



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratiques et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE HADJ LAKHDAR DE BATNA

Faculté Des Sciences De L'ingénieur

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

LEKOUARA LAID

Pour obtenir le diplôme de magister en
géotechniques

Thème

**ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE
REPOSANT SUR UN SABLE RENFORCE PAR DES GEOGRILLES
SUPPORTEE PAR UNE COUCHE D'ARGILE MOLLE**

Mémoire soutenu le : .../... /2010

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	QUALITE	Université
Karech toufik	M.C	classe A	Président	Batna
Abbeche Kheli	M.C	classe A	Rapporteur	Batna
Hammoud Farid	M.C	classe A	Examineur	Batna
Hijeb moustafa	M.C	classe A	Examineur	Skikda
Messast salah	M.C	classe A	Examineur	Skikda

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2009/2010

Dédicace

Je dédie ce travail à :

La mémoire de mes parents,

Ma femme et mes enfants,

A tous ceux qui me sont chers.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu le Docteur Abbèche Khelifa pour l'encadrement de cette thèse et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je tiens à remercier les membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de cette thèse.

Je remercie le Docteur Demagh Rafik pour son aide durant la préparation de cette thèse.

Je remercie également l'ensemble des enseignants du département du génie civil de l'université de Batna, et les enseignants des autres universités qui ont assurés les modules de la post-graduation.

Enfin, je tiens à remercier mes camarades de promo Nezzar Hakim, Khaldi A/hamid ,Demagh Laid et Lamine ...

Résumé :

Afin d'améliorer la capacité portante d'un talus constitué d'argile molle, la solution conventionnelle est d'enlever une partie du sol existant et de la remplacer par un sol granulaire (remplacement partiel). L'épaisseur de cette couche (sol granulaire) dépend de la capacité portante requise et du tassement admissible. Quelques fois, cette technique conduit à de grandes hauteurs de la couche de remplacement d'où un coût excessif. Comme alternative à cette solution, l'emploi de géogrilles pour renforcer la couche de substitution pour être utilisée afin de réduire son épaisseur. Bien que plusieurs études rapportent le comportement de fondations construites sur talus en sable stabilisé ; cependant sont rares les études rapportant le comportement d'une fondation en haut d'un talus constitué d'une couche de sable renforcé sur une couche d'argile molle.

Plusieurs questions restent encore posées, en général, le comportement de la semelle, du talus, les déformations horizontales et verticales du sol. Aussi, le but de cette étude est d'évaluer numériquement au moyen du code FLAC 2D le taux d'amélioration de la capacité portante d'une semelle filante ainsi que celui de la réduction du tassement en utilisant dans un premier temps une couche de remplacement en sable non renforcé, puis une couche de sable renforcée par des géogrilles. Ainsi l'étude concerne les relations entre le comportement de la semelle et les différents paramètres tel que l'épaisseur de la couche de sable, la position de la fondation par rapport à la crête du talus, la configuration des géogrilles.

Mots- clés: capacité Portante; semelle filante ; talus de sable renforcé; Renforcement par Geogrilles; Argile molle; Analyse par différence finies

Abstract:

In order to improve the bearing capacity of a slope constituted of soft clay, the conventional solution is to remove a part from the existing soil and to replace it by a granular soil (partial replacement). The thickness of this layer (granular soil) depends on the requisite bearing capacity and the admissible settlement. Sometimes, This technique drives to big replacement soil heights from where an excessive cost. As alternative to this solution, the use of geogrids to reinforce the layer of substitution can be used in order to reduce her thickness. Although several studies return the behavior of foundations constructed on slope with consolidated sand; however, there is rare the studies returning the behavior of a foundation in top of a slope constituted of a reinforced sand layer on a soft clay layer.

Several questions remain even calm, in general, the behavior of the strip footing, of the slope, the horizontal and vertical distortions of soil. Also, the aim of this study is to evaluate numerically by means of the code FLAC 2D the rate of improvement of the bearing capacity of a strip footing and the reduction of the settlement using in a first time a replacement layer of a no reinforced sand, then a layer of sand reinforced by geogrids. So the study concern the relations between the behavior of the strip footing and the different parameters as the thickness of the sand layer, the position of the foundation in relation to the crest of the slope, the configuration of the geogrids.

Keywords: Bearing capacity; Strip footing; Reinforced sand slope; Geogrid reinforcement; Soft clay; Finite element analysis

ملخص:

لتحسين قدرة الحمولة لمنحدر مكون من طين رخوة، الحل التقليدي هو إزالة طبقة من التربة الموجودة و استبدالها بطبقة من تربة ذات حبيبات (استبدال جزئ). سمك هذه الطبقة (تربة ذات حبيبات) مرتبط بقدرة الحمولة المطلوبة، و انخفاض مقبول، إلا أنه في بعض الحالات هذه التقنية تؤدي إلى طبقات ذات سمك كبير مما يتسبب في زيادة معتبرة في الكلفة، كبديل لهذا الحل، استعمال شبكات أرضية لتدعيم طبقة التربة المستبدلة ينقص من سمك هذه الأخيرة. رغم أن عدة بحوث تطرقت لدراسة وضعية أسس منشأة فوق تربة رملية مدعمة، إلا أنها نادرة الدراسات المتعلقة بوضعية أساس فوق منحدر مكون من طبقة علوية مكونة من رمل مدعم تعطي طبقة من الطين الرخوة.

تبق عدة أسئلة مطروحة وعلى العموم تلك المتعلقة باحتمال الأساس، المنحدر ، و تحرك التربة الأفقية و العمودية ، لذا الهدف من هذه الدراسة هو تقييم بواسطة برنامج الحاسوب FLAC 2D نسبة تحسين قدرة الحمولة لأساس شريطي وكذلك تقليص الانخفاض باستعمال في مرحلة أولى طبقة استبدالية من رمل و في المرحلة الثانية طبقة من الرمل مدعمة بشبكات أرضية. وعليه فإن الدراسة تخص العلاقات بين وضعية الأساس و المعايير المختلفة مثل سمك الطبقة الرملية، موضع الأساس بنسبة لقمة المنحدر، و تصميم الشبكات الأرضية.

كلمات البحث: قدرة الحمولة-أساس شريطي – منحدر من الرمل المدعم – تدعيم بالشبكات الأرضية - طين رخوة – تحليل بالتناقص المنتهي.

SOMMAIRE

Introduction générale	9
CHAPITRE I : CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES:	11
I.1 GENERALITES	11
1.1.1-TYPES DE RUPTURES DANS LE SOL A LA CHARGE ULTIME.....	12
1- 1-2- TASSEMENT A CHARGE ULTIME.....	15
1-1-3 CAPACITE PORTANTE ULTIME ET ADMISSIBLE	15
1.2 -THEORIES DE LA CAPACITE PORTANTE (CHARGE VERTICALE CENTREE):	16
1-2-1 THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE DE TERZAGUI	17
1-2-2 THEORIE DE TERZAGUI POUR LA RUPTURE LOCALE PAR CISAILLEMENT.....	20
1-2-3 : THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE DE MEYERHOF.....	21
1-2-4 DISCUSSION GENERALE SUR LES RELATIONS DES FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE	24
I-3 CAS PARTICULIERS DE FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	25
1-3-1 -FONDATIONS SUPPORTEES PAR UNE COUCHE DE SOL AU DESSUS D'UNE BASE RIGIDE	25
1-3-2 FONDATION SUR UN SOL EN BICOUCHE (UNE COUCHE FERME AU DESSUS D'UNE COUCHE MOLLE)	32
I-3-3 FONDATIONS SUR PENTE	40
1-3-4 FONDATION AU-DESSUS D'UN TALUS.....	42
1-3-5 FONDATION AU DESSUS D'UN TALUS -RELATIONS EMPIRIQUES BASEES SUR DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSES.....	47
CHAPITRE II : APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS RENFORCES	49
2-1 INTRODUCTION.....	49
2-2 : FONDATIONS SUR SOL GRANULAIRE RENFORCE PAR BANDES METALLIQUES.....	49
2-2-1 MODE DE RUPTURE.....	49
2-2-2 EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE RENFORCEMENTS.....	52
2-2-3 FACTEUR DE SECURITE VIS-A-VIS DE LA RUPTURE ET L'ARRACHEMENT.....	54
2-3 FONDATIONS SUR SOLS RENFORCES PAR GEOTEXTILES.....	56
2-3-1 RESULTATS D'ESSAIS SUR MODELES REDUITS.	56
2-3-2 COMMENTAIRES SUR LE RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILES.....	57
2-4 : FONDATIONS SUR SOL RENFORCE PAR DES GEOGRILLES	57
2-4-1 PARAMETRES GENERAUX	57
2-4-2 RELATIONS DES FACTEURS CRITIQUES NON-DIMENSIONNELS	60
POUR UNE FONDATION SUR SABLE RENFORCE PAR GEO-GRILLES.....	60
2-4-3 RELATION ENTRE LE BCR_u ET BCR_s (POUR LE SABLE).....	62
2-4-4. FACTEURS (NON-DIMENSIONNELS) CRITIQUES POUR UNE FONDATION SUR ARGILE RENFORCE PAR GEO-GRILLES($\Phi=0$ CONDITION).....	63
2-4-5 CONCLUSION.....	64
CHAPITRE III : DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES TERRAINS EN PENTE.	65

3-1 INTRODUCTION.....	65
3-2-MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTETIQUES.....	68
3-2-1 Fonctions des géosynthétiques	68
3-2-2. Principe de fonctionnement et domaine d'emploi	69
3-2-3. Description de l'ouvrage	74
3-3-MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR DES ELEMENTS METALLIQUES.....	80
3-3-1 Principe de fonctionnement	81
3-3-2 Domaine d'emploi	83
3-4 Parois clouées.....	84
3-4-1 Principe de fonctionnement	84
3-4-2 Domaine d'emploi	86
3-5-Ouvrages de soutènement en parois composites.....	87
3-5-1 Principe de fonctionnement	87
3-5-2 Domaine d'emploi	88
3-5.3 Paroi Micro-berlinoise.....	89
3-5.4 Paroi Parisienne	89
3-5-5 Paroi Lutétienne	90
3-5-6 Paroi Rennaise.....	90
3-6 POUTRES ET VOILES ANCRÉS PAR TIRANTS PRÉCONTRAINS	90
3-6-1 Principe de fonctionnement.....	90
3.6-2 Domaine d'emploi	91
3.7- CONCLUSION	92
CHAPITRE IV : APERÇU SUR L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE	93
4-1 INTRODUCTION.....	93
4.2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE FLAC/FLAC 3D.....	93
4-2-1 Description du code de calcul	93
4-2.2 Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel.....	99
4-2-3 Eléments d'interface	99
4-2.4 Eléments structurels.....	100
4-3 MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS.....	102
4-3-1 Elasticité.....	102
4-3-2 Elastoplasticité	103
4 -3-3 Hypoplasticité.....	107
4.4 Modèles de comportements.....	108
4.4.1 Classification des modèles de comportement	108
4.5 Conclusions sur la modélisation du comportement	111
CHAPITRE V : ETUDE du comportement d'une semelle filante sur sable renforcé au dessus d'une argile en pente	112

5.1-Introduction	112
5.2 -SIMULATION NUMERIQUE.....	112
5-2-1 PRESENTATION DU CAS ETUDIE	112
5-2-2 MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES.....	113
5 2-3 MODELES DE COMPORTEMENT.	115
5-2-4 PROCEDURE DE SIMULATION.....	116
5-3. Validation.....	116
5.4 - CALCULS DE L'INFLUENCE DES DIFFERENTS PARAMETRES.	116
5-4-1 Résultats de l'effet de l'épaisseur de la couche du sable dense sans renforcement (1 ^{ère} série).....	117
5-4-2 Résultats de l'effet de l'épaisseur de la couche entre la première géogridde et la semelle (2 ^{ème} série).....	118
5-5-3 Calcul de l'effet de l'épaisseur de la couche entre deux géogrilles successives (3 ^{ème} série).	120
5-4-4 Calcul de l'effet de la longueur des géogrilles (4 ^{ème} série).	121
5-4-5 Résultats de l'effet du nombre de géogrilles (5 ^{ème} série).....	122
5-4-6 Résultats relatifs à la position de la semelle par rapport à la crête du talus non renforcé (6 ^{ème} série).....	124
5-4-7 Résultats relatifs à la position de la semelle par rapport à la crête du talus renforcé (7 ^{ème} série).....	124
CONCLUSION GENERALE :	128
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	129

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Semelle isolée.....	11
Figure 1.2 : rupture générale par cisaillement dans le sol	12
Figure. 1.3 : rupture local par cisaillement	13
Figure. 1.4 : rupture par poinçonnement cisaillement locale (sous semelle).	14
Figure. 1.6 : tassements de structures	16
Figure 1.7 : surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue (rigide et rugueuse) proposée par TERZAGUI La contrainte de cisaillement dans le sol est donnée par :.....	17
Figure 1.8 ; les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc.....	18
Figure 1.9 : surface de rupture modifiée dans sol supportant une fondation superficielle à chargement ultime	20
Figure.1.10 : Champs de la ligne de glissement pour une fondation continue rugueuse.	22
Figure 1.11 : détermination de N_c et N_q	23
Figure 1.12 : force passive $PP\gamma$ sur les faces du triangle au-dessous la fondation	23
Figure 1.13 : allure des lignes de rupture dans le sol sous semelle filante.....	24
(solution par la théorie de la plasticité pour déterminer $N\gamma$)	24
Figure 1.14 : surface de rupture sous une fondation continue rigide.....	26
Figure 1.15 : variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_c et N_q).....	26
Figure 1.16 : variation de D/B avec l'angle de frottement (pour $N\gamma$).....	27
Figure 1.17-a : facteur $N_c *$ selon Mandel et Saleçon (équation 1.34).....	28
Figure 1.17- b : facteur $N_q *$ selon Mandel et Saleçon (équation 1.34).....	29
Figure 1.18 : facteur $N\gamma *$ selon Mandel et Saleçon (équation 1.34)	30
Figure 1.19-a : variation de m_1 (Meyerhof) pour l'équation 1.37.....	30
Figure 1.21 : Fondation sur une couche d'argile molle au-dessus d'une couche d'argile ferme.	32
Figure1.22 : Fondation continue (rugueuse) sur un bicouche (couche de sol ferme sur une couche molle).....	33
Figure 1.23 : théories de Meyerhof and Hanna - variation de K_s en fonction de Φ_1 et q_2/q_1	34
Figure 1.24 semelle filante (rugueuse) sur une bicouche avec H/B relativement faible.	35
Figure 1.25: variation de δ/Φ_1 avec q_2/q_1 , et Φ_1 (d'après l'analyse de Hanna et Meyerhof)	39
Figure 1.26 : analyse de Hanna et Meyerhof du coefficient de poinçonnement.....	40
(sable dense sur argile molle (a) $\Phi_1=50^\circ$; (b) $\Phi_1=45^\circ$, (c) $\Phi_1=40^\circ$).....	40
Figure 1.27 : allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente.....	41
Figure 1.28: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) Ncq (Fondation sur pente). .	41
Figure 1.29 : variation de facteur de la capacité portante $N\gamma q$ (Meyerhof) pour un sol grenu(Fondation sur talus).	42
Figure 1.30 : fondation filante près d'un talus.....	43
Figure 1.32 : facteur de la capacité portante $N\gamma q$, (Meyerhof) pour un sol grenu (fondation en haut d'un talus).....	44
Figure 1.33 : courbe typique charge -tassement pour une semelle filante un-dessus d'un talus...	45
Figure 1.34 : schémas de la zone de la rupture (a) $Df/B > 0$ (b) $b/B > 0$	47
Figure : 2.1 géogrilles (a) uni axial (b) Bi axial.....	50
Figure 2.2 : Fondation sur sol granulaire renforcé par bandes métalliques.....	50
Figure 2.3 : rupture dans le sol renforcé et rupture des inclusions ($u/B < 2/3$ et $N > 4$).....	51
Figure 2.4 : surface de rupture dans le sol renforcé à charge ultime.....	51
Figure 2.5 : variation de x'/B en fonction z/B	52
Figure 2.6 : hypothèses pour le calcul des efforts dans les inclusions	53
Figure 2.7 : variation de α en fonction de z/B	53
Figure 2.8 : variation de β en fonction de z/B	54
Figure 2.9 : résistance (par frottement) vis-à-vis du glissement.....	55
Figure 2.10 : variation de δ en fonction de Z/B	55
Figure 2.11 : Variation de X/B versus z/B	55

