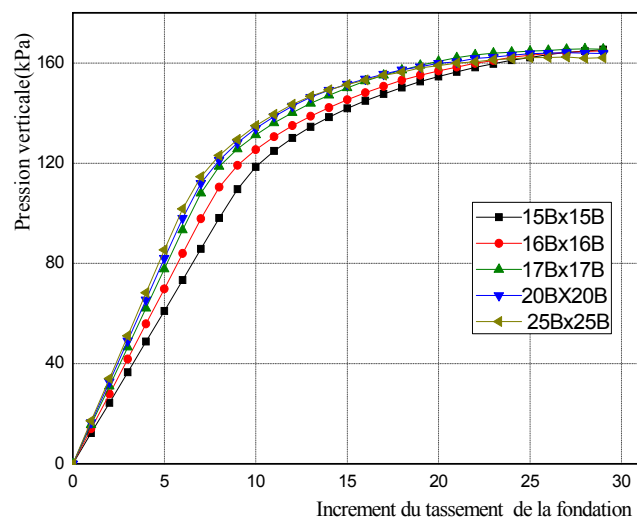


Figure 6.2 : Schéma représente la stabilisation de la pression verticale de la fondation en fonction du tassement.

### 6.2.3.2. Géométries des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont de section rectangulaire de largeur de 1 m, posées à une certaine profondeur ( $D=0$  m,  $D=1$  m et  $D=2$  m) dans une fouille de sol homogène.

### 6.2.3.3. Caractéristiques mécaniques du sol

Le sol étudié est une couche de sol fin saturée purement cohérente et non drainée, Le tableau (6.2) représente les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Tableau 6.2 : Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

	$E_u$ (MPa)	$C_u$ (kPa)	$\phi_u^\circ$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu_u$	$K_0$	$K_w$ MPa
Argile	5	20	0	20	10	0.499	1	308.64190
	20	50						1234.56797
	40	200						2469.13580

$E_u$  est le module de Young en comportement non drainé,  $C_u$  la cohésion non drainée,  $\phi^\circ$  angle de frottement du sol,  $\gamma$  le poids volumique du sol,  $\gamma_w$  le poids volumique d'eau,  $\nu$  le coefficient de poisson du sol,  $K_0$  coefficient du sol au repos et  $K_w$  est le module de compressibilité de l'eau.

### 6.2.3.4. Type de modélisation du massif de sol et des fondations

Le matériau argileux est supposé suivre une loi de comportement élasto-plastique parfaite, le critère de rupture étant celui de Drucker Prager. La fondation et le substratum sont supposés suivre une loi d'élasticité linéaire : le module de Young est égal à 32000 MPa ; un coefficient de Poisson est de 0.2 et le poids volumique est égal à 25kN/m<sup>3</sup>. La nappe phréatique est supposée à la surface du sol.

### 6.2.3.5. Type des maillages

Dans tous les cas, les premiers maillages élaborés ont été jugés relativement grossiers, avec des éléments triangulaires trop allongés. Même si ces éléments sont situés dans des zones peu concernées, de nouveaux maillages plus resserrés ont été mis au point. Ceux-ci garantissent une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation (figure 6.3et 6.4).

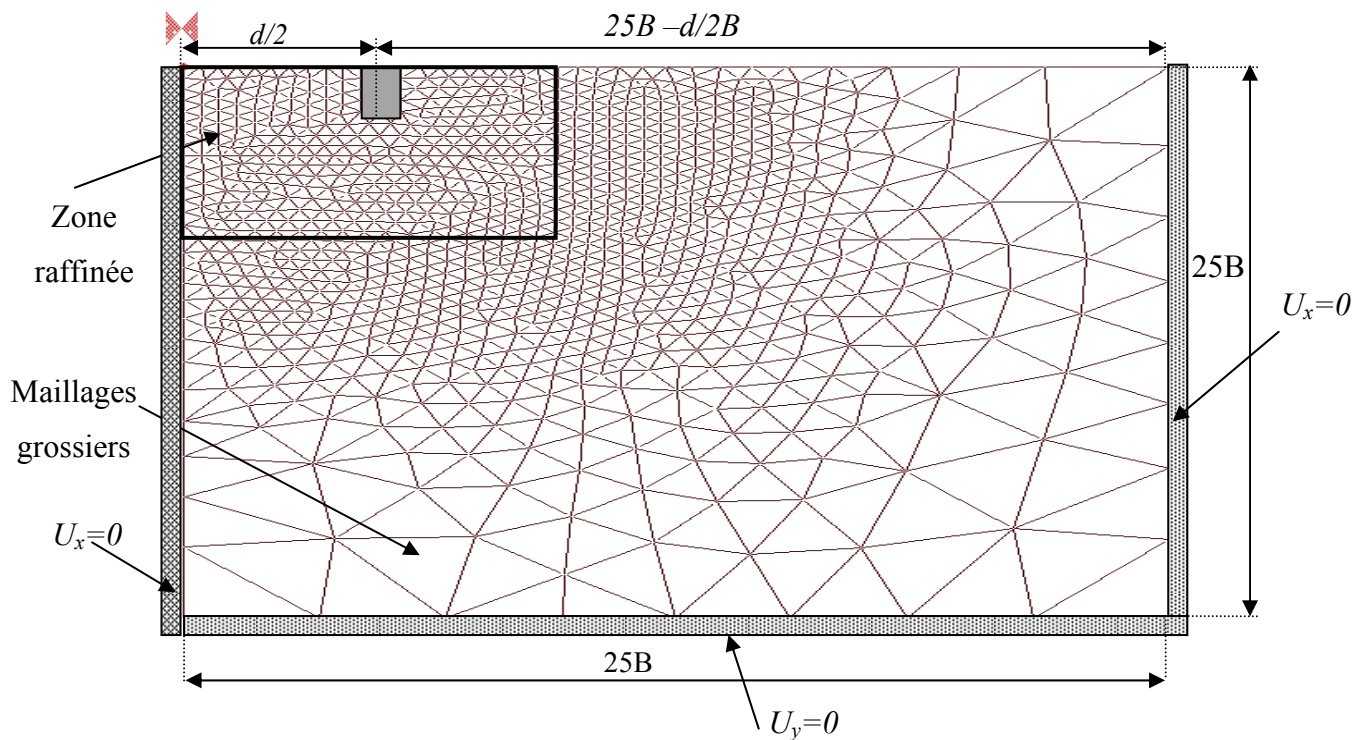


Figure 6.3 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent – fondation superficielle établie à  $d/B=10$

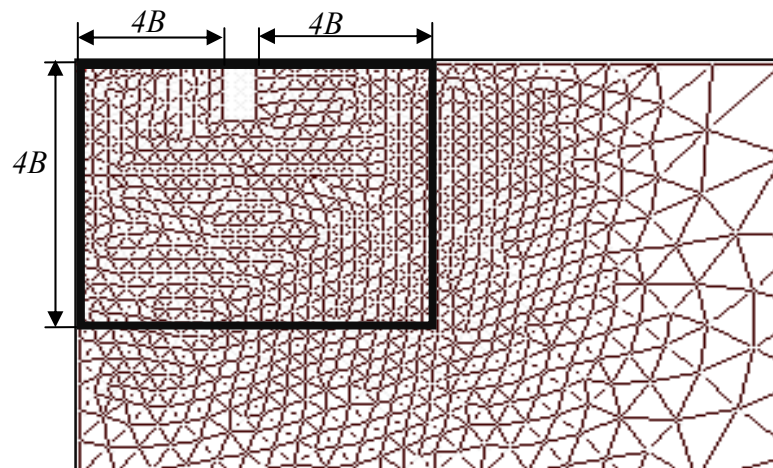


Figure 6.4 : Vue agrandie au voisinage de la fondation sur sol purement cohérent-maillage resserré.

#### 6.2.3.6. Les conditions aux limites

Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacements sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif (à  $25 B$  de profondeur) et déplacements

horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine maille (frontière latérale à 25B et axe de symétrie).

#### 6.2.3.7. Déroulement des calculs

La méthode de résolution employée est la méthode des contraintes initiales (ou méthode de Newton- Rafeson modifiée) et la tolérance demandée sur les tests de convergence est de  $10^{-4}$  pour le déplacement et 0 pour la force, le nombre d'itérations pour atteindre de cette convergence est 100 itérations. L'intégration est réduite à  $2 \times 2$  points (ou méthode  $\bar{B}$ ) est utilisée pour le calcul des contraintes et des déformations à l'intérieur des éléments finis.

#### 6.2.4. Méthodes d'analyse des résultats du calcul

On utilise la méthode graphique d'Asaoka , pour déterminer la capacité portante, et la méthode des différences divisées (Newton), pour déterminer la pente initiale des courbes de chargement, et le théorème de  $\pi$  ,pour mener une analyse dimensionnelle. Selon cette dernière, les termes adimensionnels concernant la capacité portante et le tassement sont présents comme suit :

##### 6.2.4.1. Capacité portante

a) Capacité portante d'une semelle filante et circulaire réalisée à la surface du sol (figure 6.5a).

$$f(q_l, C, \gamma, d, B) = 0 \quad (5.01)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (5.02)$$

n est le nombre de quantités physique, soit  $n=7$  et K est le nombre d'unités fondamentales (M, T, L), soit  $K=3$ , ou M désigne la masse, T le temps et L la longueur.