Figure 2.12 : fondation sur sol renforcé par géotextiles	56
Figure 2.13 Résultats des essais sur modèles réduits de Guido et al. [4] d'une semelle carrée sur sable renforcé par géotextiles	57
Figure 2.14 : paramètres géométriques d'une fondation rectangulaire sur sol renforcé par géo grilles	58
Figure 2.15 : nature générale des courbes charge-tassements d'une fondation sur sol renforcé ou non par géogrilles.....	59
Figure 2.16 : définition des facteurs critiques non-dimensionnels $(d/B)_{cr}$, $(L/B)_{cr}$, et $(a/B)_{cr}$...	59
Figure 2.17 : variation de BCR_u en fonction de d/B d'après Omar et al [33].....	60
Figure – 2.18 : Variation du BCR_u en fonction de u/B	61
Figure 2.19 : surface de rupture dans le sol renforcé par des géogrilles sous la fondation	61
Figure 2.20 : courbes des paramètres BCR_u et BCR_s avec d/B (d'après Omar et al [36]).....	63
Figure 2.22 : variation du BCR en fonction de N (d'après Shin	64
et al.) (Note: $L/B = 4$, $u/B = 0.4$, $h/B = 1/3$).....	64
Figure 3.1 - Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants.....	71
Figure 3.2 - Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.....	71
Figure 3.3 - Stabilité interne et externe des ouvrages en remblai renforcé.....	72
Figure 3.4 - Principe des murs en remblai renforcé par nappes avec retournement simple en parement.....	75
Figure 3.5 - Principe d'un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé.....	75
Figure 3.6 - Protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire.....	75
Figure 3.7 -Principe d'un ouvrage EBAL - LCPC avec parement dissocié.....	76
Figure 3.8 - principe du parement minéral de type « gabions ».....	77
Figure 3.9 – exemple de parement avec empilement d'éléments cellulaires et de nappes pincées.....	77
Figure 3.10 - principe des ouvrages en remblai renforcé par bandes géosynthétiques.....	78
(exemple du paraweb de freysson).....	78
Figure 3.11 - stabilité interne.....	81
Figure 3.12 - Stabilité externe.....	83
Figure 3.13 - Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre 91).....	85
FIGURE 3.14 - Schématisation de la zone active et de la zone résistante	86
(d'après les recommandations Clouterre 91).....	86
Figure 3.15 - Schéma d'exécution d'une paroi « Berlinoise ».....	88
Figur3.16: voile ancré.....	92
Figure 3.17. Poutres ancrées.....	92
Figure 4.1 : sequence de calcul d'après Billaux et Cundall (1993).....	95
Figure 4.2 – Discrétisation mixte	97
Figure 4.3 : Eléments d'interfaces.....	99
Figure 4.4 – Nomenclature pour un élément poutre	101
Figure 4.5 : surface de charge (a) et de décharge (b)	105
Figure 4.6 : surfaces de charge dans le plan (p,q), d'après le modèle de Chaffois et Monnet (1985).	105
Figure 4.7 : écrouissage isotrope (a) et cinématique (b)	107
Figure 4.8 – Trace de la surface de rupture d'après Lade (1977)	109
Figure 4.9 : critère de rupture de type Mohr-coulomb	110
Figure 4.10 : modèle Mohr-coulomb –essai triaxial.....	110
Figure 5.1 : semelle filante au-dessus d'un talus (en bicouche) renforcé par géogrilles.....	113
Figure 5.2 : Les conditions aux limites.....	114
Figure 5.3 : le maillage du talus est réalisé par grille de 63x38	115
Figure 5.4 : courbes charge-tassement pour les différentes épaisseurs de la couche du sable (résultats numériques). d/B	117

Figure 5.5 : résultats expérimentaux sur modèle réduit (41).....	117
Figure 5.6 : recherche de l'effet du rapport u/B sur qu	118
Figure 5.7 : variation du BCI en fonction du paramètre u/B	119
Figure 5.8 : déformations au sein du massif du talus et efforts dans les éléments de renforcement	119
Figure 5.9 : recherche de l'effet du rapport h/B sur qu	120
Figure 5.10 : variation du BCI en fonction de h/B	120
Figure 5.11 : recherche de l'effet du rapport L/B sur qu	121
Figure 5.12 : variation du BCI en fonction de L/B (longueur de la géogrid).....	121
Figure 5.13 : Variation du BCI en fonction de S/B du modèle réduit (expérimental) réf.[41].....	122
Figure 5.14 : variation de la charge ultime en fonction du nombre de géogrid (résultats numériques).....	123
Figure 5.15 : Efforts dans les inclusions.....	123
Figure 5.16 : Influence de la position de la semelle par rapport à la crête du talus non renforcé..	124
Figure 5.17 : variation de la capacité de la capacité portante en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus renforcé (résultats numériques).....	125
Figure 5.18 : résultats numériques relatant l'influence de la position de la semelle (par rapport à la crête du talus) sur la capacité portante.....	125
Figure 5.19 : déformation dans le sol pour $b/B=4$	126
Figure 5.20 : géogrids prolongées sous la semelle.....	127
Figure 5.21 : comparaison entre la configuration $b/B=4$ et la configuration où les géogrids sont prolongées au-delà de la semelle.....	127

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : facteur de la capacité portante suivant Terzagui.....	19
Tableau 1.2 : facteurs de la capacité portante modifiés (Terzagui).....	21
Tableau 1.5 : facteurs de la capacité portante suivant l'analyse de Saran, Seed , et Handa.....	48
Tableau 4.1 : méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980).....	96
Tableau 5.1 : programme de simulation pour l'étude paramétrique.....	113

PRINCIPALES NOTATIONS

b : distance entre la semelle et la crête du talus

B : largeur de la semelle filante

d : épaisseur de la couche de sable

H : hauteur du talus

h : distance verticale entre deux nappes successives de géogrille.

u : distance verticale entre la semelle et la première nappe de géogrille

Q : charge

q_u ; capacité portante ultime

q_{adm} : capacité portante admissible

FS : facteur de sécurité

σ : contrainte normale

τ : contrainte de cisaillement

λ : facteur de forme

C : cohésion du sol

φ : angle de frottement du sol

ψ : angle de dilatance du sol

γ : densité du sol

Δ : tassement différentiel

S : tassement

β : angle d'inclinaison d'un talus

H : hauteur du talus

N_s : nombre de stabilité (talus)

$K_{p\gamma}$: coefficient de poussé des terres (passive)

$N_q, N_\gamma, et N_c$: facteurs de la capacité portante

K_s = coefficient de poinçonnement

R : rayon hydraulique

ρ : masse volumique

t : temps

g_i : accélération due aux forces de volume

g : accélération terrestre

ε : déformation

k : Paramètre d'écrouissage

G : module de cisaillement

K : module volumique

INTRODUCTION GENERALE

Stabiliser un sol en sens large du mot, consiste à modifier des propriétés de ce sol en vue d'améliorer ses performances techniques. Ces derniers temps, l'objectif du renforcement d'un sol au-dessous des fondations a gagné une attention considérable. Dash et al (2003) ; Bera et al (2005) ; Patra et al (2005). Donc plusieurs années, la stabilisation des pentes des terres est devenue le domaine le plus intéressant de la mécanique des sols. Plusieurs techniques ont été suggérées pour améliorer la stabilité des pentes des terres et d'ici l'amélioration de la capacité portante. Parmi ces techniques on trouve, la modification de la géométrie de la surface en pente, traitement chimique, l'utilisation des sols renforcés ou l'installation des structures de soutènement comme les murs ou les pieux. Le succès réalisé dans le renforcement des faibles encaissements des chaussées par des géogrilles comme dans l'argile molle à fait l'objet d'une description par plusieurs auteurs Santani et sonpal(1983) , Tsukada(1993) et Alawaji(2001) . Les recherches faites par Tsukada et al (1993), ont été consacrées au renforcement des fondations des chaussées par les géogrilles. La distribution des pressions ainsi que celle des tassements liées directement à l'épaisseur et à la configuration des couches de sol renforcé ont été rapportées par ces auteurs . Alawaji (2001) , a étudié l'effet du renforcement d'un bloc de sable au dessus d'un sol affaissable , il a signalée que le taux de réduction de l'affaissement a atteint un seuil de 75 % (après renforcement).

La majorité des travaux qui ont été réalisés se sont penchés sur l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pentes Huang et al (1994) , (2001). Cependant peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement d'une fondation filante reposant sur un sol frottant renforcé par des géogrilles, situé au dessus d'une argile molle en pente. Donc, ce travail s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction des fondations sur un sable renforcé au dessus d'une argile molle en pente. Dans ce cas , deux problèmes majeurs se manifestent ; réduction de la capacité portante de la couche d'argile et le potentiel de la rupture de la couche d'argile elle-même . L'étude portera sur la variation des paramètres incluant la hauteur du sable renforcé, la position et le nombre des nappes de géogrilles

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de la simulation numérique 2D.

Le présent mémoire est partagé en deux parties :

Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comportant trois chapitres :

Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et les différents mécanismes de rupture. Pour quelques

Le deuxième chapitre est consacré à une étude bibliographiques de quelques cas de renforcements du sol de fondation

Dans le troisième chapitre, nous présenterons différents procédés de stabilisation des terrains en pente où talus

Une deuxième partie dans laquelle nous présentons :

Le quatrième chapitre portera sur la description générale de l'outil de calcul (FLAC2D) ainsi que le modèle de comportement utilisé dans la présente analyse.

Le cinquième chapitre, cœur de ce mémoire, présente les travaux effectués dans le cadre de la présente étude qui peut se résumer comme suite :

Etude de l'effet d'une couche de remplacement (sol grenu) sur la capacité portante de la semelle filante posée au dessus du talus.

Etude des paramètres concernant le renforcement par les géo grilles, incluant le nombre, disposition ...

Enfin, l'effet de la position de la semelle par rapport à la crête sur la capacité portante

Les différentes conclusions sont présentées en dernier pour clôturer ce mémoire.

CHAPITRE I : CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES:

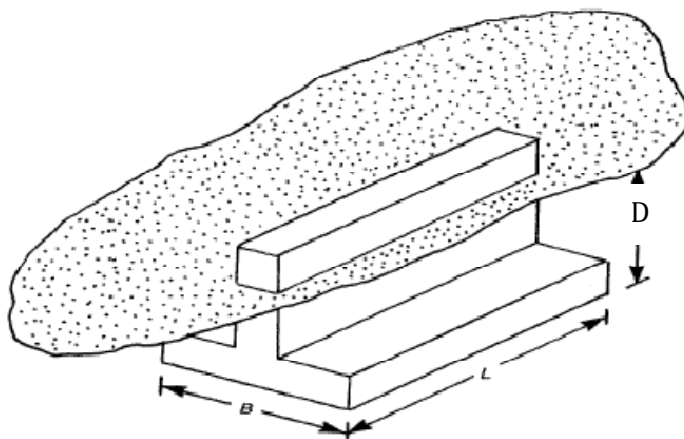
I.1 GENERALITES

La partie inférieure d'une structure qui transmet les charges au sol est désignée par le terme de « fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures catégories, ce sont les *fondations superficielles* et les *fondations profondes*.

Les semelles isolées carrées ou rectangulaires supportant des poteaux (colonnes) ou semelles continues (filantes) supportant murs, poteaux ou des éléments de structures similaires sont généralement classées comme des *fondations superficielles*. Les radiers constitués de dalle en béton armé font aussi partie des fondations superficielles.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmis au moyen de pieux et puits à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « *fondations profondes* ».

Cette partie est une synthèse des méthodes d'évaluations théoriques et expérimentales présentement disponible dans la littérature sur le sujet de la détermination de la capacité portante et tassements des fondations superficielles.



Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

- B : la largeur de la fondation
- L : la longueur de la fondation
- D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

Figure 1.1 : Semelle isolée

Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 \cdot B$

Si $D > 5B$ La fondation est dite profonde

Si $1,5 B < D < 5 B$ la fondation est semi profonde

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée :

- Radier : si la surface totale du bâtiment est la fondation
- Semelle : si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation de plus pour une semelle si : $L/B > 10$ il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel)

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

1.1.1-TYPES DE RUPTURES DANS LE SOL A LA CHARGE ULTIME

La Figure 1.1 montre une fondation superficielle de largeur B , ancrée à une profondeur D_f par rapport à la surface du sol, supportée par un sable dense (où une argile raide).

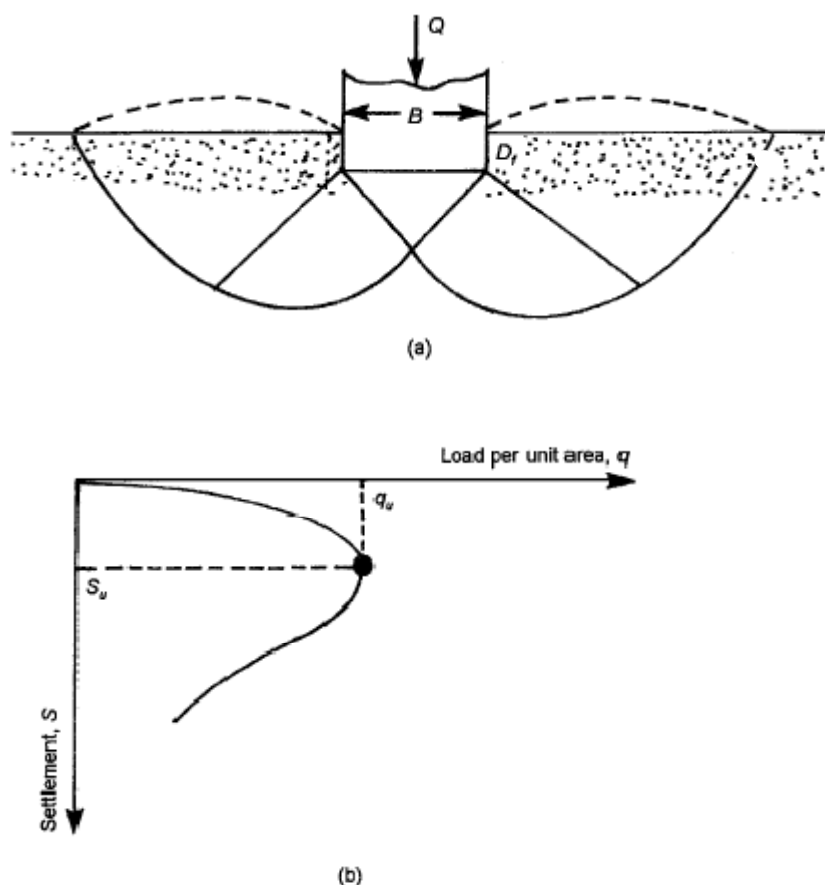


Figure 1.2 : rupture générale par cisaillement dans le sol

Si cette fondation est chargée progressivement, la charge par unité de surface, $q = Q/A$ (avec A : aire de la semelle), la charge en augmentant, fait subir la semelle un tassement croissant. Quand q devient égal à q_u pour un tassement de la semelle $S=S_u$, le sol supportant la fondation subit une soudaine (rupture par cisaillement). La surface de rupture dans le sol comme indiqué sur la Figure 2a et la courbe q en fonction S présentée sur la Figure 2b. Ce type de rupture est appelée « rupture générale par cisaillement », et q_u est la capacité portante ultime. Notons que pour ce genre de rupture la valeur de pic $q=q_u$ est clairement définie sur la courbe charge-tassement.

Si la fondation présentée sur la Figure 1.2a est supportée par un sable moyennement dense ou une argile de consistance moyenne (fig. 1.3a), la courbe q versus S évolue comme indiqué sur la Figure 1.3b, il est à noter que la valeur de q croit avec le tassement au-delà de la valeur $q=q_u$, laquelle est usuellement référencée comme la *première charge de rupture* [2]. A ce stade, les surfaces de rupture qui se développent dans le sol suivront les lignes indiquées sur la Figure 1.3a. Si la charge appliquée à la fondation est augmentée, la courbe charge -tassement devient irrégulière avec des sautilllements (voir Figure 1.3b).

Quand q devient égale à q_u (capacité portante ultime), la surface de rupture atteint la surface du sol. Au-delà, la courbe de q versus S devient presque linéaire, et le pic de la charge *n'est pas observé*. Ce type de capacité portante (à la rupture) est appelée *rupture locale par cisaillement*

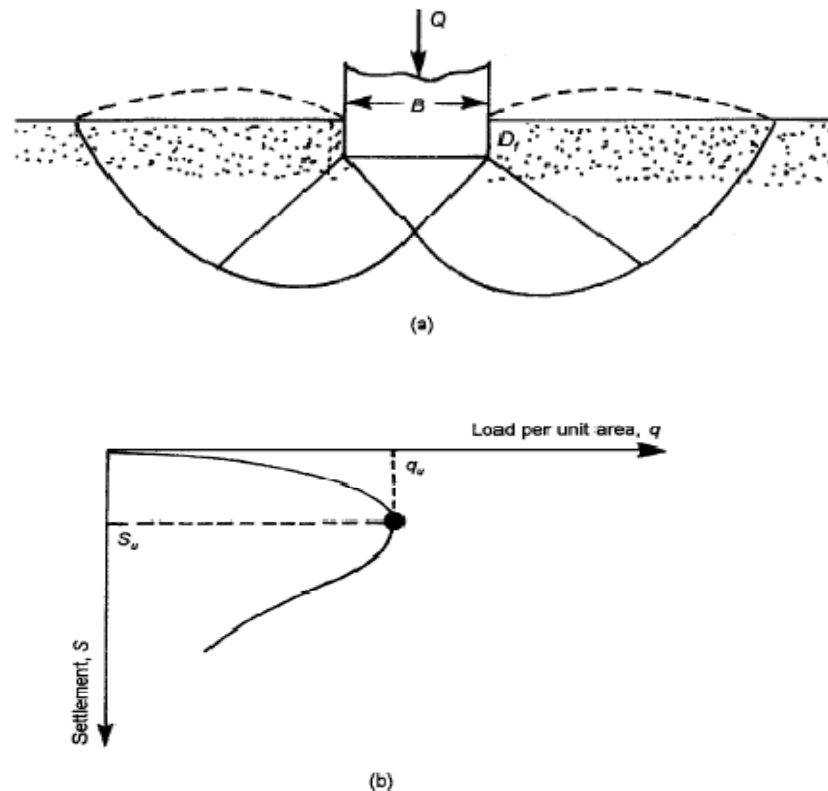
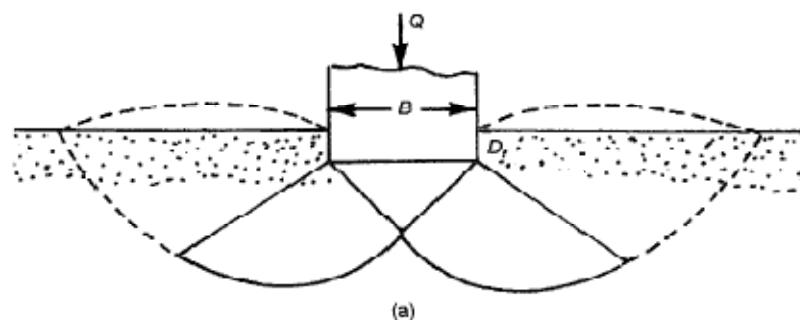


Figure. 1.3 : rupture local par cisaillement

Figure 1.4 a montre la même fondation posée un sable lâche ou une argile molle pour ce cas, la courbe charge -tassement aura l'allure de la courbe de la Figure 1.4b. Le pic de la charge par unité de surface, q , n'est jamais observé, la capacité portante ultime, q_u , est définie au point où le $\Delta S/\Delta q$ devient grand et presque constant. Ce type de rupture est dit par poinçonnement (punching shear failure), dans ce cas la surface de rupture n'atteindra jamais la surface



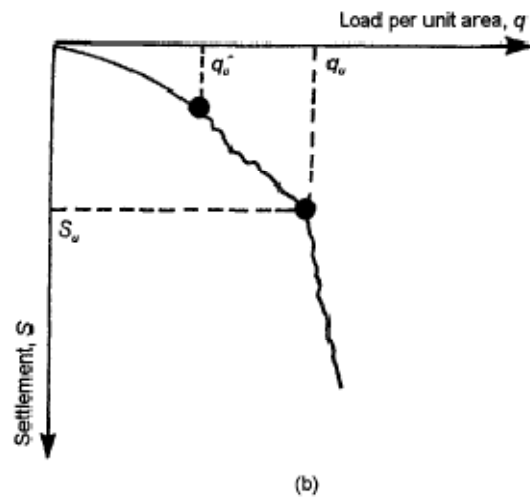


Figure. 1.4 : rupture par poinçonnement cisaillement locale (sous semelle).

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs comme la force, la relative compressibilité du sol, l'ancrage de la semelle (D) par rapport à la largeur B, et du rapport largeur sur longueur (B/L) de la fondation. Cela a été développé clairement par **Vesic [2]**, qui a réalisé une multitude d'essais sur modèles réduits (en sable) ; un résumé des conclusions établis par **Vesic** est présenté sous une forme légèrement différente sur la Figure 1.5 dans cette Figure Dr est la densité relative du sable, et le rayon hydraulique R de la fondation qui est défini par

$$R = \frac{A}{P} \tag{1.1}$$

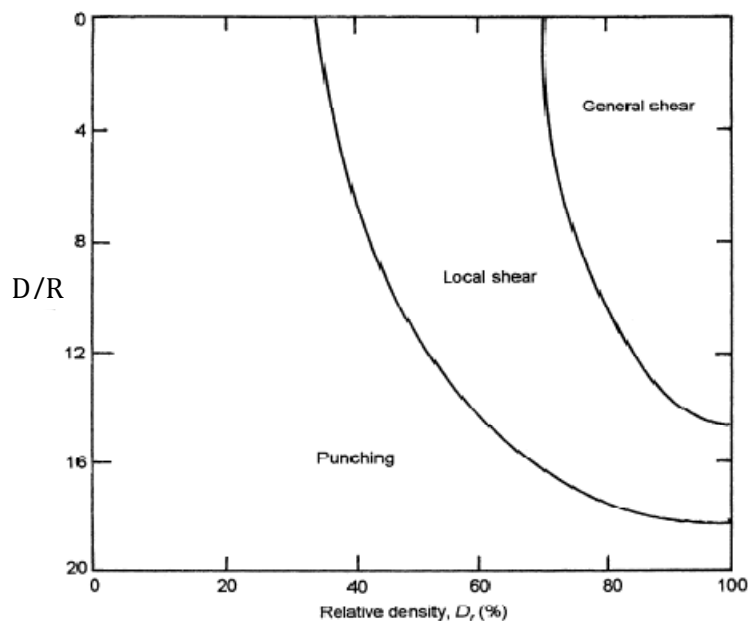


Figure 1.5 : Nature de la rupture dans le sol – densité relative du sable et D/R.

Où A : surface de la fondation BxL

P : périmètre de la fondation =2(B+L)

Ainsi

$$R = \frac{BL}{2(B + L)} \quad (1.2)$$

Pour une semelle carrée B=L

$$R = \frac{B}{4} \quad (1.3)$$

A partir de la fig.1.5 ; on peut voir que quand $D/R \geq$ environ 18 le poinçonnement est le mode de rupture dans tous les cas indépendamment de la densité relative du compactage.

1- 1-2- TASSEMENT A CHARGE ULTIME.

Le tassement de la fondation à la charge ultime, S_u , est assez variable et dépend de plusieurs facteurs .en général il peut être dérivé des résultats des essais sur modèles en sable ($D/B=0$) fournis par **Vesic [3]**. Ces résultats sont présentés sur la Figure 1.6. Ainsi nous constatons que pour une fondation donnée, plus la valeur de la densité relative décroît plus le tassement correspondant à la charge limite augmente.

Basé sur des essais au laboratoire et des essais in situ, une approximative des valeurs de S_u pour plusieurs type de sols sont données ci-après.

Sols	D/B	$S_u/B(\%)$
sable	0	5 à 12 %
sable	grand	25 à 28
argile	0	4 à 8
argile	grand	15 à 20

1-1-3 CAPACITE PORTANTE ULTIME ET ADMISSIBLE

Pour une fondation donnée, et afin de la faire travailler à son optimum, il est nécessaire de s'assurer que la charge par unité de surface ne dépasse pas une valeur limite qui provoquerait une rupture par cisaillement dans le sol. Cette valeur limite est « la capacité portante ultime qu », on considérant la capacité portante ultime et toutes les incertitudes pour l'évaluation des paramètres mécaniques du sol, la capacité portante admissible Q_{adm} peut être obtenue comme :

$$Q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (1.4)$$

Un facteur de sécurité de 3 ou 4 est généralement utilisé, cependant pour limiter le tassement, il ya d'autres facteurs qu'il faut prendre en compte pour déterminer la capacité portante admissible. Le tassement total « S_t » pour une fondation est la somme des tassements suivants :

Tassement élastique ou instantané S .

Tassement par consolidation (1ère et seconde phase) S_c (pour une couche d'argile située sous le niveau de la nappe phréatique) et située à une faible et raisonnable profondeur sous la fondation.

La plupart des codes (règlements) prévoit un tassement admissible limite pour les fondations bien inférieur au tassement dérivant de l'application de l'équation 1.4 correspondant à q_{adm} ; d'où la capacité portante (q_{adm}) correspondant au tassement admissible (selon le code) doit prendre en considération pour une structure donnée, fondée sur fondations superficielles peut subir un tassement uniforme.(fig.1.7 a), cela se produit quand la structure est construite en sa totalité sur

un sol très rigide . Cependant, dépendant de la charge sur les différents composants des fondations, la structure peut subir un tassement différentiel ;et également la fondation peut subir une inclinaison uniforme (fig.1.7b) où un tassement non uniforme (Fig.1.7c). Dans ces cas, la distorsion angulaire « D » peut être définie comme :

$$\Delta = \frac{S_{t(max)} - S_{t(min)}}{L'} \quad (\text{Pour une Inclinaison uniforme}) \quad (1.5)$$

$$\Delta = \frac{S_{t(max)} - S_{t(min)}}{L'1} \quad (\text{Pour un tassement non uniforme}) \quad (1.6)$$

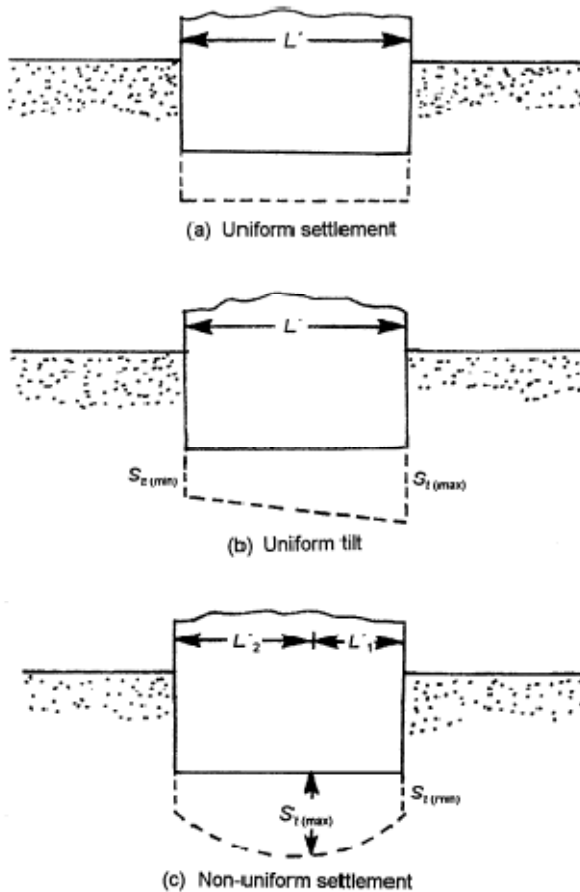


Figure. 1.6 : tassements de structures

Les valeurs admissibles pour le tassement différentiel pour plusieurs structures est disponible dans les codes (règlements) ; en définitif, la capacité portante admissible pour une fondation dépend de :

- La capacité portante ultime.
- Le tassement admissible.
- Le tassement différentiel admissible de la structure

1.2 -THEORIES DE LA CAPACITE PORTANTE (CHARGE VERTICALE CENTREE):

Durant les soixante dernières années, plusieurs théories ont été proposées pour l'estimation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. Cette section, résume quelques-uns des travaux importants développés aussi loin que possible. Les cas considérés dans

cette section suppose que le sol supportant la fondation soit d'une grande profondeur et que la fondation est soumise à une charge verticale centrée. La variation de la capacité portante ultime pour un sol anisotropique sera aussi considérée.

1-2-1 THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE DE TERZAGUI

En 1948, **Terzagui** propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur; **Terzagui** définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite: $B \leq D_f$ (B : Largeur de la semelle); D_f Profondeur de l'ancrage. La surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime (q_u); la surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisée en trois (03) majeures zones. Ce sont:

- Zone abc : c'est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces ac et bc avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \Phi$ (angle de frottement du sol).
- Zone bcf . cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl
- Zone bfg . c'est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm (45 - \Phi/2)$ avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial '2', et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique zone abc , cependant ils ne sont pas montrés. La ligne cf est un arc spiral logarithmique définie par l'équation ($r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi}$)

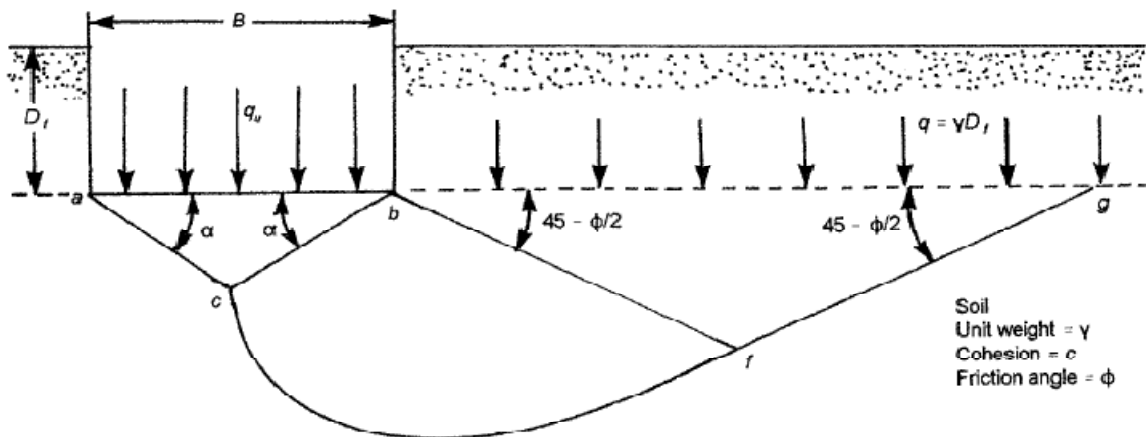


Figure 1.7 : surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue (rigide et rugueuse) proposée par TERZAGUI La contrainte de cisaillement dans le sol est donnée par :

$$\tau = \sigma' \tan \Phi + c \quad (1.7)$$

Où σ' est la contrainte effective normale et c : cohésion

La capacité portante ultime, q_u , de la fondation peut être déterminée en considérant les faces ac et bc du triangle abc et en déterminant les forces passives sur chaque face provoquant la rupture. Il est à noter que la force passive P_p est une fonction de la surcharge $q = \gamma D_f$, cohésion c , poids volumique γ , et de l'angle de frottement interne du sol Φ ; ainsi en se référant à la Figure 1.8 la force passive P_p sur la face bc par unité de longueur de la fondation

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (1.8)$$

Avec : P_{Pq} , P_{PC} , et P_{Py} = composantes de la force passive dues respectivement à $q, c,$ et γ

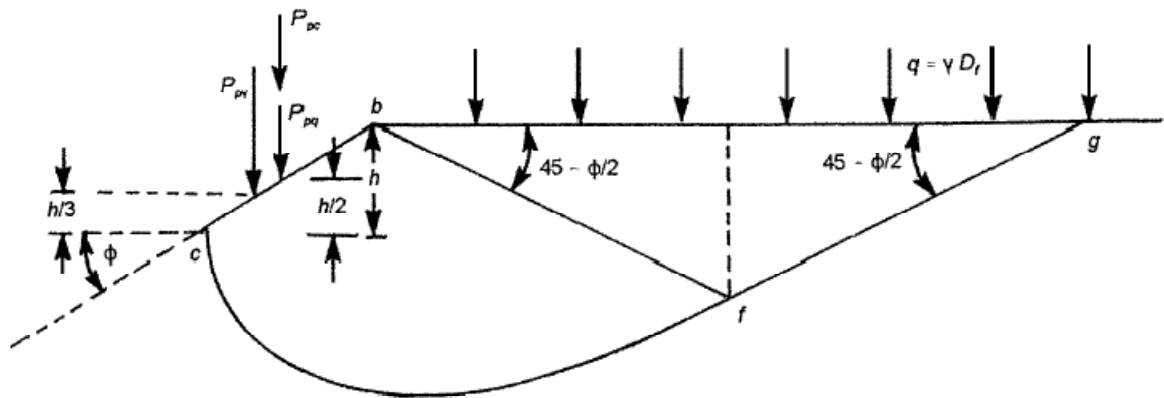


Figure 1.8 ; les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc.

Par ailleurs il est important de noter que les directions P_{pq} , P_{PC} , et P_{Py} sont verticales, et puis la face bc fait un angle Φ avec l'horizontale et la direction P_{pq} , P_{PC} , ET P_{Py} fait un angle de Φ avec la normale à bc, dans l'ordre et afin d'obtenir les valeurs de P_{pq} , P_{PC} , et la méthode de superposition peut être utiliser, mais ce n'est pas une solution exacte.

Ainsi il a été démontré que

$$P_{pq} = \frac{q B e^{2\left(\frac{3\pi}{2} - \frac{\Phi}{2}\right) \tan \Phi}}{4 \cos^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right)}$$

Avec $q_q(B * 1) = 2P_{pq}$

$$D'où q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \underbrace{\left[\frac{B e^{2\left(\frac{3\pi}{2} - \frac{\Phi}{2}\right) \tan \Phi}}{2 \cos^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right)} \right]}_{N_q} = q N_q \quad (1.9)$$

Pareillement l'expression des termes q_c et q_γ ont été démontré :

$$q_c = c \cot \Phi \underbrace{\left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) \tan \Phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)} - 1 \right]}_{N_c} = c N_c = c \cot \Phi (N_q - 1) \quad (1.10)$$

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \Phi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \Phi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \underbrace{\left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \Phi - \frac{\tan \Phi}{2} \right)}_{N_\gamma} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.11)$$

Avec $K_{p\gamma}$ = coefficient de poussé des terres (passive)

La charge ultime par unité de surface de la fondation (c'est-à-dire la capacité portante ultime (q_u) pour un sol avec cohésion, friction, et poids peut être exprimer en substituons les expressions pour $q_q, q_\gamma,$ et q_c par celle des équations (1.9), (1.10), et (1.11) dans l'équation (1.8)

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.12)$$

Où $N_q, N_\gamma,$ et N_c sont les facteurs de la capacité portante

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.13)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (1.14)$$

$$N_\gamma = \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2}\right) \quad (1.15)$$

Les valeurs des facteurs sont présentées sur le tableau 1.1, les valeurs de N_γ sont obtenues par **Kumbhojbar [4]**.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

TABLEAU 1.1 : FACTEUR DE LA CAPACITE PORTANTE SUIVANT TERZAGUI

Krizek [5] propose une simple relation empirique pour la capacité portante selon **Terzagui** $N_q, N_\gamma, et N_c$ avec un maximum de différence de 15 %

$$N_c = \frac{228+4.3\phi}{40-\phi} \quad (1.16 a) \quad N_q = \frac{40+5\phi}{40-\phi} \quad (1.16 b) \quad N_\gamma = \frac{6\phi}{40-\phi} \quad (1.16c)$$

ϕ : angle de frottement du sol en degrés

Les équations (1.16 a),(1.16 b), et(1.16c) sont valides pour $\phi = 0$ à 35° , ainsi en remplaçons les valeurs des équations (1.16) dans l'équation (1.12).

$$q_u = \frac{c(228+4.3\phi)+(40+5\phi)q+3\phi\gamma B}{40-\phi} \quad (\text{pour } \phi=0^\circ \text{ à } 35^\circ)$$

Pour les fondations rectangulaires ou circulaires, la condition (en déformation plane) dans le sol à charge ultime n'existe pas. Par conséquent, **Terzagui [1]** propose les expressions suivantes :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle carrée } B \times B) \quad (1.17)$$

$$\text{Et } q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle circulaire diamètre } B) \quad (1.18)$$

Depuis les travaux de **Terzagui** , de nombreuses études expérimentales pour l'estimation de la capacité portante ultime des fondations superficielles ont été accomplies. En se basant sur ces

études, il apparait que les hypothèses de **Terzagui** concernant la surface de rupture dans le sol sont dans l'ensemble correctes. Cependant, l'angle α que font les faces ac et bc du triangle (abc) (fig.1.7) avec l'horizontal est inférieur à $45+\Phi/2$ et non à Φ comme proposé par **Terzagui**. Dans ce cas, l'allure de la surface de rupture dans le sol sera comme indiqué sur la Figure (1.9).