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = d / B$  : La distance relative entre-axes des deux semelles.

$\pi_2 = q_l / C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion(ou  $N_c$  selon la théorie classique de capacité portante)

b) Capacité portante d'une semelle filante ou circulaire réalisée à une fiche d'ancrage dans le sol (figure 6.5b).

$$f(q_l, C, \gamma, d, B, D) = 0 \quad (6.03)$$

La relation adimensionnelle est de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.04)$$

$\pi_1 = d/B$  : La distance relative entre axes de deux semelles continues voisins ;

$\pi_2 = D/B$  : Elancement de la fondation.

$\pi_3 = q_l / C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion(ou  $N_c$  selon la théorie classique de capacité portante) ;

#### 6.2.4.2. Tassement

$$f(s, q, E_s, E_b, \gamma, d, \nu_s, \nu_b, B, D.) = 0 \quad (6.05)$$

La relation adimensionnelle est de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.06)$$

n est le nombre de quantités physique, soit n=11 et K est le nombre d'unité fondamentales (M, T, L), soit K=3, donc n-k=8

Les termes en  $\pi$  sont sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = \nu_s$ : Coefficient de poisson du sol,

$\pi_2 = \nu_b$ : Coefficient de poisson du béton,

$\pi_3 = E_b / E_s$  : Compressibilité relative fondation/sol,

$\pi_4 = s/B$  : Tassement relatif de la fondation,

$\pi_5 = D/B$  : Elancement relatif de la fondation,

$\pi_6 = \alpha / \gamma$  : Pente initiale relative de la courbe de chargement (q-s),

$\pi_7 = d/B$  : Distance relative entre axes de deux semelles continues voisins,

$\pi_8 = \alpha \cdot B / E_s$  : Le facteur d'influence des tassements,

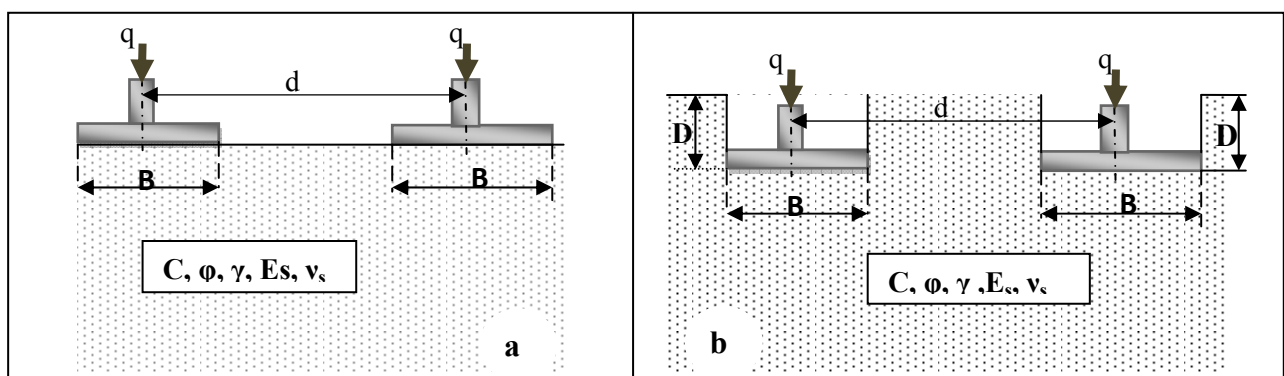


Figure 6.5 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés

### 6.2.5. Présentation et interprétation des résultats du calcul

Les résultats de calcul obtenus par la méthode des éléments finis, de la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de la distance relative entre axes des deux semelles, sont regroupés dans les tableaux 6.3 à 6.9, de  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour la capacité portante et de  $P_{Hm}$  en fonction de  $D/B$  pour la pente initiale de la courbe de chargement. Ces résultats sont les suivants :

#### 6.2.5.1. Capacité portante

Tableau 6.3 : Valeurs de  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=0$

Types d'argile	$q_l/C_u$ pour $D/B=0$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	6.01	6.92	7.33	7.44	7.49	7.54	7.53	7.50	7.53	7.50	7.53	7.53
Argile ferme	6.32	7.39	7.74	7.8	7.901	8.05	8.09	8.09	8.10	8.12	8.13	8.092
Argile raide	6.16	6.40	7.10	7.73	7.715	7.77	7.84	7.84	7.84	7.845	7.84	7.84
<i>Moyenne</i>	6.16	6.90	7.39	7.67	7.702	7.78	7.82	7.81	7.82	7.82	7.84	7.82

Tableau 6.4 : Valeurs de  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=1$

Types d'argile	$q_l/C_u$ pour $D/B=1$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	7.02	8.33	9.38	10.13	10.11	9.99	10.09	10.05	10.07	10.00	10.06	10.04
Argile ferme	7.30	8.91	9.69	10.13	10.20	10.26	10.30	10.32	10.33	10.37	10.36	10.22
Argile raide	7.04	8.31	9.02	9.9	9.93	9.79	10.11	10.06	9.93	10.07	10.07	10.2
<i>Moyenne</i>	7.12	8.52	9.36	10.05	10.08	10.01	10.16	10.14	10.12	10.14	10.17	10.16

Tableau 6.5 : Valeurs de  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=2$

Types d'argile	$q_l/C_u$ pour $D/B=2$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	8.23	10.01	10.80	11.54	11.56	11.54	11.52	11.46	11.54	11.52	11.46	11.36
Argile ferme	7.52	9.73	10.77	11.06	11.18	11.15	11.26	11.20	11.18	11.16	11.22	11.00
Argile raide	7.32	8.90	9.47	11.10	10.70	11.20	11.2	11.21	11.20	11.22	11.21	11.20
<i>Moyenne</i>	7.7	9.55	10.35	11.23	11.15	11.29	11.33	11.29	11.31	11.30	11.29	11.19

D'après les tableaux 6.3 à 6.5, on remarque que les valeurs de  $q_l/c_u$ , ne dépendent pas de la compacité d'argile (molle, ferme, raide). Donc, dans ce cas on prendra les valeurs moyennes de  $q_l/c_u$  en fonction de  $d/B$ . La figure 6.6 représente la variation de la capacité portante en fonction de la distance relative  $d/B$  à trois fiches d'ancrage ( $D/B=0, 1$  et  $2$ ).

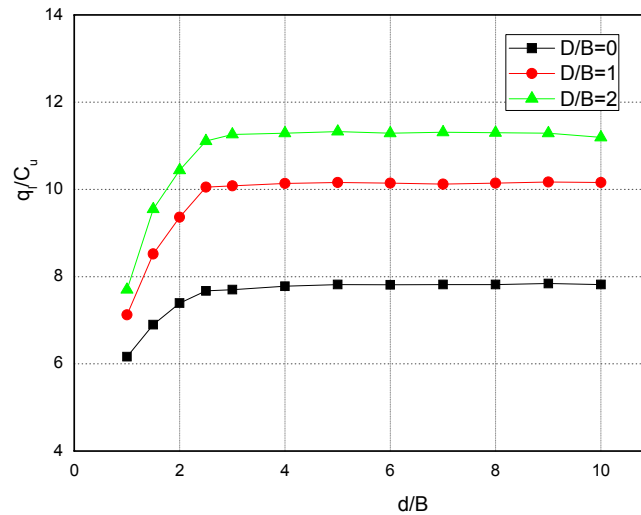


Figure 6.6 : Variation de la capacité portante  $q_l/c_u$  en fonction  $d/B$  pour différentes fiches d'ancrage ( $D/B=0, 1$  et  $2$ ).

#### 6.2.5.1.1. Effets de la distance relative $d/B$ sur la capacité portante

D'après la figure 6.6 on constate que la capacité portante augmente en fonction de la distance relative  $d/B$  ; ainsi on remarque qu'à partir d'une certaine valeur limite de la distance relative  $d/B$ , la capacité portante se stabilise, quelque soit l'élanement ( $D/B$ ) des semelles. Le grandeur de cette valeur est de l'ordre 2.5 (Figure 6.6).

#### 2.5.1.2. Effet de l'élanement ( $D/B$ ) sur la capacité portante :

La figure 6.6 montre clairement l'effet de l'élanement ( $D/B$ ) sur la capacité portante. Dans ce cas on remarque que la capacité portante augmente si l'élanement de la semelle augmente.

#### 2.5.1.3. Formulations de la capacité portante

Pour simplifier le calcul de la capacité portante de deux semelles en interférence, de même chargement et même élanement  $D/B$ , on propose une fonction mathématique de forme hyperbolique. La courbe hyperbolique (figure 6.7) de cette fonction s'écrit par la formule suivante :

$$Y = \frac{X}{a + bX} \quad (6.07)$$

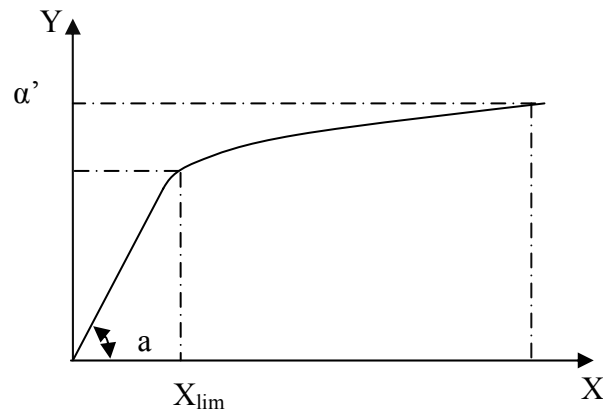


Figure 6.7 : courbe de  $Y = f(x)$

Avec :  $a$  est la pente initiale de la courbe hyperbolique,  $\alpha'$  est la valeur du début de palier de la courbe hyperbolique ; et  $b$  est un facteur égal à  $1/\alpha'$ ,

Par identification de la courbe de capacité portante  $q_l/c_u$  en fonction  $d/B$  avec la formule mathématique, la formule de la capacité portante s'écrit comme suit :

$$\frac{q_l}{c_u} = \frac{\frac{d}{B}}{a + b \frac{d}{B}} \quad (6.08)$$

A partir de l'ajustement hyperbolique de la courbe de la capacité portante en fonction de la distance relative  $d/B$ , les valeurs de  $a$  et  $\alpha'$  sont données dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 : Valeur du  $a$  et  $\alpha'$  des courbes de la capacité portante en fonction de la distance relative  $d/b$

$D/B$	$a$	$\alpha'$	$R\%$
0	45.80	8.00	99.99
1	43.32	10.83	99.93
2	50.50	11.62	99.92



### 6.2.5.2. Pente initiale de la courbe de chargement

Les tableaux 6.7 à 6.9 regroupent les valeurs du facteur de tassement  $P_{Hm} = \alpha \cdot B/E$  en fonction de la distance relative  $d/B$ .

Tableau 6.7 : Valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=0$

Types d'argile	$P_{Hm}$ pour $D/B=0$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	0.41	0.44	0.46	0.49	0.53	0.57	0.58	0.61	0.63	0.66	0.68	0.70
Argile ferme	0.41	0.44	0.47	0.49	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64	0.66	0.68	0.71
Argile raide	0.41	0.44	0.47	0.49	0.53	0.57	0.58	0.61	0.65	0.67	0.69	0.72
Moyenne	0.41	0.44	0.47	0.49	0.53	0.57	0.58	0.61	0.64	0.664	0.685	0.71

Tableau 6.8 : Valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=1$

Types d'argile	$P_{Hm}$ pour $D/B=1$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	0.47	0.51	0.53	0.56	0.61	0.64	0.66	0.69	0.72	0.74	0.76	0.79
Argile ferme	0.43	0.47	0.50	0.53	0.58	0.6169	0.63	0.66	0.69	0.71	0.73	0.76
Argile raide	0.43	0.47	0.50	0.527	0.5775	0.6125	0.63	0.66	0.68	0.71	0.73	0.76
Moyenne	0.44	0.48	0.51	0.53	0.59	0.63	0.64	0.67	0.70	0.72	0.74	0.77

Tableau 6.9 : valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  pour un élancement  $D/B=2$

Types d'argile	$P_{Hm}$ pour $D/B=2$											
	$d/B$											
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
Argile molle	0.52	0.57	0.59	0.61	0.66	0.70	0.73	0.77	0.79	0.83	0.84	0.86
Argile ferme	0.46	0.51	0.54	0.55	0.61	0.64	0.67	0.71	0.73	0.77	0.79	0.80
Argile raide	0.45	0.50	0.53	0.55	0.61	0.64	0.66	0.70	0.72	0.76	0.78	0.79
Moyenne	0.47	0.53	0.55	0.57	0.62	0.66	0.69	0.73	0.75	0.79	0.80	0.82

La figure 6.8 représente la variation du facteur de tassement  $P_{Hm}$  en fonction de la distance relative  $d/B$  a trois fiches d'ancrages différentes ( $D/B=0, 1$  et  $2$ ).

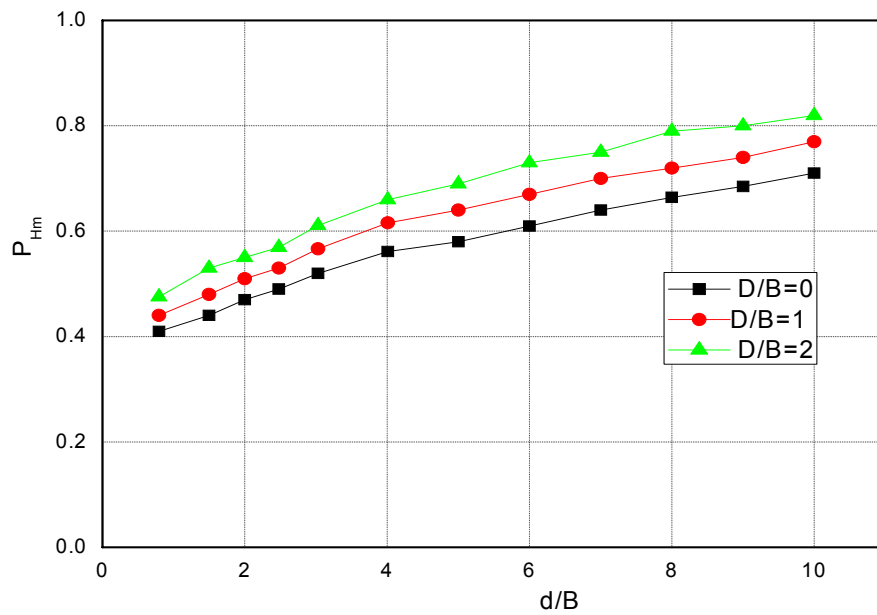


Figure 6.8 : Variation du facteur de tassement  $P_{Hm}$  en fonction  $d/B$  pour des fiches d'ancrage différentes ( $D/B=0, 1$  et  $2$ ).

#### 6.2.5.2.1. Effets de la distance relative $d/B$ sur la pente initiale de la courbe de chargement ( $P_{Hm}$ )

D'après la figure 6.8 on a constaté que la pente initiale de la courbe de chargement augmente pratiquement linéairement en fonction de la distance relative  $d/B$ .

#### 6.2.5.2.2. Effet de l'élanement ( $D/B$ ) sur la pente initiale de la courbe de chargement (ou $P_{Hm}$ )

La figure 6.8 montre clairement, l'effet de l'élanement ( $D/B$ ) sur la pente initiale de la courbe de chargement. Dans ce cas on remarque que la pente initiale de la courbe de chargement (facteur de tassement  $P_{Hm}$ ) augmente si l'élanement de la semelle augmente.

#### 6.2.5.2.3. Formulations de pente initiale de la courbe de chargement

L'ajustement des courbes de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de la distance relative  $d/B$  par une fonction mathématique de la forme  $Y = \alpha + \beta X$ , permet de simplifier le calcul du tassement de deux semelles parallèles, de même chargement et même élanement  $D/B$ , la relation de la pente initiale s'écrit comme suit :

$$P_{Hm} = \frac{\alpha \cdot B}{E} = \alpha + \beta \cdot \left(\frac{d}{B}\right) \quad (6.09)$$

Les valeurs d'ajustement  $\alpha$  et  $\beta$  sont regroupées dans le tableau 6.10

Tableau 6.10 : valeurs d'ajustement  $\alpha$  et  $\beta$

D/B	A	$\beta$	R%
0	0.4	0.032	98.88
1	0.44	0.034	98.33
2	0.48	0.037	98.22

### 6.3. Comportement des fondations continues adjacentes avec fiches d'ancrages différentes

Dans cette cas, on prendra la géométrie totale ; le principe du dimensionnement est de fixer la distance maximale  $d/B=10$  (figure 6.9) et on varie la dimension verticale H et horizontale L jusqu'à la stabilisation de la pression verticale des nœuds de la fondation, et on retiendra dans ce processus les dimensions minimales L et H.