1-2.2 THEORIE DE TERZAGUI POUR LA RUPTURE LOCALE PAR CISAILLEMENT.

Il est évident d'après la section I.2.2 que la théorie de **Terzagui** pour la détermination de q_u est obtenue en supposant une rupture générale dans le sol. Mais pour la rupture locale par cisaillement, **Terzagui [1]** suggère les expressions suivantes :

Fondation continue ($B/L=0$, L = longueur de la fondation)

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.19)$$

Fondation carrée ($B=L$)

$$q_u = 1.3c N'_c + q' N'_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (1.20)$$

Fondation circulaire (B = diamètre)

$$q_u = 1.3c N'_c + q' N'_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (1.21)$$

Avec N'_c , N'_q et N_γ : facteurs de la capacité portante modifiés.

Et $c = 2c/3$

Les paramètres de la capacité portante peuvent être obtenus en substituant par $\Phi' = \tan^{-1}(0.67 \tan \Phi)$ la valeur Φ dans les équations (1.13), (1.14), et (1.15).

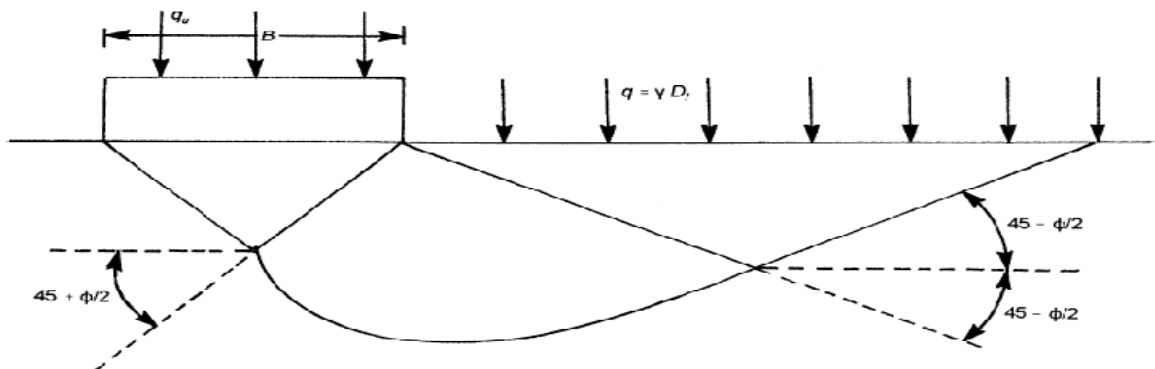


Figure 1.9 : surface de rupture modifiée dans sol supportant une fondation superficielle à chargement ultime

Pour les valeurs N'_c , N'_q et N_γ sont reportées sur le tableau 1.2

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

TABLEAU 1.2 : FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE MODIFIES (TERZAGUI) .

Vesic [2] suggère une meilleure méthode pour obtenir Φ' pour l'estimation de N'_c, N'_q pour les fondations sur sable sous la forme suivante :

$$\Phi = \tan^{-1}(k \tan \phi) \tag{1.22}$$

$$k = 0.67 + D_r - 0.75D_r^2 \quad (\text{pour } 0 \leq D_r \leq 0.67) \tag{1.23}$$

Avec D_r : densité relative du sable

1-2-3 : THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE DE MEYERHOF.

En 1951, **Meyerhof** publiait une théorie sur la capacité portante qui peut s'appliquer aux fondations rugueuses superficielles et profondes. La surface de rupture à charge ultime sur une fondation superficielle continue supposée par **Meyerhof [6]** comme indiqué sur la fig.1.10. sur cette Figure, *abc*, est triangle élastique (cale) montré sur la fig.1.9, *bcd*, est une zone de cisaillement radiale avec, *cd*, est un arc d'une spirale logarithmique, et *bde*, est une zone mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites du cisaillement plan et radiale, dépendant de la profondeur et de la rugosité de la fondation, le plan *be* est appelée « surface libre équivalente ». Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan *be* sont P_0 et τ_0 , respectivement. La méthode de superposition est utilisée pour déterminer la capacité portante, q_u , pour une fondation continue et exprimée ainsi :

$$q_u = cN_c + qN_q + 1/2\gamma BN_\gamma$$

Avec $N_c, N_q, et N_\gamma$ facteurs de la capacité portante, B : largeur de la semelle

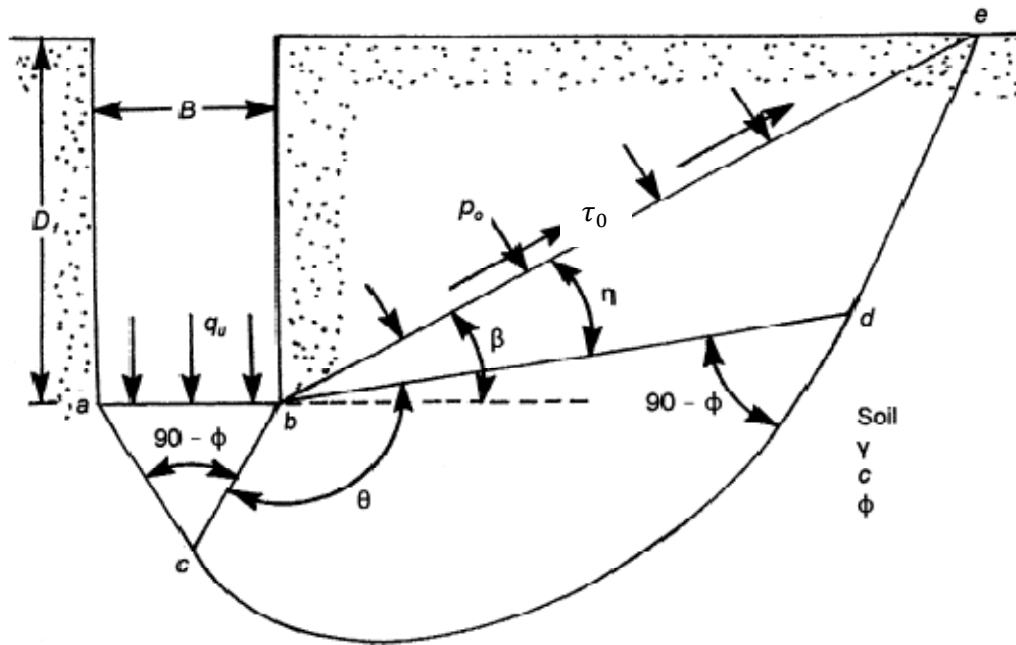


Figure.1.10 : Champs de la ligne de glissement pour une fondation continue rugueuse.

1 -2-3-1 : DETERMINATION DE FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE (SELON MEYERHOF).

Suivant la configuration de la Figure 1.10, Meyerhof propose les expressions suivantes pour les facteurs de la capacité portantes :

$$\cos(2\eta + \Phi) = \frac{\tau_0 \cos \Phi}{c + \tan \Phi} = \frac{m(c + p_0 \tan \Phi) \cos \Phi}{c + p_1 \tan \Phi} \quad (1.24)$$

Les facteurs de la capacité portante dépendent de degré de mobilisation de la contrainte de cisaillement sur la surface libre équivalente. (m = degré de mobilisation de la contrainte de cisaillement $0 \leq m \leq 1$). Ceci parce que « m » dépend de l'angle η

$$N_c = \cot \Phi \left[\frac{(1 + \sin \Phi) e^{2\theta \tan \Phi}}{1 - \sin \Phi \sin(2\eta + \Phi)} \right] \quad (1.25)$$

$$N_q = \frac{(1 + \sin \Phi) e^{2\theta \tan \Phi}}{1 - \sin \Phi \sin(2\eta + \Phi)} \quad (1.26)$$

$$N_\gamma = \frac{4P_{p\gamma} \sin\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \quad (1.27)$$

Avec $P_{p\gamma}$: force passive due à γ et Φ seulement. (Voir Figure : 1.12)

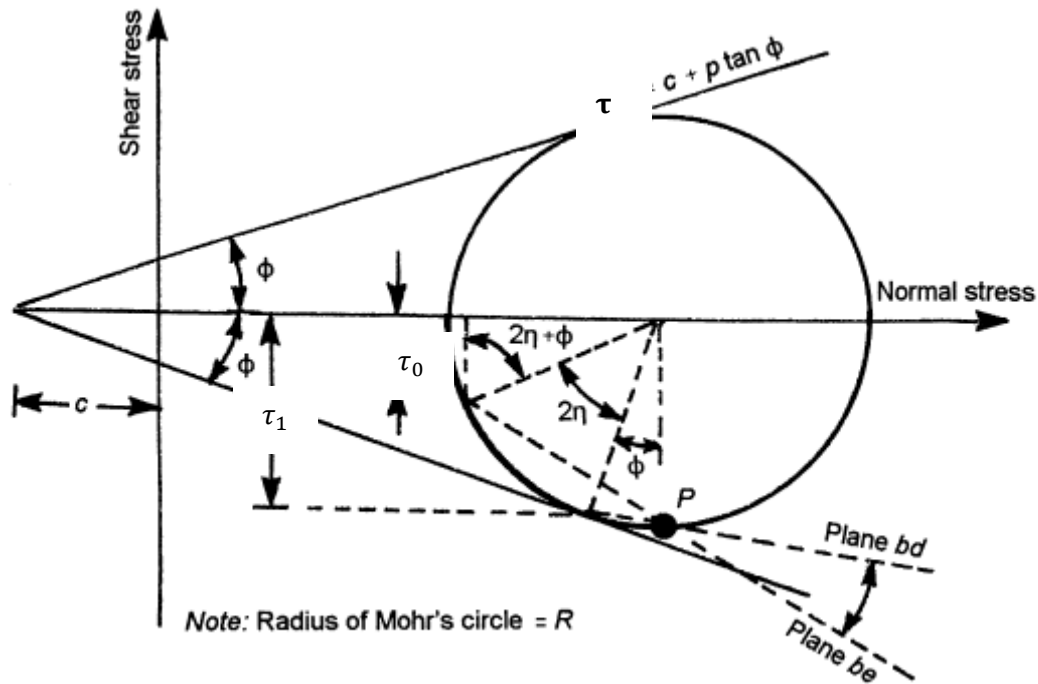


Figure 1.11 : détermination de N_c et N_q

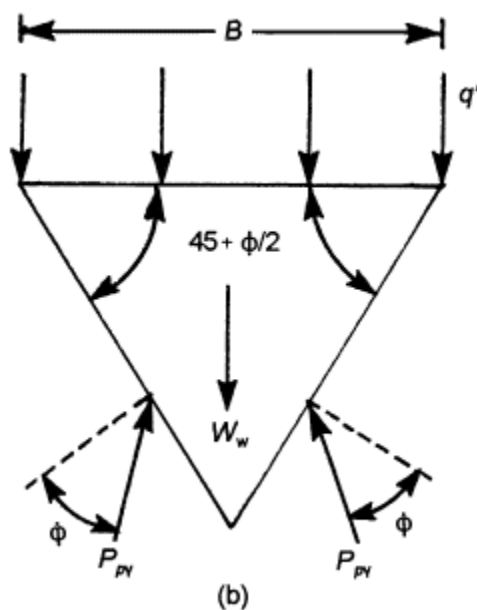


Figure 1.12 : force passive P_{py} sur les faces du triangle au-dessous la fondation

En 1963, **Meyerhof** [9] propose l'expression suivante pour déterminer de façon approximative la valeur le facteur N_γ

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\Phi) \quad (1.28)$$

NB : Pour les valeurs des facteurs de la capacité portante (selon Meyerhof) des abaques sont disponibles dans la littérature spécialisée fonction de, m, et Φ .

1-2-4 DISCUSSION GENERALE SUR LES RELATIONS DES FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE

Jusqu'à présent, la tendance générale parmi les ingénieurs en géotechnique est l'acceptation la méthode de superposition comme un moyen adéquat d'estimer la capacité portante pour leurs fondations superficielles rugueuses. Pour les fondations continues rugueuses, l'allure des lignes de rupture est celle présenté sur la Figure (1.19) à été aussi adoptée par **Reissner [7]** et **Prandtl [8]** pour la détermination de N_c , N_q et donc les mêmes expressions que celles proposé par Meyerhof.

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \left(\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \right) \quad (1.29)$$

$$N_c = (N_c - 1) \cot \Phi . \quad (1.30)$$

Il y a eu considérable controverse sur les valeurs théoriques de N_γ **Hansen [10]** a proposé une valeur approximative pour N_γ sous la forme :

$$N_\gamma = 1.5 N_c \tan^2 \Phi \quad (1.31)$$

Dans l'équation précédente, l'expression pour N_c est ce donné par Prandtl (équation 1.31) solution **Caquot** et **Kerisel [11]** a supposé que le triangulaire élastique du sol sous la fondation continue rugueuse avait la forme affichée dans Fig. 1.9. En utilisant l'intégration de l'équation différentielle de **Boussinesq**, ils ont présentés les valeurs numériques N_γ pour plusieurs angles du frottement du sol. **Vesic [2]** se rapproche de leur solution sous la forme suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \Phi \quad (1.32)$$

Où N_q est donné par l'équation (1.31).

Avec l'équation (1.32) l'erreur ne dépasse pas 5% pour $20^\circ < \Phi < 40^\circ$ par rapport à la solution exacte. **Lundgren** et **Mortensen [12]** développent des méthodes numériques (en utilisant la théorie de plasticité) pour la détermination exacte des lignes de rupture aussi bien que les facteurs de la capacité portante (N_γ) pour les cas particuliers.

La Figure 1.13 montre l'allure des lignes de rupture pour ce type de solution. Bien d'autres chercheurs ont proposé des expressions différentes pour l'estimation des facteurs de la capacité portante.

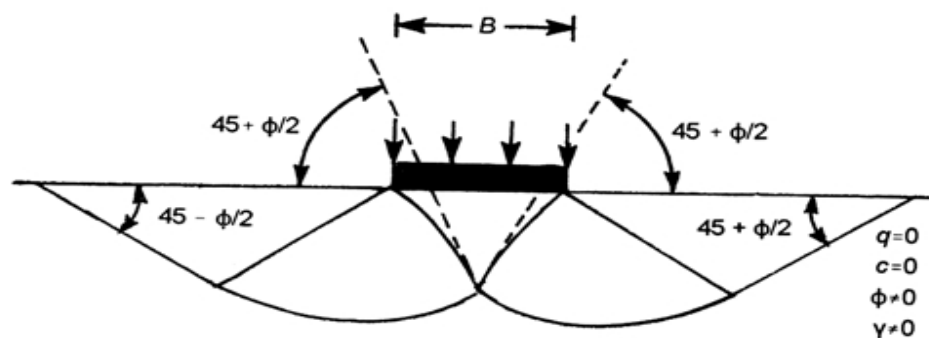


Figure 1.13 : allure des lignes de rupture dans le sol sous semelle filante

(solution par la théorie de la plasticité pour déterminer N_γ)

I-3 CAS PARTICULIERS DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

Le problème de la capacité portante exposé précédemment suppose que le sol supportant la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur sous de la fondation, et on suppose aussi que la surface du sol est horizontale, cependant ceci n'est vrai pour tous les cas.

Il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, ou un sol stratifié avec des couches de caractéristiques mécaniques différentes, où qu'il soit nécessaire de construire une fondation sur ou près d'un talus. C'est le problème de la capacité portante de ces cas que nous essayons d'aborder dans cette section.

1-3-1 -FONDATIONS SUPPORTEES PAR UNE COUCHE DE SOL AU DESSUS D'UNE BASE RIGIDE

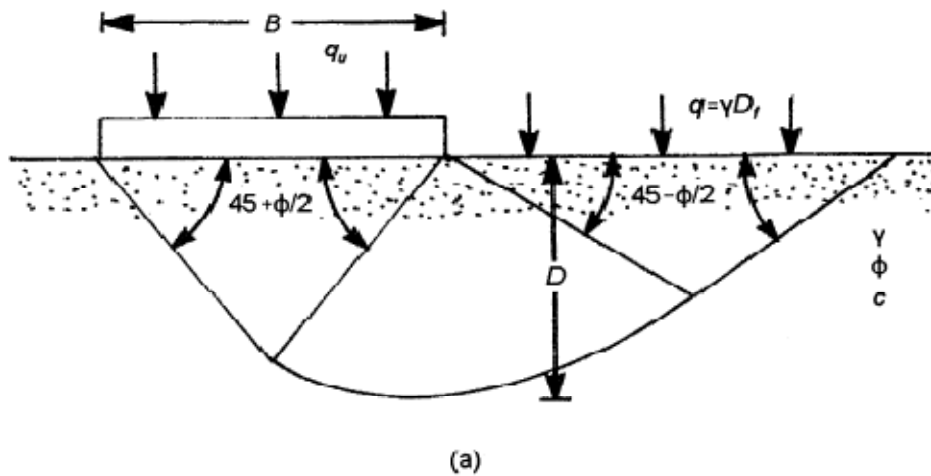
La Fig. 1.14a : montre une semelle continue rigide à base rugueuse supportée par une couche de sol qui s'étend sur une grande profondeur. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée (en négligeons le facteur de profondeur)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_y \tag{1.33}$$

La procédure pour déterminer les facteurs de la capacité portante N_c, N_q et N_y dans un sol homogène et isotrope ont été exposés à section 2. *la profondeur de la zone de rupture dans le sol à charge ultime q_u est égale à D .* la valeur de D obtenue lors de l'évaluation du facteur de la capacité portante N_c par **Prandtl [8]** et N_q par **Reissner[7]** est donnée sous forme non-dimensionnelle sur la fig.1.15, pareillement la valeur de D obtenue par **Lundgren et Mortensen [12]** durant l'évaluation de N_γ est donnée sur la Figure1.16.

Maintenant si la base rigide (rugueuse) est située à une profondeur $H < D$. Le développement total de la surface de rupture dans le sol sera limité. Dans un tel cas, la zone de rupture et le développement des lignes de glissement (à charge ultime) est illustré sur la fig. 1.14 b. **Mandel et Salencon[13]** en utilisant la théorie de la plasticité ont déterminé *numériquement* les facteurs de la capacité portante pour un tel cas . Selon la théorie de Mandel et Salencon , la capacité portante ultime pour une fondation continue(base rugueuse) avec une base rugueuse rigide située à une faible profondeur peut être donner par l'équation suivante :

$$q_u = cN^*_c + qN^*_q + \frac{1}{2}\gamma BN^*_y \tag{1.34}$$



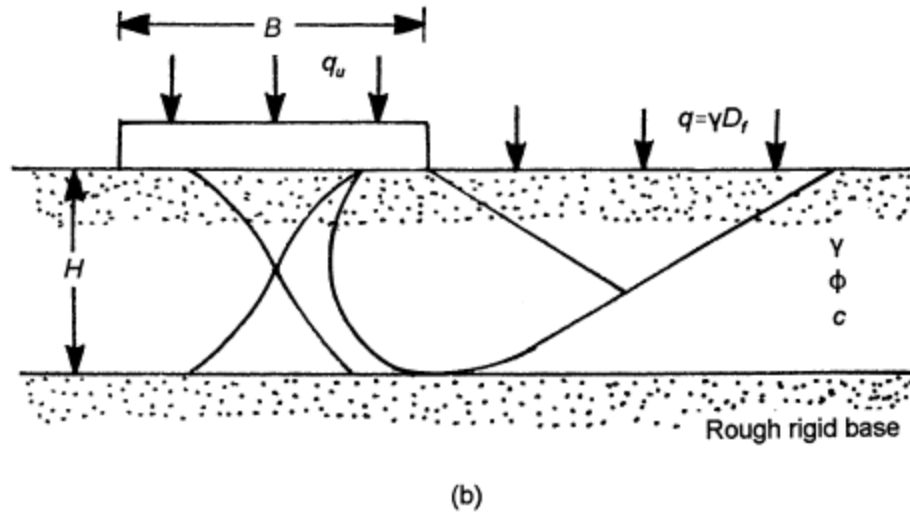


Figure 1.14 : surface de rupture sous une fondation continue rigide

Sol homogène s'étendant à une grande profondeur
 Base rigide et rugueuse à faible profondeur

Avec N^*_c, N^*_q et N^*_y = facteur de la capacité portante modifiés

B = largeur de la fondation γ : densité du sol.

Notons que ; pour $H \geq D, N^*_c = N_c, N^*_q = N_q$ et $N^*_y = N_y$ (Lundgren et Mortensen). La variation de N^*_c, N^*_q et N^*_y avec H/B et l'angle de frottement Φ est donnée sur les Figures 1.17-a, 1.17-b, et 1.18 respectivement. En négligeons le facteur de profondeur, la capacité portante ultime pour semelle circulaire rugueuse, et une semelle carrée supportée par une couche sable ($c=0$) avec une base rigide et rugueuse située à faible profondeur peut être exprimé ainsi :

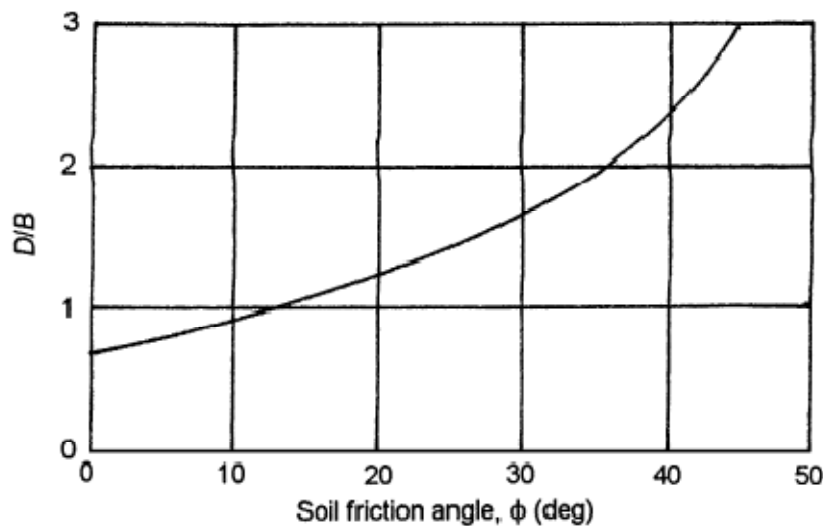


Figure 1.15 : variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_c et N_q).

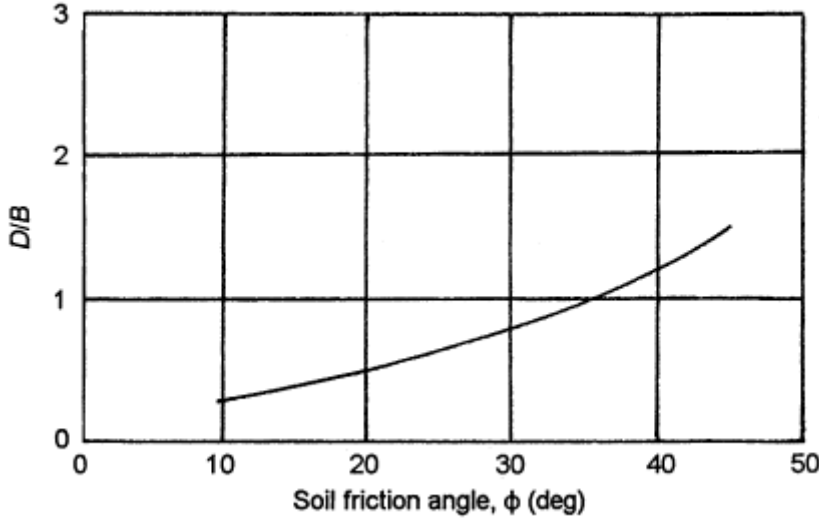


Figure 1.16 : variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_γ).

$$q_u = qN^*_q\lambda^*_{qs} + \frac{1}{2}\gamma BN^*_y\lambda^*_{\gamma s} \quad (1.35)$$

Où λ^*_{qs} et $\lambda^*_{\gamma s}$ = facteurs de forme modifiés.

Les facteurs de forme mentionnés ci-dessus sont fonction de H/B et Φ . Basé sur les travaux de Meyerhof et Chaplin [5] et avec certaines hypothèses simplificatrices. Dans le plan radial, les contraintes et les zones de cisaillement sont identique dans les plans transverses, Meyerhof [6] évalue approximativement les valeurs λ^*_{qs} et $\lambda^*_{\gamma s}$ comme :

$$\lambda^*_{qs} = 1 - m_1 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (1.36)$$

$$\lambda^*_{\gamma s} = 1 - m_2 \left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{Avec L longueur de la semelle} \quad (1.37)$$

La variation de m_1 et m_2 avec H/B et Φ sont données sur les Figures 1.19-a et 1.19b. **Milovic et Tournier [14] et Pfeifle et Das[15]** ont effectués des essais au laboratoire pour vérifier la théorie de **Mandel et Salecon [13]**. La Figure 1.20 montre la comparaison entre les valeurs expérimentales de N^*_γ pour une surface rugueuse de la fondation ($Df=0$) sur une couche de sable ; l'angle de frottement pris pour ces tests est 35°. A partir de la Figure 4.9 ils ont conclus ce qui suit :

La valeur de N^*_γ pour une fondation donnée croit si le rapport H/B décroît.

La valeur de H/B = D/B au-delà avec laquelle, présence d'une couche de base rugueuse n'a pas d'influence sur le facteur N^*_γ qui est de l'ordre de 50 à 75% supérieur à la valeur théorique.

Pour H/B entre 0.6 et 1.9, les valeurs expérimentales de N^*_γ sont supérieures aux valeurs théoriques

Pour H/B < 0.6, les valeurs expérimentales de N^*_γ sont nettement inférieures à ceux prédites par la théorie, cela est dû (a) à l'écrasement des grains de sable pour les valeurs élevées de la charge ultime et (b) la nature (curvilinéaire) de l'enveloppe de la courbe de rupture dans le sol soumis à de grandes contraintes normales.

Pour une argile saturée ($\Phi=0$), l'équation (1.34) est simplifiée

$$q_u = c_u N^*_c + q \quad (1.38)$$

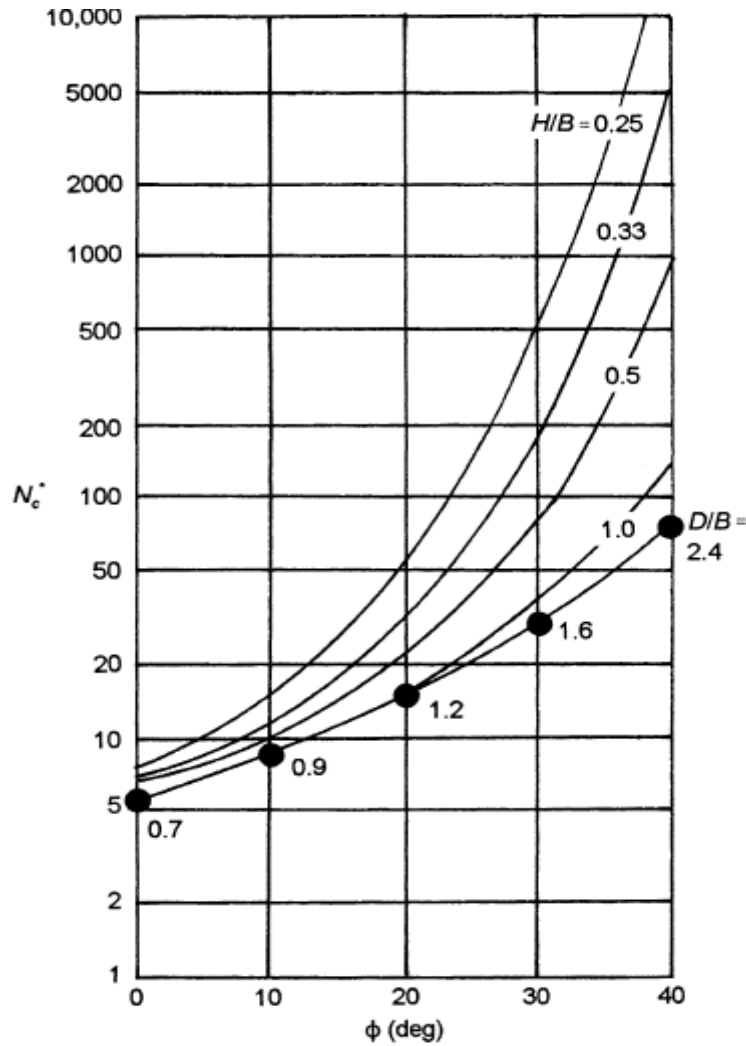


Figure 1.17-a : facteur N_c^* selon Mandel et Saleçon (équation 1.34)

Mandel et saleson [16] repirent les calculs pour évaluer N_c^* pour des semelles continues, similairement, Buisman[17] donne le relation suivante pour obtenir la capacité portante ultime pour fondations carrée d'ou:

$$q_{u(carrée)} = \left(\pi + 2 + \frac{B}{2H} - \frac{\sqrt{2}}{2} \right) c_u + q \quad \text{pour } \frac{B}{2H} - \frac{\sqrt{2}}{2} \geq 0 \quad (1.39)$$

Avec C_u = cohésion non drainée

Ainsi l'équation (1.20) peut récite comme

$$q_{u(carrée)} = \underbrace{5.14 \left(1 + \frac{0.5 \frac{B}{H} - 0.707}{5.14} \right)}_{N_{c(carrée)}^*} c_u + q \quad (1.40)$$

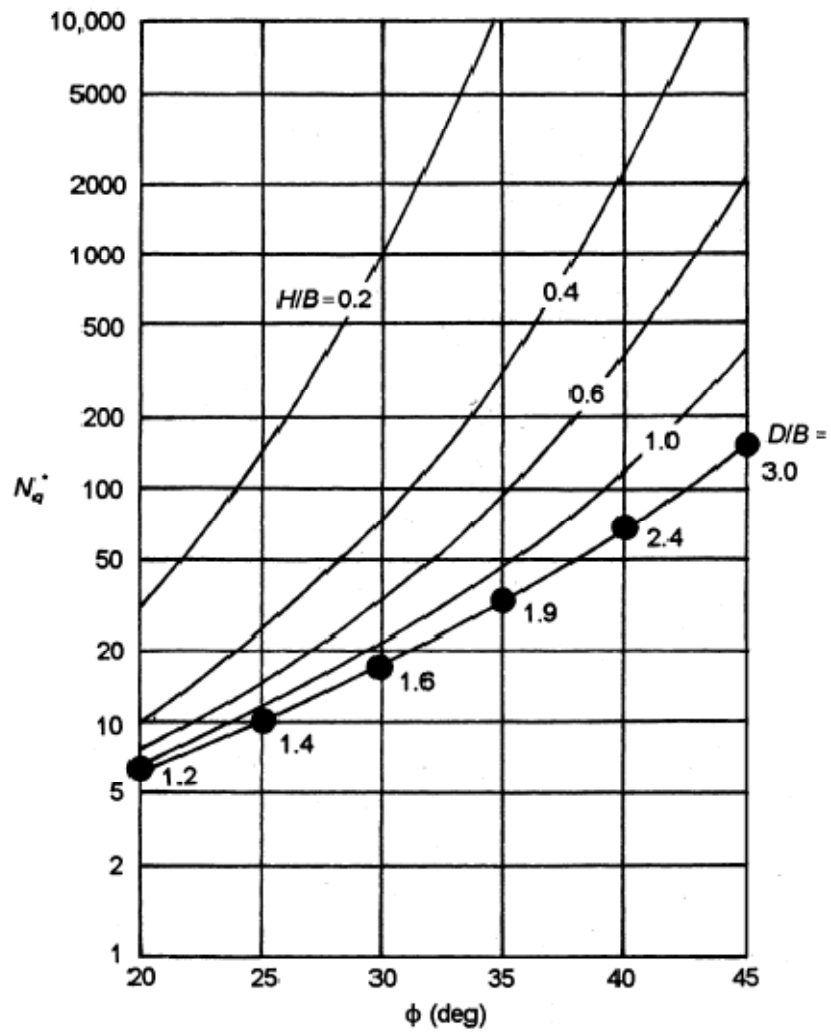


Figure 1.17- b : facteur N_q^* selon Mandel et Saleçon (équation 1.34).

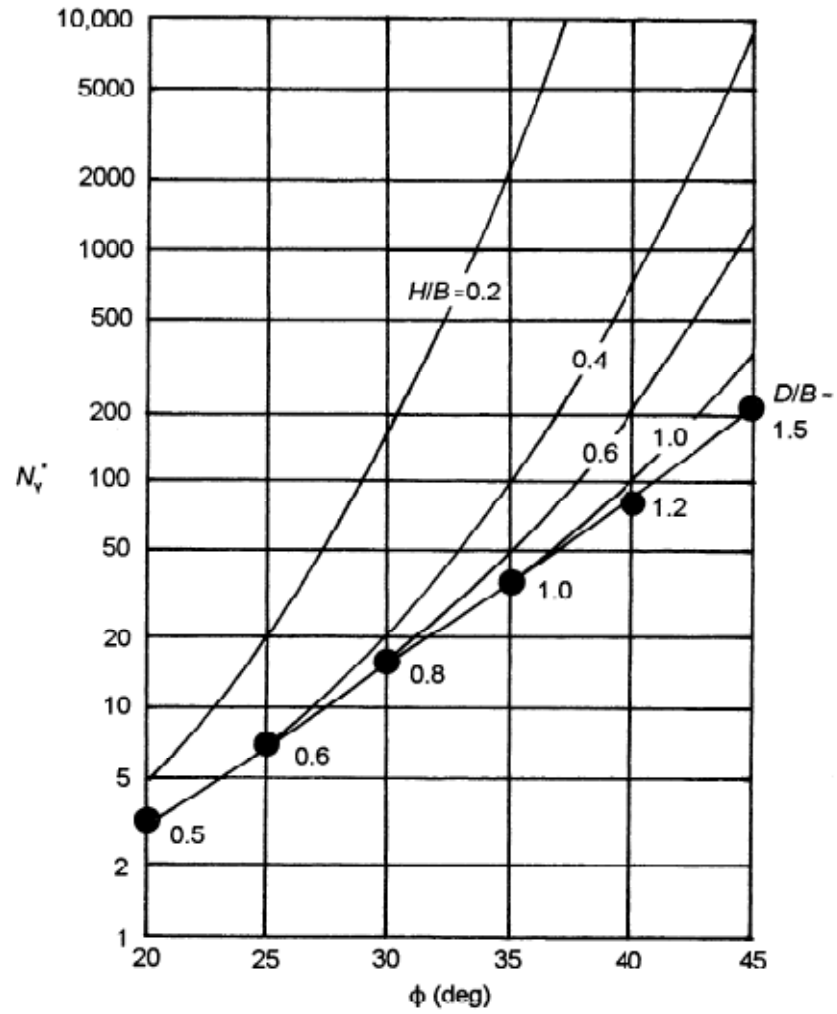


Figure 1.18 : facteur N_γ^* selon Mandel et Saleçon (équation 1.34)