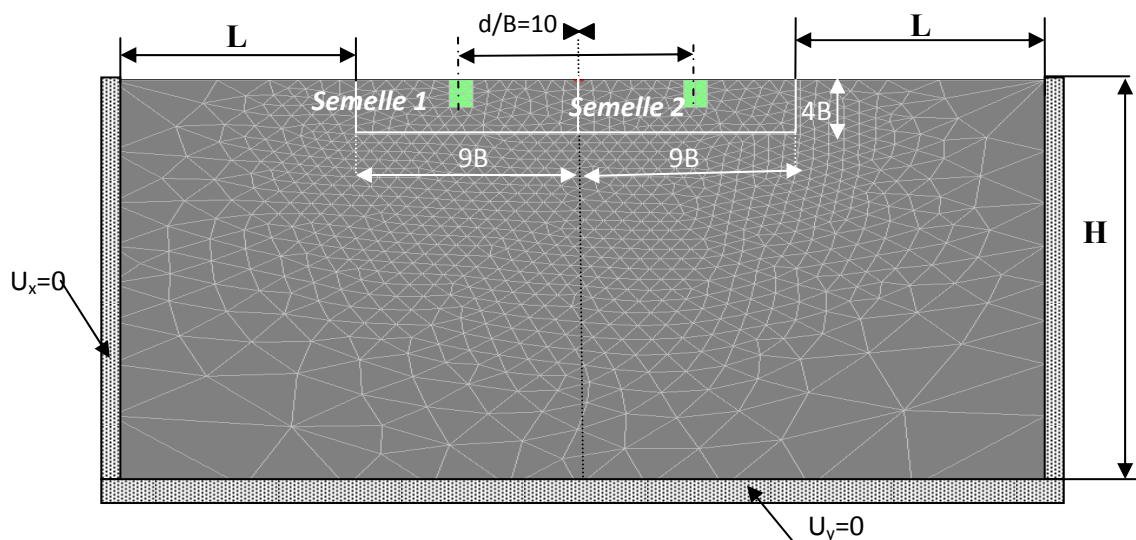


Figure 6.9 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol purement cohérent – fondation superficielle établie à  $d/B=10$

La figure 6.10 regroupe un exemple des courbes de variation du tassement en fonction de la pression verticale pour les différentes dimensions du modèle. Donc, d'après cette figure la pression verticale se stabilise partir des dimensions  $40 \times 30B$ .

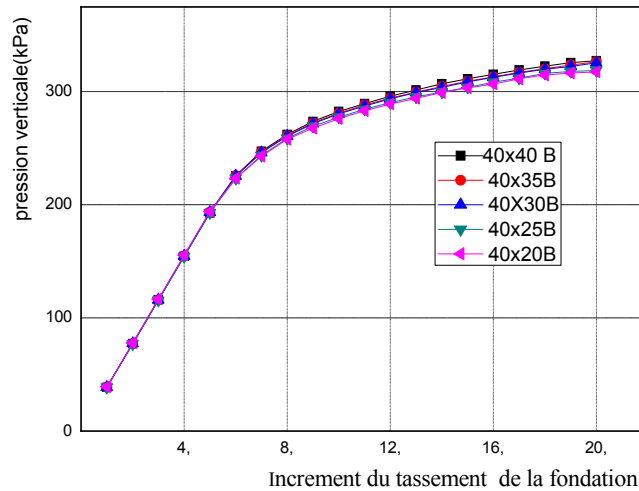


Figure 5.10 : Schéma représente la stabilisation de la pression verticale de la fondation en fonction du tassement.

### 6.3.1. Présentation des modèles étudiés

On a étudié onze modèles (1 à 11) de deux semelles continues voisines (filante), réalisées à une certaine profondeur de la fouille à trois configurations différentes ; le chargement est vertical et uniforme à la base de la semelle (tassement imposé maximum de  $B/10$ ).

En variant la distance entre axes de deux semelles (figure 6.9), on détermine la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement. Le tableau 6.11 représente les différentes configurations étudiées.

Tableau 6.11 : Différentes configuration étudiées.

N cas	D/B		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Semelle 1	Semelle 2											
1	1	0	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
2	2	0											
3	2	1											

### 6.3.2. Analyse dimensionnelle.

Selon l'analyse dimensionnelle, les termes adimensionnels concernant la capacité portante et le tassement sont présentés comme suit (figure 6.11) :

a) Capacité portante

$$f(q_{l1}, q_{l2}, C, \gamma, d, B, D_1, D_2) = 0 \quad (6.10)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.11)$$

n est le nombre de quantités physique, soit n=8 et K est le nombre d'unités fondamentales (M, T, L), soit K=3, ou M désigne la masse, T le temps et L la longueur.

Les termes en  $\pi$  sont donc sans dimension, comme suit :

Capacité portante)

$\pi_1 = d/B$  : La distance relative entre axes de deux semelles continus voisins ;

$\pi_2 = D_1/B$  : Elancement de la semelle 01.

$\pi_3 = D_2/B$  : Elancement de la semelle 02.

$\pi_4 = q_{11}/C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion de la semelle 01 (ou  $N_c$  selon la théorie classique de

$\pi_5 = q_{12}/C$  : Le facteur de portance dû à la cohésion de la semelle 02 (ou  $N_c$  selon la théorie classique de capacité portante) ;

b) Tassement

$$f(s_1, s_2, q_1, q_2, E_s, E_b, d, \nu_s, \nu_b, B, D_1, D_2) = 0 \quad (6.12)$$

La relation adimensionnelle est de la forme :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.13)$$

n est le nombre de quantités physique, soit n=11 et K est le nombre d'unité fondamentales (M, T, L), soit K=3, donc n-k=8

Les termes en  $\pi$  sont sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = \nu_s$ : Coefficient de poisson du sol,

$\pi_2 = \nu_b$ : Coefficient de poisson du béton,

$\pi_3 = E_b/E_s$  : Compressibilité relative fondation/sol,

$\pi_4 = s_1/B$  : Tassement relatif de la semelle 01,

$\pi_5 = s_2/B$  : Tassement relatif de la semelle 02

$\pi_6 = D_1/B$  : Elancement relatif de la semelle 01,

$\pi_7 = D_2/B$  : Elancement relatif de la semelle 02,

$\pi_8 = d/B$  : Distance relative entre axes de deux semelles continus voisins,

$\pi_9 = \alpha_1 \cdot B/E_s$  : Le facteur d'influence du tassement de la semelle 01,

$\pi_{10} = \alpha_2 \cdot B/E_s$  : Le facteur d'influence du tassement de la semelle 02,

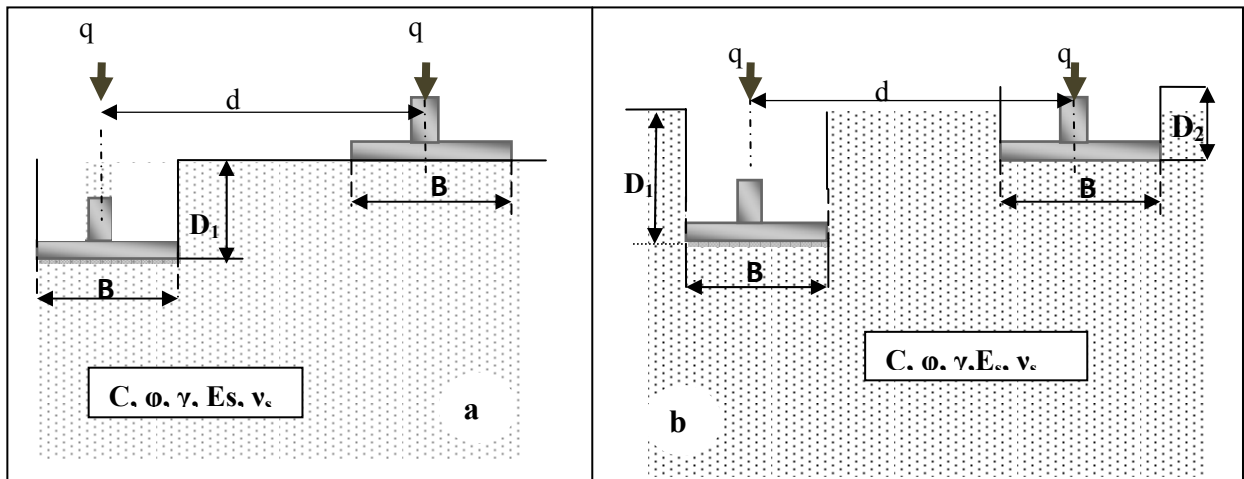


Figure 6.11 : Présentation du massif de sol et des paramètres étudiés

### 6.3.3. Présentation et interprétation des résultats du calcul

Les résultats de calcul, obtenus par la méthode des éléments finis, de la capacité portante et de la pente initiale de la courbe de chargement en fonction de la distance relative entre axes des deux semelles, sont regroupés dans les tableaux 6.12 à 6.14, sous forme de  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour la capacité portante et de  $P_{Hm}$  en fonction de  $D/B$  pour la pente initiale de la courbe de chargement. Ces résultats sont les suivants :

Tableau 6.12 : Variation de la capacité portante  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour argile molle

	Cas 1		Cas2		Cas3	
	$D_1/B = 1$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 1$
$d/B$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$
1.5	9.79	3.82	11.13	2.80	10.99	6.03
2	10.9	4.36	11.54	3.65	11.79	7.7
2.5	11.6	4.97	12.24	4.14	12.35	9.1
3	11.82	5.52	13.17	4.63	13.511	10.5
4	11.96	6.07	14.31	5.31	14.62	10.90
5	12.01	6.12	14.62	5.65	14.86	11.12
6	12.12	6.21	14.81	5.75	14.92	11.36
7	12.27	6.26	14.86	5.78	14.94	11.41
8	12.38	6.12	14.92	5.79	14.97	11.51
9	12.39	6.32	14.91	5.86	14.86	11.56
10	12.48	6.32	14.81	5.95	15.00	11.55

Tableau 6.13 : Variation de la capacité portante  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour argile ferme