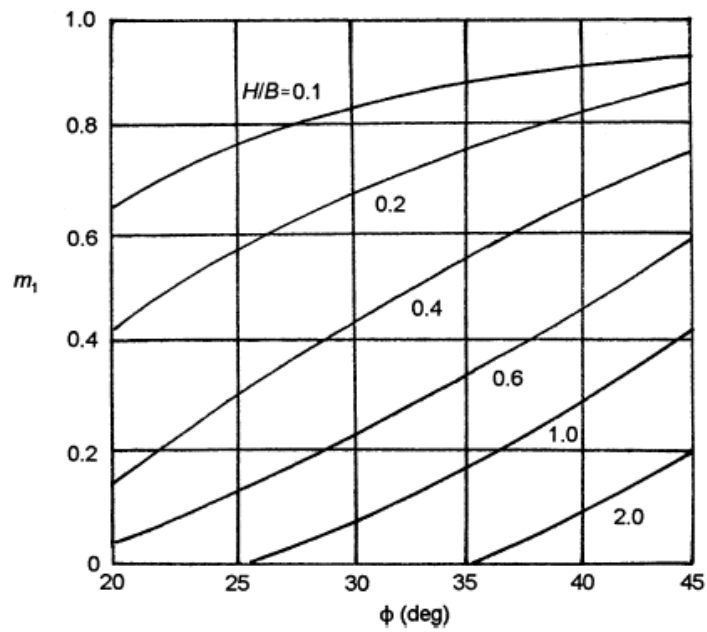


Figure 1.19-a : variation de m_1 (Meyerhof) pour l'équation 1.37

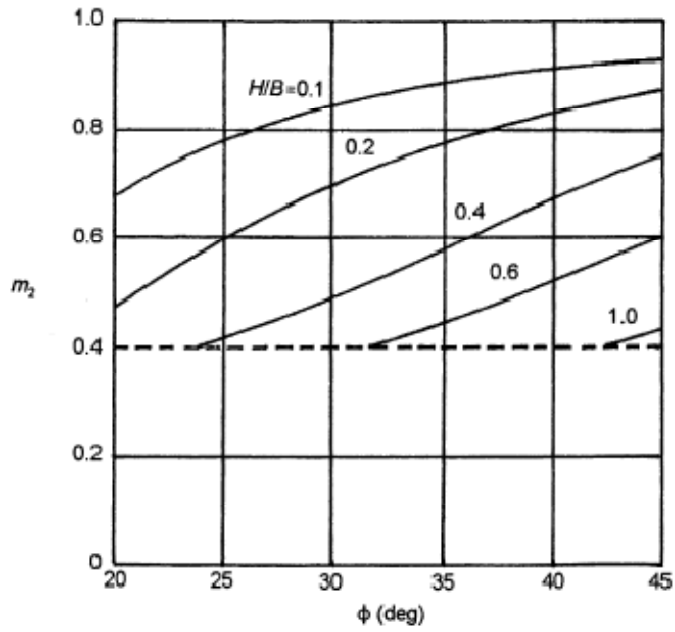


Figure 1.19-b : variation de m_2 (Meyerhof) pour l'équation 1.37

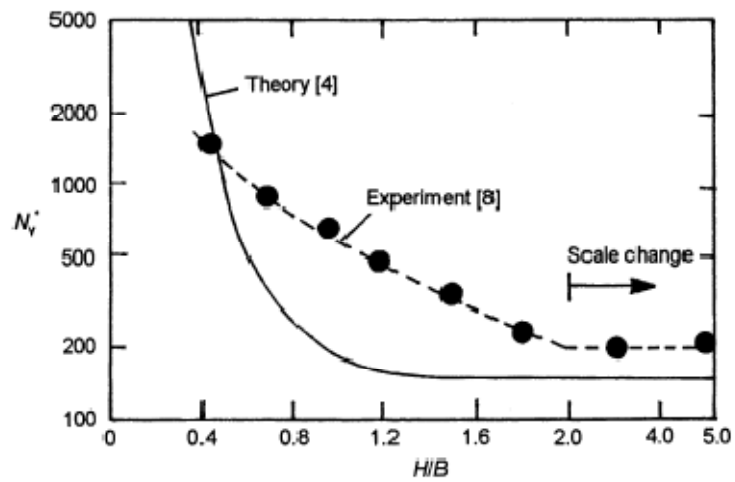


Figure 1.20 : Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de N_v^* ($\Phi=43^\circ, c=0$).

$\frac{B}{H}$	N_c^*	
	Square ^a	Continuous ^b
2	5.43	5.24
3	5.93	5.71
4	6.44	6.22
5	6.94	6.68
6	7.43	7.20
8	8.43	8.17
10	9.43	9.05

^aBuisman's analysis [10]
^bMandel and Salencon's analysis [9]

continues et carrées ($\phi = 0$)

Tableau 1.3 : donne les valeurs de N_c^* pour les semelles

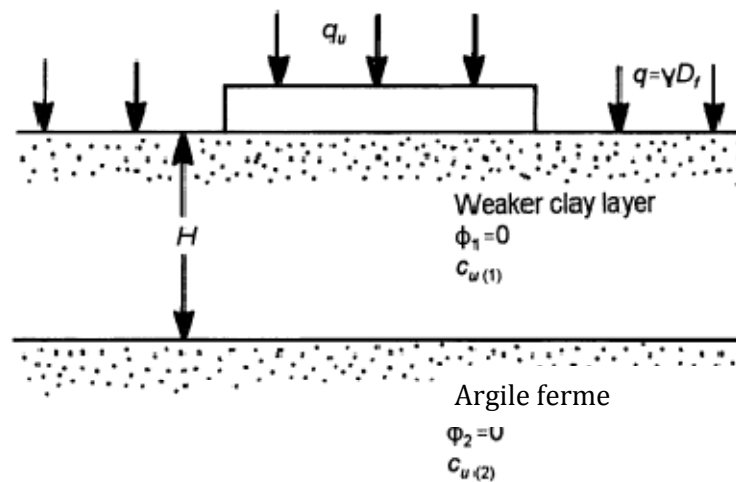


Figure 1.21 : Fondation sur une couche d'argile molle au-dessus d'une couche d'argile ferme.

Les équations 1.38 et 1.39 suppose l'existence d'une couche rigide et rugueuse à une profondeur limitée, cependant, si une couche argile molle saturée avec une épaisseur limitée (c_{u1} = cohésion non drainée de la couche n°01) se trouve au-dessus d'une couche d'argile de cohésion nettement supérieure à la première ($c_{u2} > c_{u1}$) (voir Figure 1.21). Alors la relation suivante suggérée par **Vesic [18]** et **DeBeer [19]** peut être utilisée pour l'estimation de la capacité portante ultime.

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left\{ 5.14 + \left[1 - \frac{c_{u(1)}}{c_{u(2)}} \right] \frac{\frac{B}{H} - \sqrt{2}}{2 \left(\frac{B}{L} + 1 \right)} \right\} c_{u(1)} + q \quad (1.41)$$

Avec L : longueur de la fondation.

1-3-2 FONDATION SUR UN SOL EN BICOUCHE (UNE COUCHE FERME AU DESSUS D'UNE COUCHE MOLLE).

Meyerhof et Hanna [21] ont développé une théorie pour l'estimation de la capacité portante ultime pour fondation superficielle continue (rugueuse) supportée par une couche de sol ferme surmontant une couche d'un sol lâche. Comme indiqué sur la Figure 1.21. D'après cette théorie ; au chargement limite par unité de surface, q_u , la surface de rupture dans le sol aura l'allure présentée sur la fig.1.22 Si le rapport H/B est relativement petit ; la rupture par poinçonnement (punching) se produira dans la partie supérieure de la couche au-dessus (sol ferme) suivi par une rupture longueur de la semelle continue, la capacité portante ultime peut exprimer par l'expression par dans la couche inférieure (couche molle). En considérons l'unité de suivante :

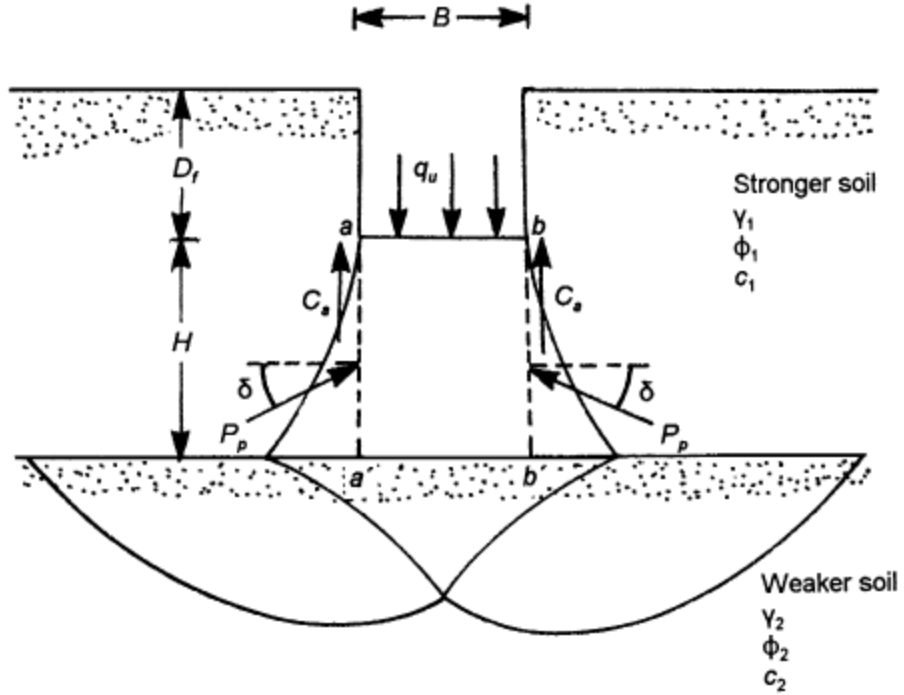


Figure 1.22 : Fondation continue (rugueuse) sur un bicouche (couche de sol ferme sur une couche molle)

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + p_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (1.42)$$

Avec B = largeur de la semelle

γ_1 = Densité de sol ferme

C_a = force d'adhésion le long de aa' et bb'

P_p = force passive sur les faces aa' et bb'

q_b = la capacité portante au bas de la couche

δ = angle de la force passive P_p avec l'horizontale.

Notons que dans l'équation (1.23)

$$C_a = c_a H \text{ ou } c_a = \text{unité d'adhésion} \quad (1.43)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) + (\gamma_1 D_f)(H) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \quad (1.28)$$

Où K_{pH} = composante horizontale du coefficient de poussée des terres.

$$\text{Aussi } q_b = c_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (1.44)$$

Avec

c_2 = cohésion de la couche du bas (couche molle)

γ_2 = densité de la couche inférieure

$N_{c(2)}, N_{q(2)}$ et $N_{\gamma(2)}$ = facteurs de la capacité portante de la couche inférieure. (rappelons que Φ_2 est de frottement de la couche inférieure)

En combinons les équations (1.42), (1.43) et (1.44)

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + 2 \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \left(\frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H$$

$$= q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (1.45)$$

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \Phi_1 \quad (1.46)$$

ou K_s = coefficient de poinçonnement (punshing shear) .

Ainsi :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \Phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (1.47)$$

Le coefficient de poinçonnement (punching shear) peut être déterminé en utilisant le coefficient de poussée des terres (passives) à partir des tableaux proposé par **Caquot et Kerisel [20]**. La Figure 1.23 donne les variations de K_s en fonction du rapport q_2/q_1 et Φ_1 . Notons que q_1 et q_2 sont les capacités portantes ultimes d'une semelle continue de largeur B sous chargement verticale sur un lit de sol homogène composé d'une couche raide sur une couche molle.

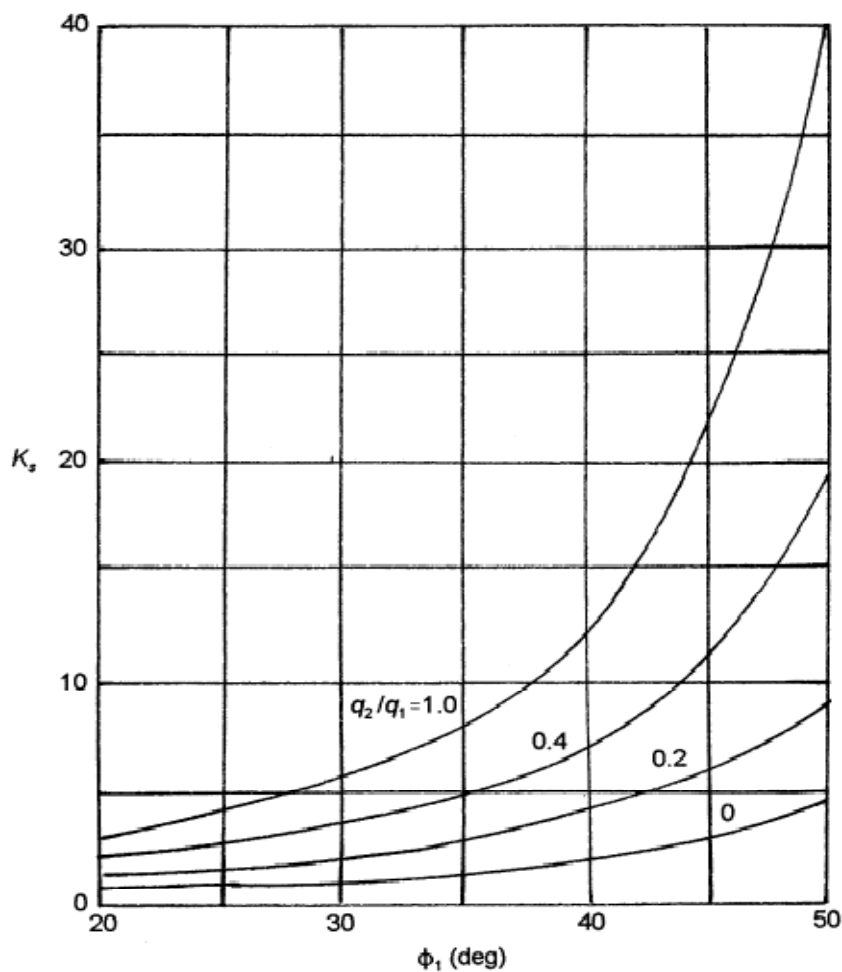


Figure 1.23 : théories de Meyerhof and Hanna - variation de K_s en fonction de Φ_1 et q_2/q_1 .

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (1.48)$$

Ou $N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = facteurs de la capacité portante du sol Φ_1

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (1.49)$$

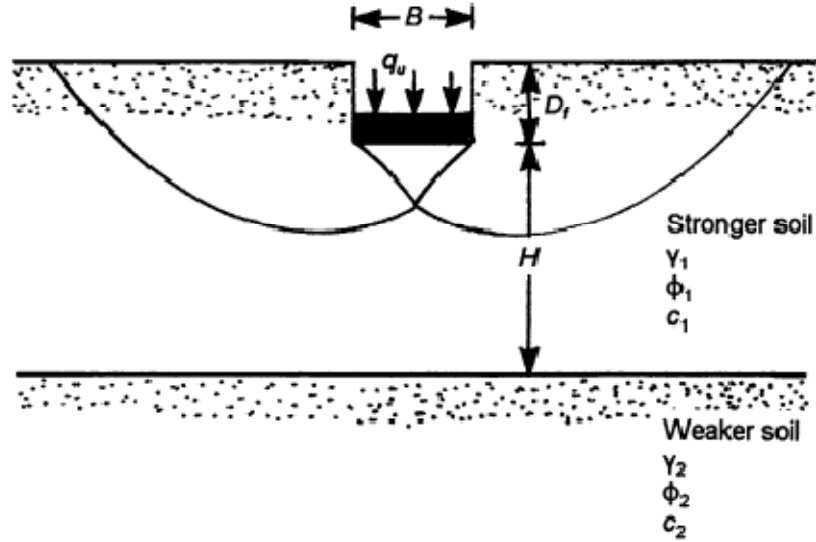


Figure 1.24 semelle filante (rugueuse) sur une bicouche avec H/B relativement faible.

Si la hauteur H (fig. 1.22) est assez grande par rapport à B , alors la surface de rupture se développera complètement dans la couche supérieure (ferme) comme c'est illustré sur la fig.1.24. Dans tel cas, la limite supérieure pour q_u sera :

$$q_1 = q_t = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (1.50)$$

D'où ; en combinons les équations (4.32) et (4.35)

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \Phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.51)$$

Pour semelle rectangulaire, l'équation précédente peut être modifiée ainsi :

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) \lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \Phi_1}{B} \right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.52)$$

avec λ_a et λ_s =facteurs de forme

$$q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} + \lambda_{\gamma s(2)} \quad (1.53).$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} + \lambda_{\gamma s(1)} \quad (1.54).$$

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}$ et $\lambda_{\gamma s(1)}$ = facteurs de forme pour la couche supérieure (angle de frottement Φ_1). Voir le tableau 1.4

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}$ et $\lambda_{\gamma s(2)}$ = facteurs de forme pour la couche inferieure (angle de frottement Φ_2). Voir le tableau 1.4

Basé sur les équations générales, les équations (1.52), (1.53) et (1.54) quelques cas spéciaux peuvent être développés. Nous prendrons seulement le cas similaire à la présente thèse :

Une couche sable dense sur une couche d'argile molle saturée.

Pour ce cas $c_1=0$ et, d'où $c_a=0$, aussi $\Phi_2=0$, $N_{c(2)}=5.14$; $N_{\gamma(2)}=0$, $N_q(2)=1$, $l_{cs}=1+0.2(B/L)$ $l_{qs}=1$ (les valeurs des facteurs de forme sont celle de Meyerhof et données par le tableau 1.4.

D'où

$$q_u = 5.14c_2 \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \Phi_1}{B} \lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (1.36)$$

Où

$$q_1 = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi_1}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi_1}{2} \right) \right] \quad (1.56).$$

Dans l'équation (1.56), la relation pour les valeurs des facteurs de forme l_{qs} et $l_{\gamma s}$ sont celles données par **Meyerhof[9]** tableau 1.4 . Notons que K_s est une fonction de q_2/q_1 [équation (1.48) et

$$(1.49)]. \text{ Pour ce cas on a : } \frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(2)}} \quad (1.57)$$

Tableau 1.4 : résumé des facteurs de formes

Factor	Relationship	Reference
Shape	For $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $\lambda_{qs} = 1$ $\lambda_{ps} = 1$ For $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{ps} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof [8]
	$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right)$ [Note: Use Eq. (2 Table 2.3)] $\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$ $\lambda_{ps} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$	DeBeer [19]
Depth	For $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{pd} = 1$ For $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{pd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof [8]

Factor	Relationship	Reference
	<p>For $D_f/B \leq 1$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$</p> $\lambda_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ <p>For $D_f/B > 1$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$</p> $\lambda_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ <p>[Note: $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ is in radians]</p>	Hansen
Factor	Relationship	Reference
	<p>For $D_f/B \leq 1$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$</p> $\lambda_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ <p>For $D_f/B > 1$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$</p> $\lambda_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ <p>[Note: $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ is in radians]</p>	Hansen

Une fois q_2/q_1 connu, la valeur de K_s peut être obtenue à partir de la Figure 1.23 et utilisée dans l'équation (1.55) pour déterminer la capacité portante ultime de la fondation q_u . la valeur du facteur de forme pour une semelle filante (continue) peut être prise =1,

Pour une semelle carrée ou circulaire, suivant le travail expérimental de Hanna et , la valeur de K_s varie entre 1.1 et 1.27. Elle prise généralement égale à 1.

Basé sur concept, **Hanna et Meyerhof [21]** développent une méthode alternative en utilisant des graphes pour déterminer le coefficient du (punching shear) poinçonnement K_s et ces graphes sont illustrés sur les Figures 1.25 et 1.26 Afin d'utiliser ces graphes, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes :

Déterminer q_2/q_1

En connaissant les valeurs de Φ_1 et q_2/q_1 , on détermine la valeur de δ/Φ_1 à partir de la Figure 1.25

Ayant les valeurs de Φ_1 , δ/Φ_1 , et c_2 , on détermine K_s à partir de la Figure 1.26.

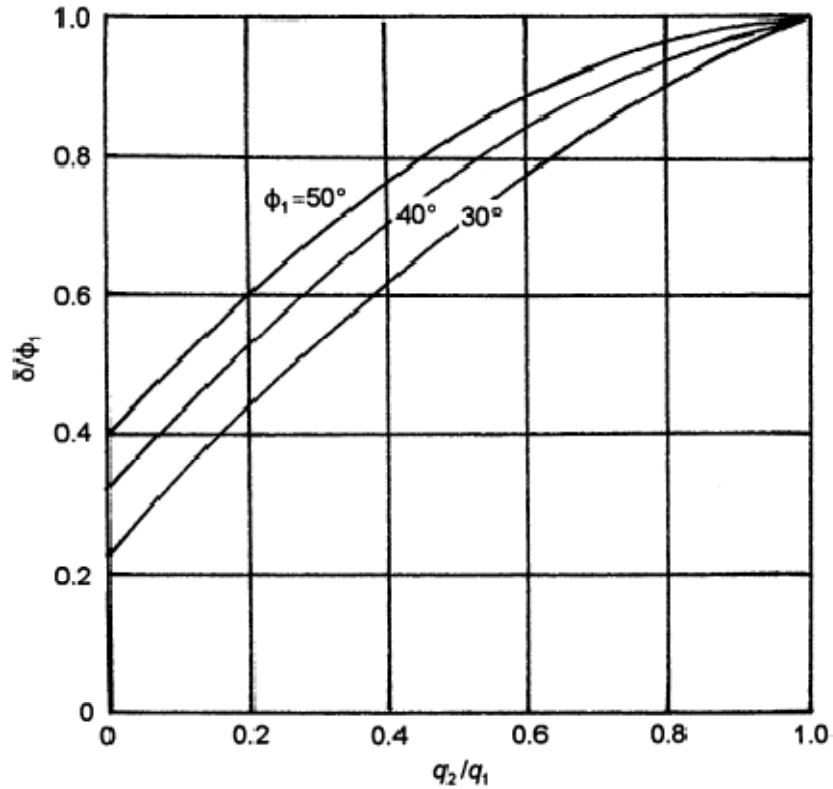
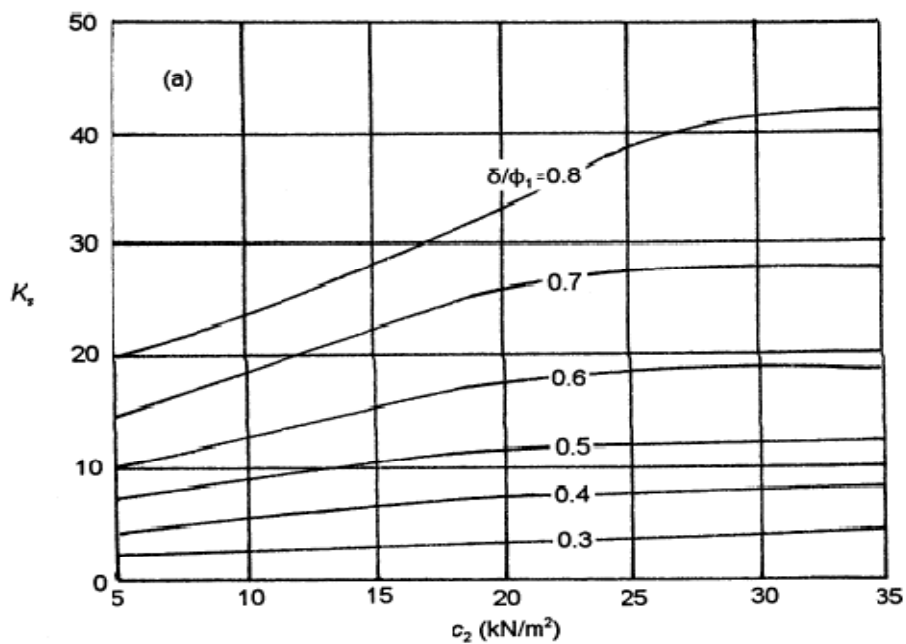


Figure 1.25: variation de δ/Φ_1 avec q_2/q_1 , et Φ_1 (d'après l'analyse de Hanna et Meyerhof)

(Sable dense sur argile molle).



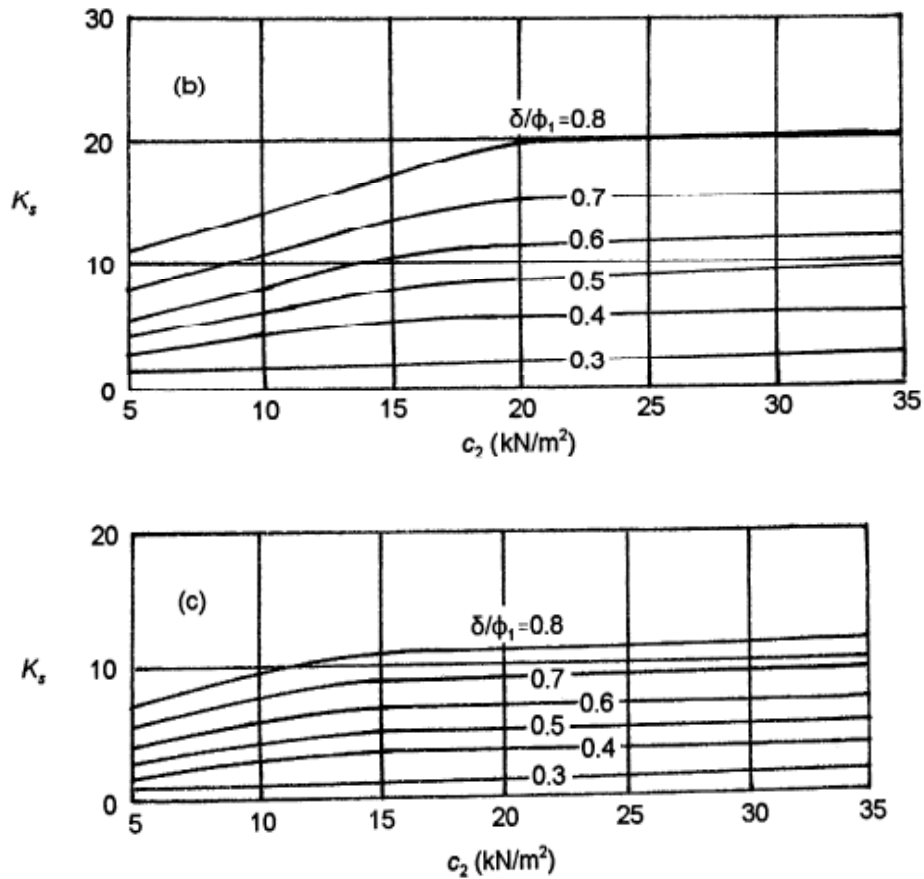


Figure 1.26 : analyse de Hanna et Meyerhof du coefficient de poinçonnement

(sable dense sur argile molle (a) $\Phi_1=50^\circ$; (b) $\Phi_1=45^\circ$, (c) $\Phi_1=40^\circ$).

I-3-3 FONDATIONS SUR PENTE

En 1957, **Meyerhof [22]** propose une solution théorique pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle située sur une pente. La Figure 1.27 montre l'allure de la zone plastique qui se développe sous une semelle filante (base rugueuse), *abc* est la zone élastique, *acd* est la zone de cisaillement radial, et *ade* est une zone mixte de cisaillement, les contraintes normales et de cisaillement sur le plan *ae* sont respectivement P_0 et τ_0 . Notons que la pente fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de la contrainte de cisaillement sont c et Φ , et densité γ .

Pareillement, l'expression de la capacité portante s'écrit aussi :

$$q_u = cN_c + P_0N_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.58)$$

L'équation précédente peut s'écrire comme

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (1.59)$$

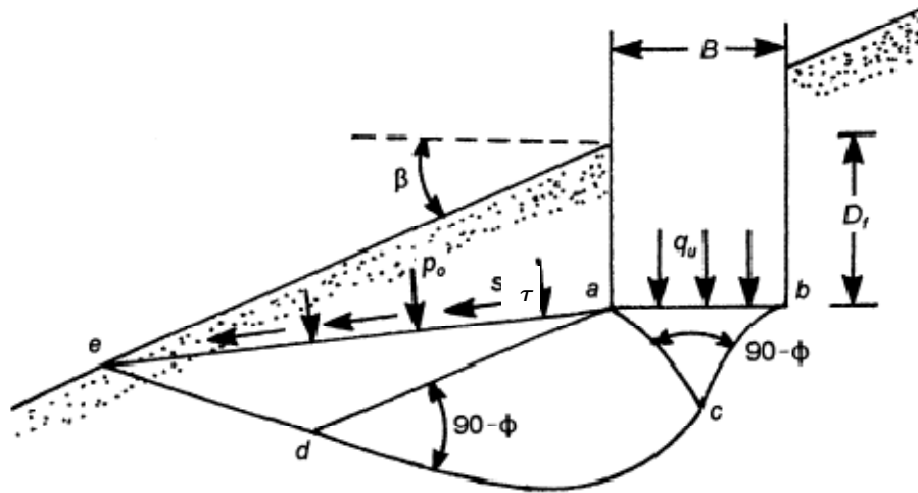


Figure 1.27 : allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente.

Où N_{cq} , $N_{\gamma q}$ = facteurs de la capacité portantes

Pour un sol purement cohésif ($\Phi=0$)

$$q_u = cN_{cq} \quad (1.60)$$

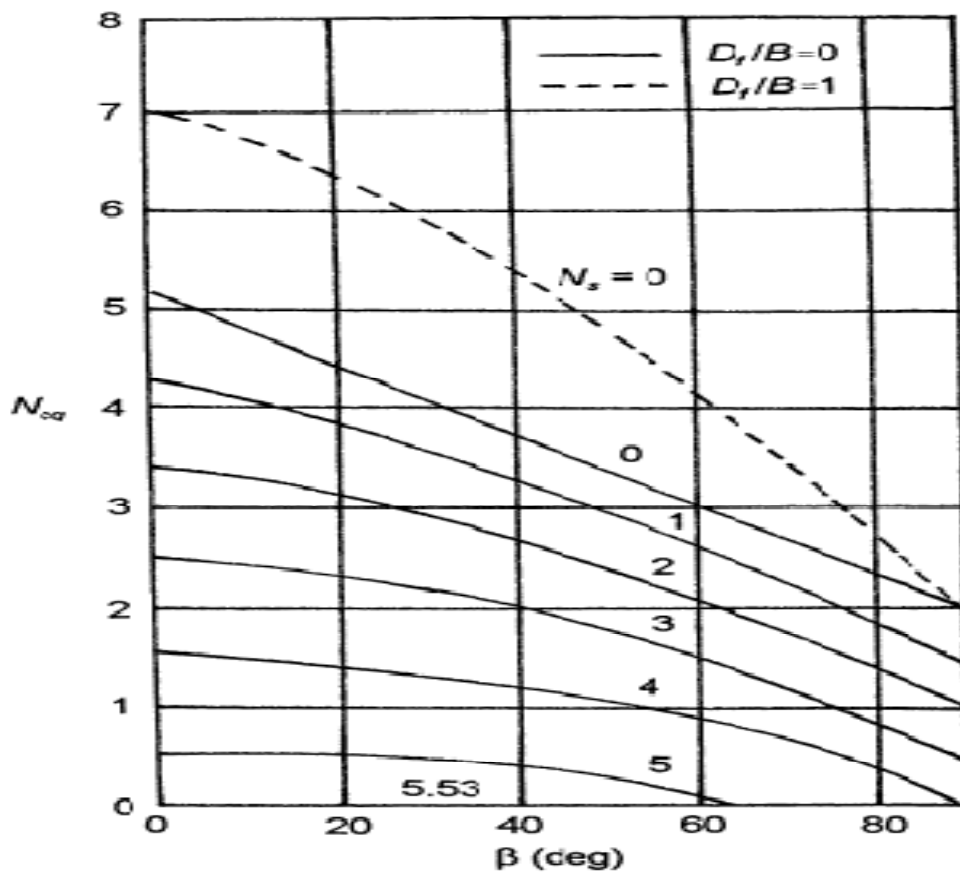


Figure 1.28: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof) N_{cq} (Fondation sur pente).

La figure 1.28 montre la variation de N_{cq} avec l'angle du talus β et le nombre de stabilité N_s .
Notons que :

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (1.61)$$

Avec H : hauteur du talus.

de la même manière, pour un sol grenu ($c=0$)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (1.62)$$

La variation de $N_{\gamma q}$ (pour $c=0$) applicable à l'équation (1.62) est illustrée sur la Figure (1.29).

1-3-4 FONDATION AU-DESSUS D'UN TALUS.

La solution proposée par Meyerhof, la Figure 1.30 montre une fondation filante (à base rugueuse) dont la largeur est B est posée en haut d'une pente de hauteur H. La distance de la crête du talus à la l'extrémité de la fondation est notée (b). La capacité portante ultime de la fondation peut être exprimée par l'équation (1.59).d'où

$$q_u = c N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (1.63)$$

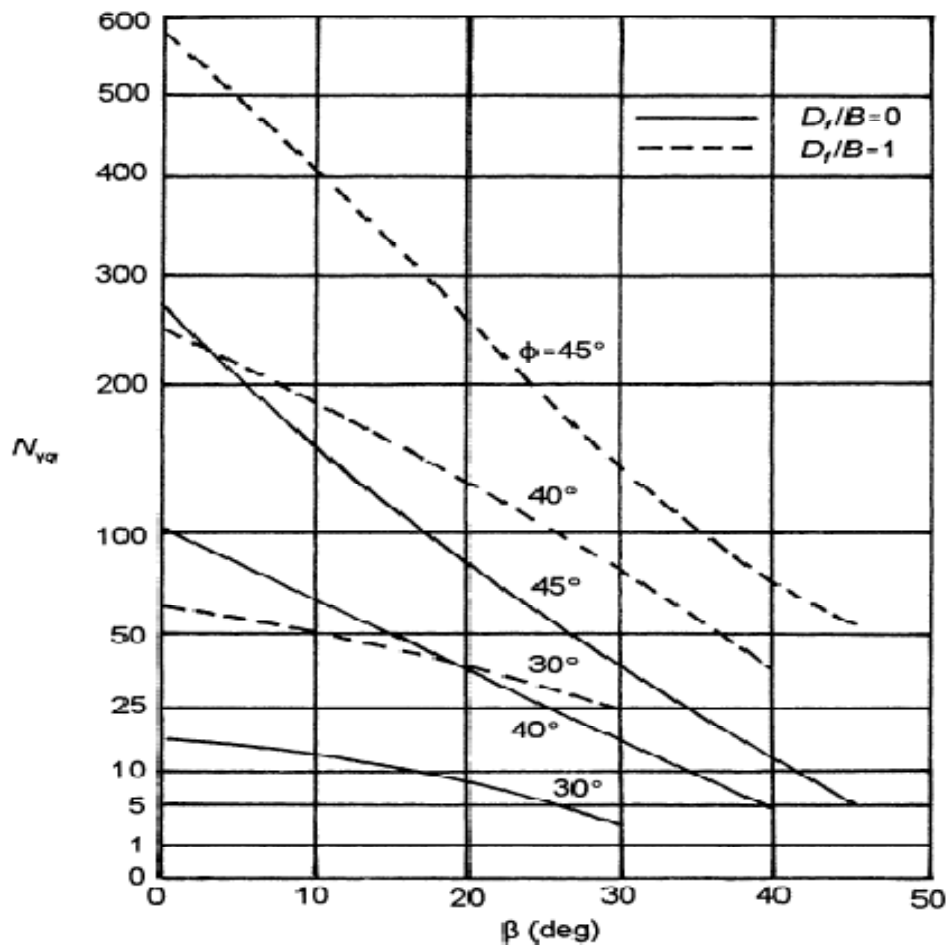


Figure 1.29 : variation de facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$ (Meyerhof) pour un sol grenu (Fondation sur talus).