	Cas 1		Cas2		Cas3	
	$D_1/B = 1$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 1$
$d/B$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$
1.5	9.58	3.63	10.96	3.35	10.7	7.06
2	10.86	4.39	12.16	3.82	11.37	8.22
2.5	11.72	5.00	13.04	4.50	11.91	9.35
3	12.2	5.82	13.66	5.63	12.9	11.35
4	12.6	6.19	14.71	5.78	13.84	12.31
5	12.80	6.26	15.33	5.92	14.39	12.71
6	12.82	6.31	15.62	6.00	14.57	12.98
7	12.8	6.31	15.64	6.02	14.60	13.06
8	12.86	6.32	15.64	6.03	14.64	13.11
9	12.87	6.32	15.63	6.05	14.66	13.10
10	12.91	6.35	15.67	6.07	14.66	13.12

Tableau 6.14 : Variation de la capacité portante  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour argile raide

	Cas 1		Cas2		Cas3	
	$D_1/B = 1$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 1$
$d/B$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$
1.5	8.65	3.78	9.80	3.30	8.66	6.66
2	9.33	4.48	10.40	4.00	8.89	8.03
2.5	10.57	4.95	10.88	4.45	9.5	8.69
3	10.79	5.65	11.51	4.95	10.90	9.10
4	10.95	6.00	12.23	5.35	11.26	9.58
5	11.06	6.11	12.60	5.63	11.59	10.11
6	11.10	6.11	12.70	5.71	11.60	10.12
7	11.11	6.12	12.70	5.8	11.60	10.12
8	11.12	6.13	12.71	5.82	11.60	10.11
9	11.12	6.13	12.70	5.82	11.62	10.12
10	11.12	6.13	12.71	5.85	11.62	10.13

Le tableau 6.15 récapitule les valeurs moyennes de la capacité portante  $q_l/C_u$  en fonction de la distance relative  $d/B$ , avec les trois configurations étudiées.

Tableau 6.15 : Valeurs moyennes de la capacité portante  $q_l/C_u$  en fonction de  $d/B$  pour chaque configuration.

	Cas 1		Cas2		Cas3	
	$D_1/B = 1$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 0$	$D_1/B = 2$	$D_2/B = 1$
$d/b$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$	$q_l/C_u$
1.5	9.34	3.76	10.63	3.15	10.14	6.58
2	10.40	4.41	11.37	3.8269	10.69	7.99
2.5	11.30	4.97	12.05	4.36	11.26	9.050
3	11.63	5.66	12.78	5.02	12.41	10.31
4	11.84	6.09	13.75	5.48	13.24	10.93
5	11.95	6.16	14.18	5.73	13.61	11.31
6	12.01	6.21	14.38	5.82	13.70	11.49
7	12.07	6.23	14.40	5.88	13.72	11.53
8	12.12	6.20	14.42	5.89	13.74	11.57
9	12.12	6.26	14.41	5.91	13.71	11.59
10	12.17	6.27	14.40	5.95	13.76	11.60

Les figures 6.12 à 6.14 représentent la variation des valeurs moyennes de la capacité portante en fonction de la distance relative  $d/B$  à trois fiches d'ancrage différentes (cas 01,02 et 03).

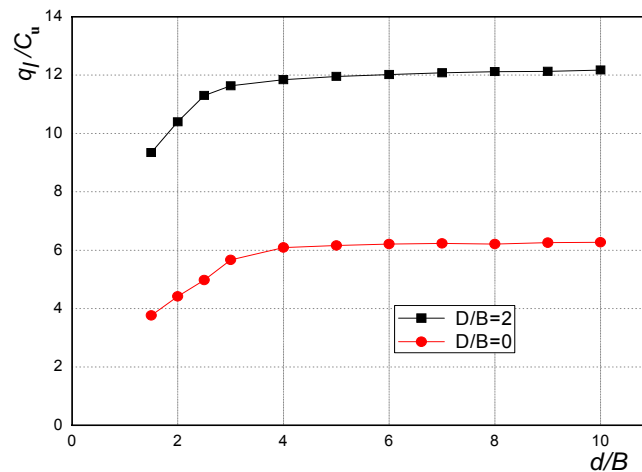


Figure 6.12 : Variation de la capacité portante des deux semelles cas 1



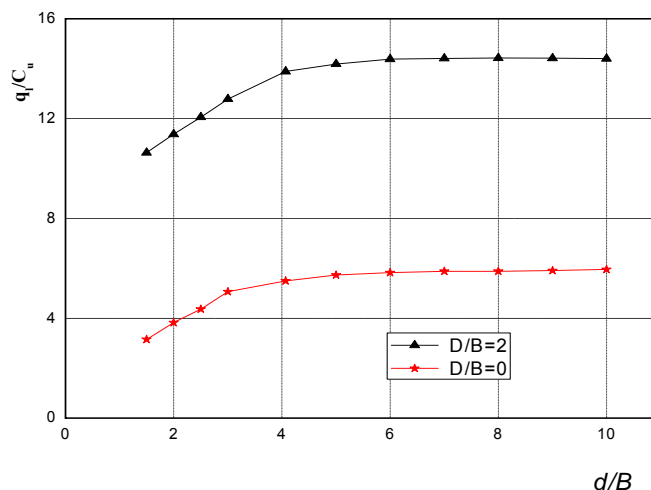


Figure 6.13 : Variation de la capacité portante des deux semelles cas 02

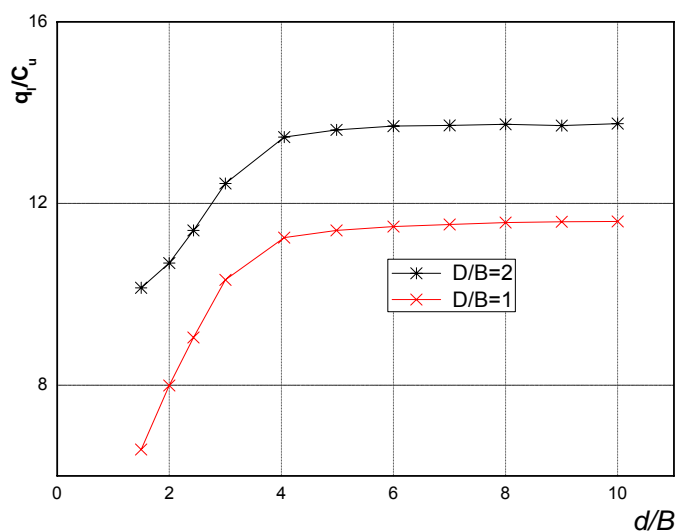


Figure 6.14 : Variation de la capacité portante des deux semelles cas03

### 6.3.3.1. Effets de la distance relative $d/B$ sur la capacité portante

Les figures 6.12 à 6.14 montrent que la capacité portante augmente en fonction de la distance relative  $d/B$ , et à partir d'une valeur limite de la distance relative  $d/B$ , la capacité portante se stabilise, quelle que soit l'élancement ( $D/B$ ) des semelles. La grandeur de cette valeur est de l'ordre 4.5 pour le premier et troisième cas, et de l'ordre de 5 pour le deuxième cas, soit entre 4.5 à 5.

### 6.3.3.2. Effet de l'élancement ( $D/B$ ) sur la capacité portante :

Les figures 6.12 à 6.14 montrent clairement l'effet de l'élancement ( $D/B$ ) sur la capacité portante. Dans ce cas, on remarque que la capacité portante augmente si l'élancement de la semelle augmente.

### 6.3.4. Formulations de la capacité portante

La capacité portante de la première semelle est écrite par  $q_{l1} = f \cdot q_{l2}$ , et l'expression mathématique de la capacité portante de la deuxième semelle, est donnée par l'ajustement des quatre premiers points des courbes de  $q/c_u$  en fonction de  $d/B$  par une fonction puissance, ce qui permet de proposer la formulation suivante de  $q_1/c_u$  comme suit, pour une fiche D donnée.

$$\bullet \text{ Cas 1 : } q_{l2}/C_u = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } d < d_{lim} = 4.5B \\ N & \text{si } d > d_{lim} = 4.5B \end{cases} \quad (6.14)$$

$$\bullet \text{ Cas 2 : } q_{l2}/C_u = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } d < d_{lim} = 5B \\ N & \text{si } d > d_{lim} = 5B \end{cases} \quad (6.15)$$

$$\bullet \text{ Cas 3 : } q_{l2}/C_u = \begin{cases} a \left(\frac{H}{B}\right)^b & \text{si } d < d_{lim} = 4.5B \\ N & \text{si } d > d_{lim} = 4.5B \end{cases} \quad (6.16)$$

$N$  est la valeur de  $q/c_u$  lorsque  $d > d_{lim}$ ,  $a$  et  $b$  sont les coefficients d'ajustement des courbes de la capacité portante en fonction de  $d/B$ ; Les valeurs des ces coefficients en fonction de  $D/B$ , sont regroupées dans le tableau 6.16.

Tableau 6.16 : Valeurs des coefficients  $a$ ,  $b$  et  $N$  en fonction  $D/B$ .

Cas 1				Cas2				Cas3			
Semelle 02				Semelle 02				Semelle 02			
D/B=0				D/B=0				D/B=1			
a	b	N	R%	a	b	N	R%	a	b	N	R%
2.92	0.56	6.27	99.6	2.65	0.54	5.95	96.4 0	5.72	0.48	11.6	95

Tableau 6.17 : Valeurs du rapport de la capacité portante entre les deux semelles  $f$ 

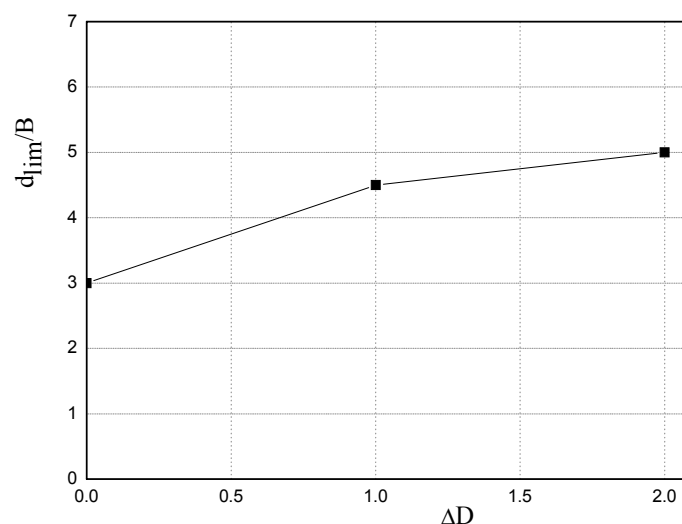
	Cas 1	Cas 2	Cas 3
d/b	D <sub>1</sub> =1m et D <sub>2</sub> =0	D <sub>1</sub> =2m et D <sub>2</sub> =0	D <sub>1</sub> =2m et D <sub>2</sub> =1m
	$f$	$f$	$f$
1.5	2.48	3.37	1.54
2	2.35	2.97	1.33
2.5	2.27	2.76	1.24
3	2.05	2.54	1.20
4	1.94	2.50	1.21
5	1.93	2.47	1.20
6	1.93	2.47	1.19
7	1.93	2.44	1.18
8	1.95	2.44	1.18
9	1.93	2.43	1.18
10	1.94	2.42	1.18

#### 6.3.4.1. Effet de la cohésion $C$ et la fiche d'ancrage de chaque semelle sur la distance limite $d_{lim}/B$ :

Les figures 6.6 et 6.12 à 6.14 illustrent la variation de la capacité  $q/C_u$  portante en fonction de la distance limite  $d_{lim}/B$ . Elles montrent que l'effet des ces paramètres est négligeable dans la plupart des différentes configurations.

#### 6.3.4.2. Effet de la différence entre l'ancrage ( $\Delta D$ ) de deux semelles voisines sur $d_{lim}/B$ :

Les valeurs de la distance limite  $d/B$  obtenues par la méthode des éléments finis, sont présentées sous forme de courbe de  $d_{lim}/B$  en fonction de  $\Delta D$ , comme le montre la figure 6.15. Cette figure montre clairement l'effet de  $\Delta D$  sur la distance limite  $d_{lim}/B$ , la distance limite est proportionnelle à la différence de fiche  $\Delta D$ . La figure 6.15 permet une utilisation dans la pratique pour la disposition de deux semelles continues et voisines.

Figure 6.15 : Variation de  $d_{lim}/B$  en fonction de  $\Delta D$ 

### 6.3.5. Pente initiale de la courbe de chargement

Les tableaux 6.18 à 6.20 regroupent les valeurs adimensionnelles de la pente initiale de la courbe de chargement, en fonction de la distance relative  $d/B$ . Selon la théorie d'élasticité, les valeurs présentées sont les facteurs du tassement  $P_{Hm}$ .

Tableau 6.18 : Valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas d'argile molle

	Cas1		Cas2		Cas3	
	$D_1=1m$	$D_2=0m$	$D_1=2m$	$D_2=0m$	$D_1=2m$ et	$D_2=1m$
$d/B$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$
1.5	0.58	0.45	0.73	0.36	0.68	0.53
2	0.64	0.50	0.75	0.41	0.69	0.61
2.5	0.68	0.52	0.77	0.47	0.72	0.67
3	0.71	0.6	0.79	0.52	0.81	0.73
4	0.74	0.64	0.83	0.58	0.87	0.77
5	0.76	0.68	0.85	0.63	0.91	0.81
6	0.82	0.73	0.93	0.67	0.96	0.88
7	0.85	0.75	0.98	0.72	1.02	0.93
8	0.92	0.78	1.03	0.75	1.06	1.00
9	0.94	0.81	1.04	0.78	1.07	1.07
10	1.02	0.86	1.10	0.84	1.13	1.19

Tableau 6.19 : Valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas d'argile ferme

d/B	Cas1		Cas2		Cas3	
	$D_1=1m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=0m$ $\alpha_2 B/E$	$D_1=2m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=0m$ $\alpha_2 B/E$	$D_1=2m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=1m$ $\alpha_2 B/E$
1.5	0.59	0.43	0.63	0.42	0.62	0.54
2	0.63	0.48	0.67	0.45	0.67	0.61
2.5	0.69	0.52	0.69	0.49	0.73	0.66
3	0.72	0.56	0.77	0.54	0.81	0.69
4	0.77	0.61	0.84	0.6	0.86	0.76
5	0.82	0.65	0.88	0.64	0.91	0.81
6	0.85	0.69	0.92	0.68	0.95	0.87
7	0.87	0.72	0.98	0.70	1.01	0.92
8	0.92	0.76	1.02	0.73	1.05	1.01
9	0.94	0.79	1.06	0.74	1.09	1.06
10	1.02	0.82	1.11	0.81	1.15	1.11

Tableau 6.20 : Valeurs de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas d'argile raide.

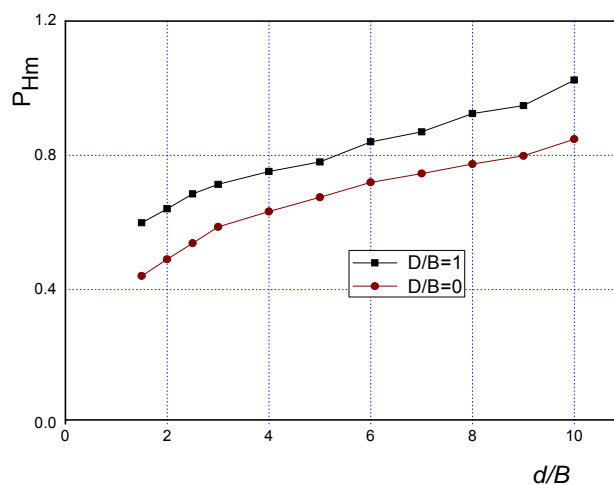
d/b	Cas1		Cas2		Cas3	
	$D_1=1m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=0m$ $\alpha_2 B/E$	$D_1=2m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=0m$ $\alpha_2 B/E$	$D_1=2m$ $\alpha_1 B/E$	$D_2=1m$ $\alpha_2 B/E$
1.5	0.62	0.44	0.72	0.46	0.65	0.55
2	0.65	0.50	0.74	0.49	0.69	0.61
2.5	0.67	0.54	0.76	0.53	0.74	0.66
3	0.71	0.59	0.8	0.56	0.79	0.71
4	0.73	0.64	0.86	0.62	0.87	0.74
5	0.76	0.68	0.89	0.67	0.91	0.79
6	0.84	0.73	0.92	0.71	0.97	0.86
7	0.89	0.75	0.99	0.75	1.02	0.91
8	0.92	0.78	1.02	0.77	1.07	1.01
9	0.95	0.79	1.06	0.81	1.1	1.07
10	1.01	0.85	1.12	0.86	1.16	1.11

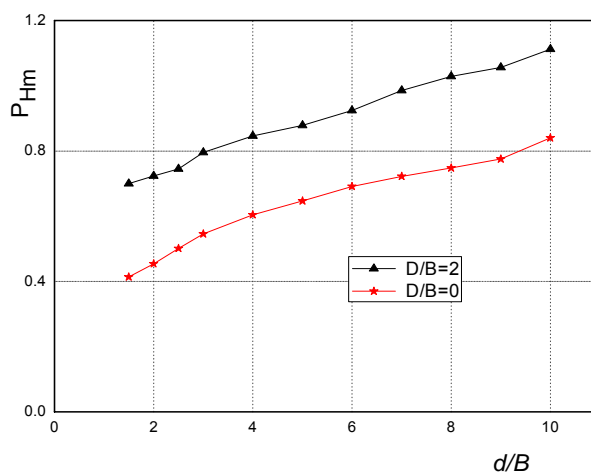
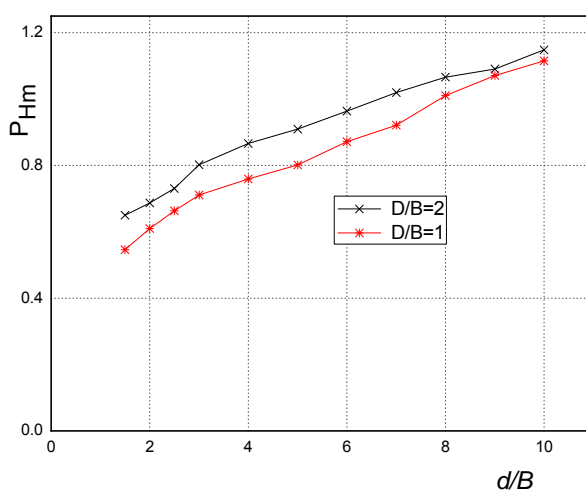
D'après les tableaux 6.18 à 6.20, on remarque que les valeurs de  $P_{Hm}$ . Pour chaque type d'argile (molle, ferme, raide) et chaque configuration sont presque les mêmes. Donc, dans ce cas, on prendra les valeurs moyennes de  $P_{Hm}$ , en fonction de  $d/B$ , regroupées dans le tableau 6.21.

Tableau 6.21 : Valeurs moyennes de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  (cas 1, cas2 et cas3)

	Cas1		Cas2		Cas3	
	$D_1=1m$	$D_2=0m$	$D_1=2m$	$D_2=0m$	$D_1=2m$	$D_2=1m$
$d/b$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$	$\alpha_1 B/E$	$\alpha_2 B/E$
1.5	0.59	0.44	0.69	0.41	0.65	0.54
2	0.64	0.49	0.72	0.45	0.69	0.6
2.5	0.68	0.53	0.74	0.50	0.73	0.66
3	0.71	0.58	0.79	0.54	0.80	0.71
4	0.75	0.63	0.85	0.60	0.87	0.76
5	0.78	0.67	0.87	0.65	0.91	0.80
6	0.84	0.72	0.92	0.69	0.96	0.87
7	0.87	0.74	0.98	0.72	1.02	0.92
8	0.92	0.77	1.02	0.74	1.06	1.01
9	0.95	0.79	1.05	0.77	1.09	1.07
10	1.02	0.84	1.11	0.84	1.15	1.11

Les figures 6.16 à 6.18 représentent la variation de  $P_{Hm}$  en fonction de la distance relative  $d/B$  à trois fiches d'ancrage différentes (cas 01,02 et 03).

Figure 6.16 : Variation de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas1

Figure 5.17 : Variation de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas2Figure 6.18 : Variation de  $P_{Hm}$  en fonction de  $d/B$  cas3

### 6.3.5.1. Effets de la distance relative $d/B$ sur la pente initiale de la courbe de chargement ( $P_{Hm}$ ):

Les figures 6.16 à 6.18 illustrent la variation de la pente initiale de la courbe de chargement, et montrent que la pente initiale de la courbe de chargement augmente en fonction de la distance relative  $d/B$ , c'est-à-dire que le tassement instantané des deux semelles diminue.

### 6.3.5.2. Effet de l'élançement ( $D/B$ ) sur la pente initiale de la courbe de chargement (ou $P_{Hm}$ ):

Les figures 6.16 à 5.18 montrent, l'effet de l'élançement ( $D/B$ ) sur la pente initiale de la courbe de chargement. Dans ce cas on remarque que la pente initiale de la courbe de chargement (facteur de tassement  $P_{Hm}$  augmente si l'élançement de la semelle augmente.)

### 6.3.5.3. Formulation du tassement différentiel des deux semelles

Selon la théorie d'élasticité (méthode de Giroud et Meyerhof), le tassement instantané d'une semelle rigide est déterminé par la formule 6.17

$$s_i = \frac{2q \cdot B}{E} \cdot p_{Hm} \quad (6.17)$$

Le tassement différentiel de deux semelles voisines et de différentes fiches d'ancrages est donc donné par :

$$\Delta s_i = \frac{2q_1 \cdot B}{E} \cdot p_{Hm1} - \frac{2q_2 \cdot B}{E} \cdot p_{Hm2} \quad (6.18)$$

$$\Delta s_i = \frac{2B}{E} (q_1 p_{Hm2} - q_2 \cdot p_{Hm2}) \quad (6.19)$$

$$q_1 = f q_2 \text{ et } p_{Hm1} = \delta \cdot p_{Hm2} \quad (5.20)$$

$$\Delta s_i = \frac{2B}{E} (f \delta q_2 p_{Hm2} - q_2 p_{Hm2}) \quad (6.21)$$

$$\Delta s_i = \frac{2B q_2}{E} p_{Hm2} (f \delta - 1) \quad (6.22)$$

$$\text{Avec } \zeta = (f \delta - 1) \quad (6.23)$$

La formule 6.18 devient comme suit :

$$\Delta s_i = \frac{2B q_2 \zeta}{E} p_{Hm2} \quad (6.24)$$

Les valeurs de  $f$ ,  $\delta$  et  $\zeta$  sont données dans les tableaux 6.17, 6.22 et 6.23



Tableau 6.22 : Valeur de rapport du facteur de tassement  $\delta$  en fonction de  $d/B$ 

	Cas 1	Cas 2	Cas3
	$D_1=1\text{m et } D_2=0$	$D_1=2\text{m et } D_2=0$	$D_1=2\text{m et } D_2=1\text{m}$
$d/B$	$\delta= P_{Hm1} / P_{Hm2}$	$\delta= P_{Hm1} / P_{Hm2}$	$\delta= P_{Hm1} / P_{Hm2}$
1.5	1.34	1.68	1.20
2	1.30	1.6	1.15
2.5	1.28	1.48	1.10
3	1.22	1.46	1.12
4	1.19	1.41	1.14
5	1.16	1.33	1.13
6	1.16	1.33	1.10
7	1.17	1.36	1.10
8	1.19	1.37	1.049
9	1.20	1.36	1.01
10	1.21	1.32	1.03

Tableau 6.23 : Valeurs de  $\zeta$  en fonction de  $d/B$ 

	Cas 1	Cas 2	Cas3
	$D_1=1\text{m et } D_2=0$	$D_1=2\text{m et } D_2=0$	$D_1=2\text{m et } D_2=1\text{m}$
$d/B$	$\zeta$	$Z$	$\zeta$
1.5	2.32	4.66	0.84
2	2.05	3.75	0.52
2.5	1.90	3.08	0.36
3	1.50	2.70	0.34
4	1.30	2.52	0.37
5	1.23	2.28	0.35
6	1.23	2.28	0.30
7	1.25	2.31	0.29
8	1.32	2.34	0.237
9	1.31	2.30	0.19
10	1.34	2.19	0.21

Tableau 6.24 : Paramètres d'ajustement du facteur d'ajustement  $P_{Hm2}$  .

Cas 01			Cas 02			Cas03		
$D_1=1m$ et $D_2=0$			$D_1=2m$ et $D_2=0$			$D_1=2m$ et $D_2=1m$		
a	b	R%	a	b	R%	a	b	R%
0.43	0.044	97.80	0.39	0.046	98.28	0.49	0.064	99.50

#### 6.4. Validation des modèles en éléments finis

Au cours du processus de définition du modèle par élément finis, une multitude d'approximations a été appliquée (maillage, type d'éléments finis, nombre de nœuds, lois de comportement ...etc).

Lorsque la distance d'entre- axes des deux semelles continues, dépasse la distance limite  $d_{lim}$ , chaque semelle comporte comme une semelle prise isolément. Dans ce cas, on compare les valeurs de  $q_l/c_u$  trouvées dans ce chapitre et celle-ci trouvées dans le chapitre 3 lorsque  $H > H_{lim}$ , avec un élanement nul ( $D/B=0$ ).

Tableau 6.25 : Valeurs de validation des modèles en éléments finis

Fiche d'ancrage	$\Delta D = 0$	$\Delta D \neq 0$	
		Cas1 $\Delta D/B=2$	Cas2 $\Delta D/B=2$
$N_c$ pour $d > d_{lim}$	7.70	5.95	6.28
$N_c$ pour $H > H_{lim}$	6.97	6.97	6.97
Ecart type %	11.6	13.76	8.98

L'écart type trouvé est de l'ordre de 8.98 à 13.76%. Ce qui montre bonne concordance et sert à valider le modèle par éléments finis conçu au cours de cette étude.

#### 6.5. Conclusion

De cette étude du comportement des fondations superficielles continues reposant sur une couche d'argile saturées, semi-infinie, on peut tirer les conclusions suivantes :

La valeur de  $d_{lim}/B$  est constante quelque soit la variation de la cohésion et la fiche d'ancrage, et est de l'ordre de 3 pour  $\Delta D=0$ , de 4.5 pour  $\Delta D=1$  et de 5 pour  $\Delta D=2$ .

La capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement augmentent proportionnellement avec la distance relative entre les axes des deux semelles  $d/B$ , quelle que soit la nature du sol et la fiche d'ancrage.

En fin, des formules mathématique pour estimer la valeur de la pente initiale et la capacité portant ont été proposées, ce qui permet un calcul manuel simple de la capacité portante et du tassement instantané de deux semelles filantes adjacentes, réalisées sur une couche d'argile purement cohérente ( $\varphi=0$ ).

## CONCLUSION

Une étude numérique par la méthode des éléments finis à été menée en vue de l'analyse de la capacité portante et la pente initiale de courbe de chargement des fondations superficielles rigides contenues ou circulaires reposant sur un sol purement cohérent soumise à des chargements verticaux. On peut présenter les résultats obtenus comme suit :

Effet du substratum sur le comportement des fondations continues et circulaires : Le rapprochement du substratum rigide à la surface du sol se traduit par un accroissement considérable du facteur de portance dû à la cohésion de la capacité portante  $N_c$  et le facteur de tassement  $P_{Hm}$  quand l'épaisseur relative  $H/B$  soit inférieure à  $H_{lim}/B$ . Les valeurs de  $H_{lim}/B$  est constante quelle que soit la cohésion et la rigidité. Elle est de 0.9 pour une semelle filante et de 0.74 pour une semelle circulaire, et de 1.6 pour la pente initiale de courbe de chargement d'une semelle filante et de 1.40 pour une semelle circulaire.

Le facteur de portance dû à la cohésion d'une semelle rigide, en surface du sol, est égale à 6.9 pour semelle filante et 9.9 pour semelle circulaire.

Comportement des fondations continus ou circulaire fondée sur un sol bicouche : Le rapprochement de la base de la fondation de la couche inférieure, se traduit par un accroissement léger du facteur d'influence sur la capacité portante si le rapport de cohésion  $C_1/C_2$  est inférieur à 1, et par un décroissement si  $C_1/C_2$  est supérieur à 1.

L'épaisseur limite de la couche supérieure au-delà du quelle la capacité portante devient constante (la couche inférieure n'influant pas la capacité portante), quelle que soit le rapport de cohésion  $C_1/C_2$ , est de 4 pour semelle filante et de 2.5 pour semelle circulaire.

Le rapprochement de la base de la semelle de la couche inférieure, se traduit par un accroissement léger du facteur de tassement si la rigidité relative  $E_1/E_2$  est inférieure à 1, et par un décroissement si la rigidité relative  $E_1/E_2$  est supérieure à 1.

L'épaisseur limite de la couche supérieure au delà du quelle le tassement instantané devient constant (la couche inférieure n'influant pas la pente initiale de courbe de chargement) quelle que soit la rigidité  $E_1/E_2$ , est de 4 pour semelle filante ou circulaire

Interférence de deux semelles contenues : La distance relative limite d'interférence de deux semelles continus voisines ( $d_{lim}/B$ ) est constante quelque soit la cohésion et la fiche d'ancrage, elle est de l'ordre de 3 pour  $\Delta D=0$ , de 4.5 pour  $\Delta D=1$  et de 5 pour  $\Delta D=2$ .

La capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement, augmentent proportionnellement avec  $D/B$ , quelle que soit la nature du sol. Donc, la fiche d'ancrage est très influente dans le dimensionnement des fondations. Il nous paraît nécessaire de prolonger ces recherches dans différents axes :

- Étendre les travaux dans l'étude d'une fondation sous un chargement excentré et incliné.
- Comportement des fondations superficielles continues ou circulaire fondées sur un sol hétérogène.
- Comportement des fondations superficielles continues adjacentes fondées sur un sol hétérogène.

## RENCES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Roger FRANK(1999)- Fondations superficielles, Techniques de l'Ingénieur C246, 31 page
- 2 . F.Schlosser (1998) -éléments de mécanique des sols, cours de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris
- 3 .G.Phipponnat et B.Hubert(1998) -fondations et ouvrage en terre, édition Eyrolle, pp329-373
- 4 .J.Costet/G. sanglerat(1993)- cours pratique de mécanique des sols, tome II, troisième édition, édition Dunod.
- 5 .A.BOUAFIA (2003).Introduction au calcul des fondations. Edition SAB,Alger,pp120-130
- 6 .P. Habib(1997) –Génie géotechnique, applications de la mécanique des sols et des roches, édition Ellipses, pp 89-100
7. K.Siraj-Eldine et A.Bottero (1986), Etude expérimentale de la capacité portante d'une couche de sol pulvérulent d'épaisseur limitée, Université d'Alep. Syrie et Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et mécanique-France pp243-251
8. jean-pierreOBIN, abdeljabbar JAZOULI et Jean-Pierre GIROUD (novembre 1976) dimensionnement des fondations superficielles sur un sol composé de deux couches, supplément au N°344 institut de mécanique de Grenoble.
9. P.PURUSHOTHAMARAJ, B.K. RAMIAH, AND K. N. VENKATAKRISHANA RAO bearing capacity of strip footings in tow layered cohesive-friction soils, august1973, University College of engineering, Bangalore-560001, India
10. Mitsu Okamura, JiroTakemura and Tsutomu Kimura, (1995) centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of layer overlying clay.Tokyo Institute of technology.
11. BRAJA M. DAS -Theoretical foundation engineering, Elsevier (Amsterdam- Oxford-New York -Tokyo) 1987 pp 326-331
12. A. BOUAFIA 2000, mécanique des sols appliquée. Office des publications Universitaires,367 pages.
13. Hans-Georg Kempfert and Berhane Gebreselassie, 2006, Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer Berlin Heidelberg New York
14. BenMoussa. Samir. Thèse de Magister (2006), Analyse 3D de capacité portante d'une fondation superficielle reposante sur un sol bicouche. Université de BATNA.

15. Association française de Normalisation(AFNOR) (1996) Eurocode7, calcul en géotechnique, 117 pages
16. Jean-Pierre MAGNAN- Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation C214, 23page
17. Engineering and Design Settlement Analysis. Department of the army. U.S.Army Corps of Engineers. Washington, DC 20314-1000. September 1990
18. Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1993) Règle techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, fascicule n°62-. Édition Eyrolle, 188 pages
19. V.MERRINE- Soukatchoff, D.Amitrano et J.P.Piguet (2003/2004), éléments de géotechnique, Ecole des MINCES de NANCY .France, 192 page ;
20. J.Costet/G. sanglerat(1993)- cours pratique de mécanique des sols, tome I, troisième édition, édition Dunod .
21. J. MANDEL, (1963), Interférence plastique de semelles filantes, Ecole Polytechnique, Laboratoire de Mécanique des Solide, paris, France
22. Mein Jao, H.C.Chou, C.J.lin, Mian C.Wang, Behavior of Interacting parallel Strip Footinge, Department of Cvil Engineering Lamar University-Beaumont TX77710
23. Robert M. Ferencz and Thomas J.R. Hughes, 1998. Iterative Finite Element Solutions in Nonlinear Solid Mechanics, Elsevier Science.
24. Ph. TROMPETTE. (1992), Mécanique des structures par la méthode des éléments finis, statique et dynamique, Msson Paris-France ,266 page.
25. H.J. Burd, H.-S.Yu and G.T. Houlsby (1993), Finite element implementation of frictional plasticity models withe dilatation. Department of engineering science Parks Road, Oxford ox3 1PJ, UK
26. G. R. Liu and S. S. Quek – (2003), the Finite Element Method A Practical Course- Elsevier Science
27. M. DYSLI. (août 1997)–modélisation en contraintes –déformations 3<sup>ème</sup> edition Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
28. M. DYSLI. (juin 1997), introduction aux éléments finis 2<sup>ème</sup> edition Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
29. Norman E. Dowling. Mechanical behavior of materials. Englewood Cliffs, New Jersey 07632 PRENTICE HALL.
30. Philippe MESTAT- Mars (1993), lois de comportement des geomateriaux et modélisation par la méthode des éléments finis, LCPC,

31. R. CHARLIER(2004), modélisation du comportement des geomateriaux. Université de liège
32. Philippe MESTAT et Jean- Pierre MAGNAN- Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'Ingénieur C218
33. Ouafa EL HAMMOUMI & Robert CHARLIER+ TFE de Wilde 2003.Modélisation d'une semelle filante de fondation, Département GéomaC. Université de Liège
34. Philippe MESTAT et Jean- Pierre BERTHELON (octobre 2001) modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne- Bulletin des LCPC,
35. Manuel de Logiciel CRISP,
36. Phungo duy NGUYEN (décembre 2003), modélisation numérique des soutènements d'excavation, thèse de doctorat –lpcp-paris.
37. Zerarka Hizia(octobre2007),contribution a la modélisation numérique du comportement des ouvrages géotechniques dans les sols de Gibson, thèse de magister-université de Blida –Algérie
38. Joe D. Hoffman(1992), NumericalMethods forEngineers and Scientists, Second Edition,Department of Mechanical Engineering Purdue University West Lafayette, Indiana NEW YORK. BASEL.
39. Jean goulet et Jean –pierre Boutin( 1998), resistance des materieuax ( aide memoire ) 8<sup>eme</sup> edition Dunod ,paris ,France.
40. O.C.Zienkiewicz and .R.T.Taylor (2000),the finite element methode fifth edition, Butterworth-Heinemann.
41. Nabila Ait ikhelef(février 2006), modélisation numérique de l'effet de la proximite d'une pente sur le comportement d'une fondation, thèse de magister-université de Blida –Algérie.
42. Maurice CASSAN(1978),les essais in-situ en mécanique des sols ,tome2 :applications et méthodes de calcul. édition erolles ,France.