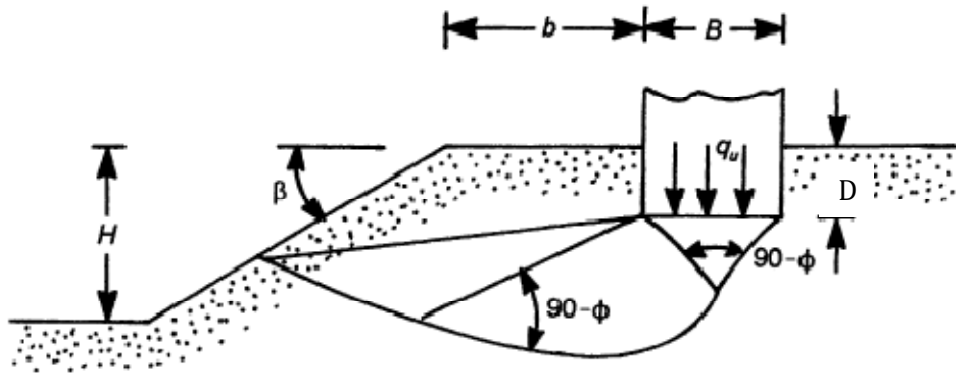
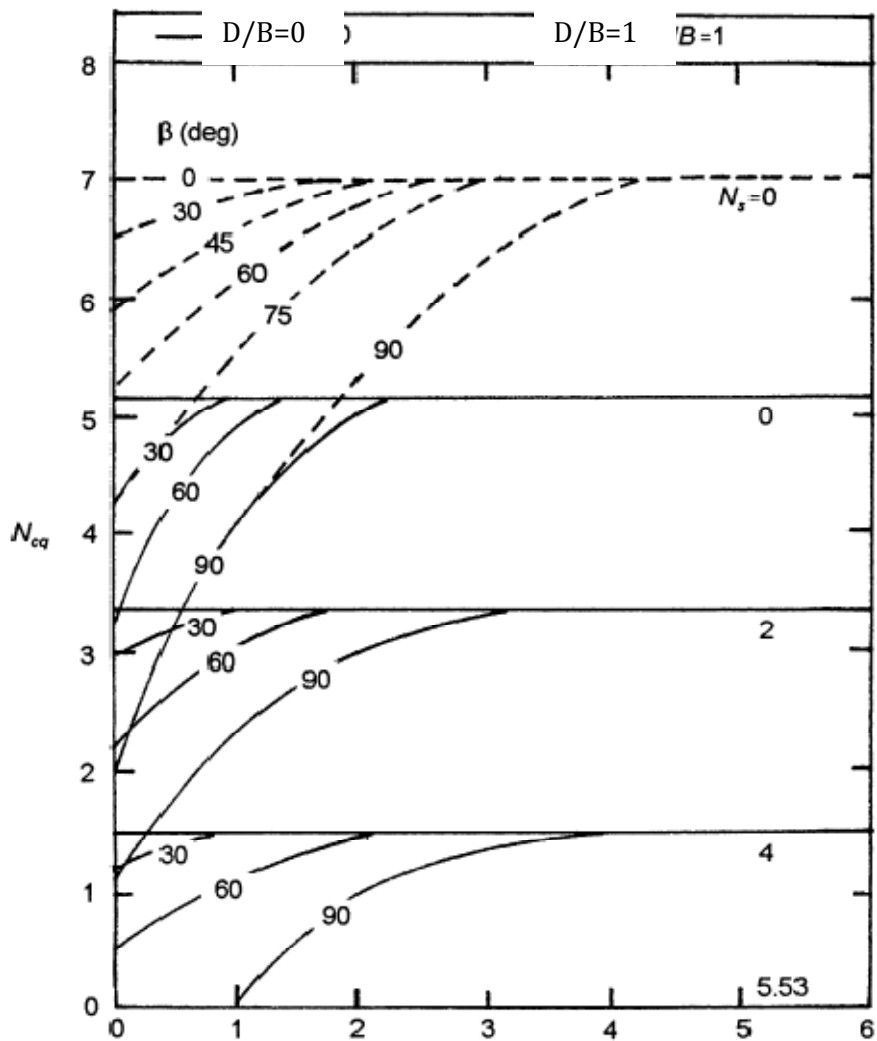


Figure 1.30 : fondation filante près d'un talus



Distance de la fondation depuis la crête du talus b/B (pour $N_s=0$) ou b/H (pour $N_s > 0$)

Figure 1.31 : facteur de la capacité portante, N_{cq} , pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).

Meyerhof[22] ; développe une variation (théorique) du facteur N_{cq} pour un sol purement cohésif ($\Phi=0$) et $N_{\gamma q}$ pour un sol grenu ($c=0$), et ces variations sont illustrées sur les Figures 1.31 et 1.32 . Notons que, pour un sol purement cohésif (fig1.31) $q_u = cN_{cq}$

Et pour un sol grenu (fig.1.32) $q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$.

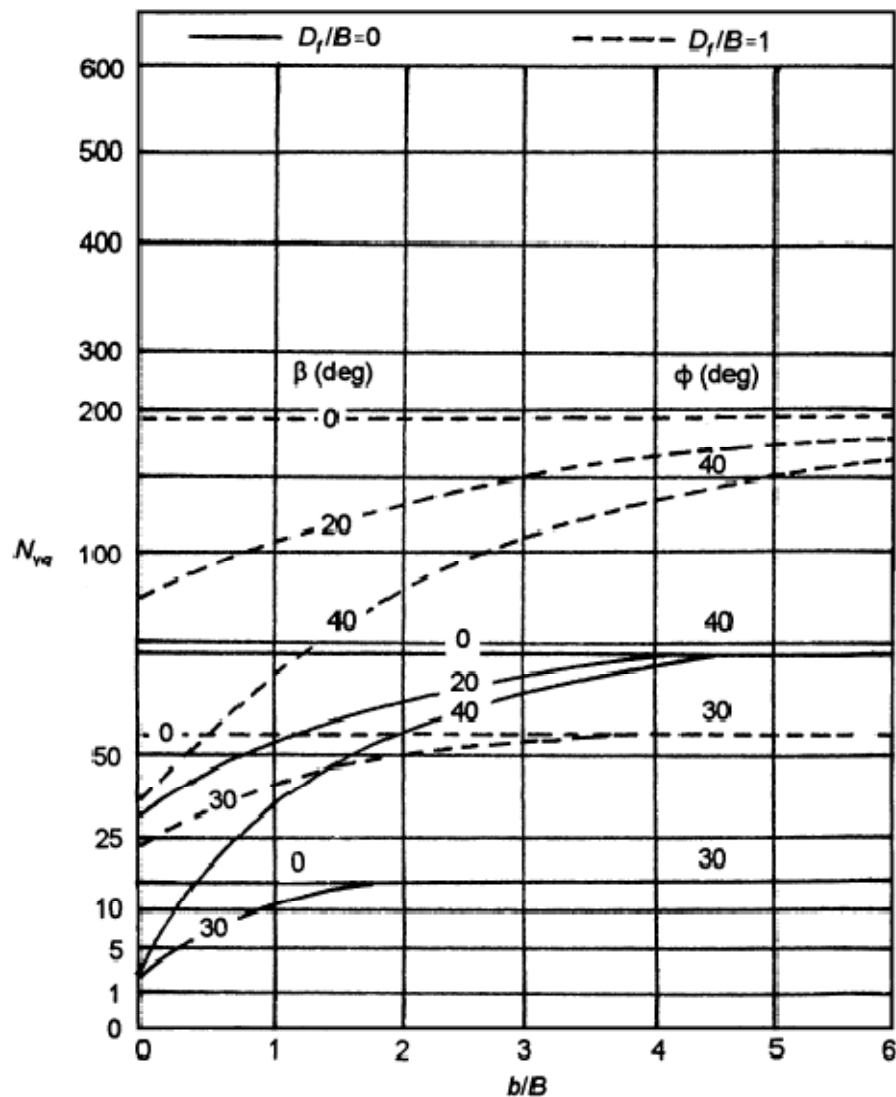


Figure 1.32 : facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$, (Meyerhof) pour un sol grenu (fondation en haut d'un talus).

Il est important de rappeler que en utilisant la Figure 1.30. Le nombre de stabilité N_s peut être pris égal à 0 quand $B < H$. si $B \geq H$ la courbe de l'actuel nombre stabilité devrait être utilisé. Des courbes typiques de la charge par unité de surface en fonction du tassement « s » obtenues par l'auteur à partir d'essais au laboratoire sur une argile saturée (avec $b/B=0$ et $D_f/B = 0$, $C_u = 27.5$ KN/m^2 , et $B=76.2$ mm) sont illustrées sur la Figure 1.33 . On peut voir que pour des conditions similaires (de fondation). Le tassement à charge ultime décroît quant l'angle du talus β augmente.

Solutions de Hansen [23] et Vesic[18].

En se référant à la condition ($b=0$) sur la Figure 1.30 (c'est-à-dire que la fondation est sur la crête du talus) ; Hansen [27] propose l'expression suivante pour semelle filante

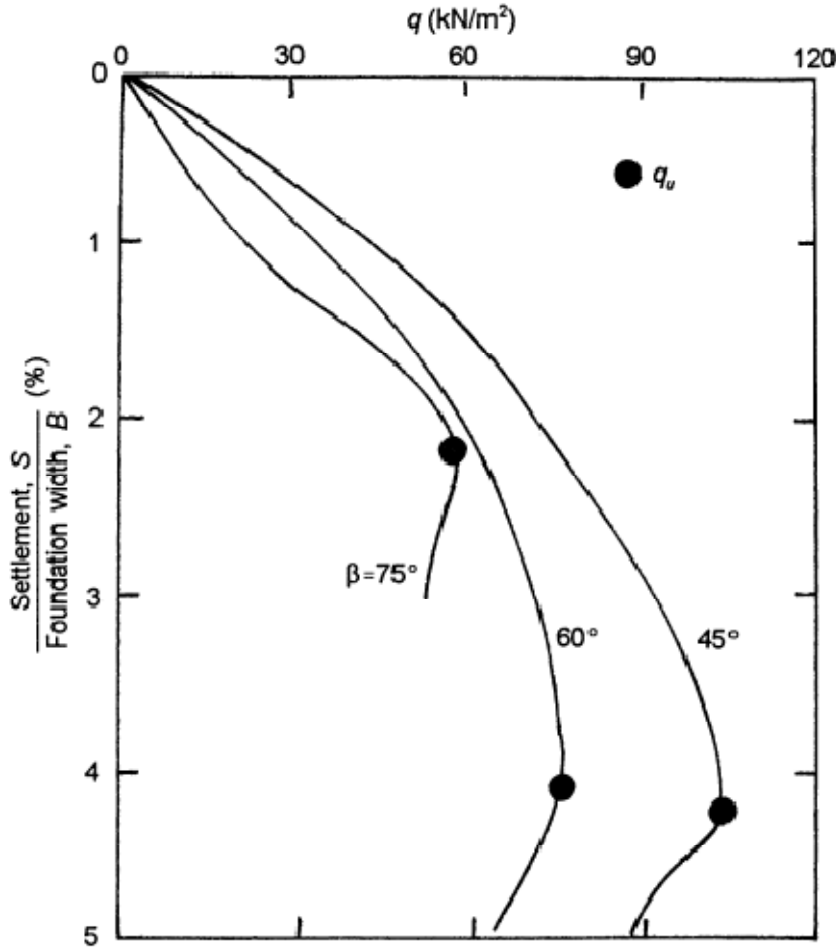


Figure 1.33 : courbe typique charge -tassement pour une semelle filante un-dessus d'un talus [résultats d'essais sur modèle (B=76.2 mm, $c_u = 27.5 \text{ kN/m}^2$, b/B=0)]

$$q_u = cN_c \lambda_{c\beta} + cN_q \lambda_{q\beta} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (1.64)$$

Où N_c, N_q et N_γ sont les facteurs de la capacité portante (Meyerhof N_c et N_q).

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta},$ et $\lambda_{\gamma\beta}$: Facteurs de pente (inclinaison).

$$q = \gamma D_f$$

Suivant Hansen [27]

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (1.65)$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q - 1} \quad (\text{pour } \Phi > 0) \quad (1.66)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (\text{pour } \Phi = 0) \quad (1.67)$$

Pour ($\Phi=0$) , **Vesic [18]** signale quand absence de poids du à l'inclinaison la valeur du facteur de la capacité portante N_γ devient négative est peut être donnée par :

$$N_\gamma = -2 \sin \beta \quad (1.68)$$

Pour ($\Phi=0$), avec $N_c = 5.14$ et $N_q = 1$ l'équation 1.45 prend la forme

$$q_u = c(5.14) \left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2$$

$$D'où q_u = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (1.69)$$

Solution suivant la méthode l'équilibre limite et l'analyse limite.

Saran, sud, et Handa[24] propose une solution pour déterminer la capacité portante ultime du fondation superficielle continue situé au-dessus d'un talus (où terrain en pente, voir Figure 1.30). En utilisant la méthode de l'équilibre limite, et l'approche par analyse limite. Selon cette théorie, pour semelle filante.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (1.70)$$

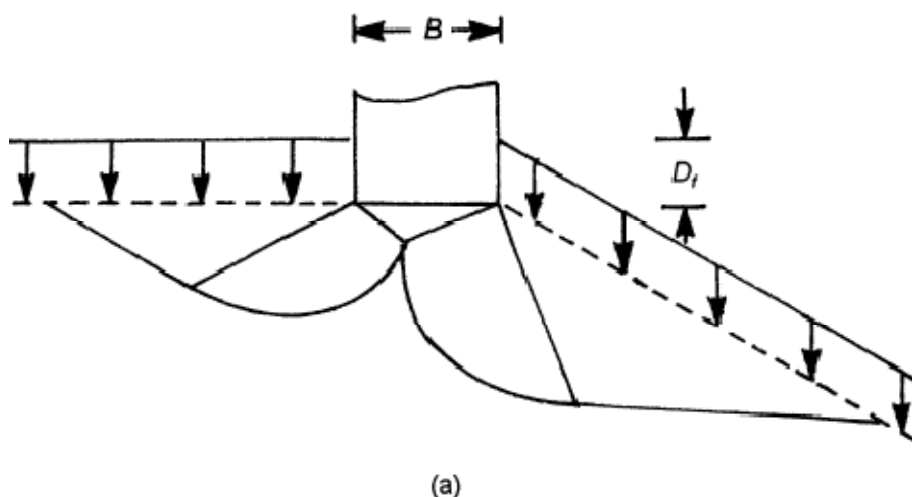
Avec $q = \gamma D_f$

En se référant aux notations utilisées dans la Figure 1.30. Les valeurs numériques de N_c et N_q et N_γ sont données par Meyerhof.

Comme indiqué sur l'équation (1.63 [$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$]); pour un sol grenu (c'est-à-dire, $c=0$)

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \quad (1.71)$$

Graham, Andrews, et Shields [25] propose une solution pour la détermination du facteur de la capacité portante, $N_{\gamma q}$, pour une fondation filante établie au-dessus d'un talus constitué de sol grenu, basé sur la méthode « des contraintes » Figure 1.34 montre l'allure de la zone de rupture.



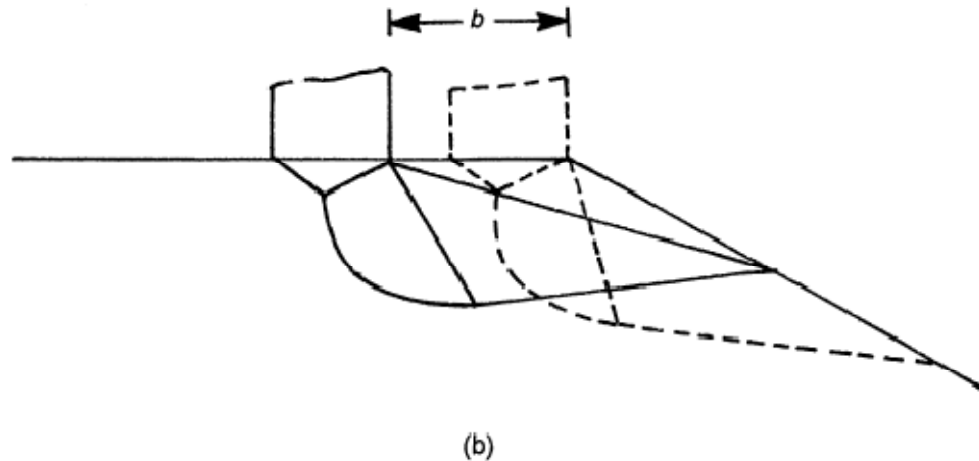


Figure 1.34 : schémas de la zone de la rupture (a) $D_f/B > 0$ (b) $b/B > 0$

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenue par cette méthode sont montrées sur les Figures 1.35, 1.36, et 1.37

1-3-5 FONDATION AU DESSUS D'UN TALUS -RELATIONS EMPIRIQUES BASEES SUR DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSES.

En 1988 **Gemperline [26]** rapporte les résultats de 215 essais en centrifugeuses sur une fondation continue établie en haut d'un talus constitué d'un sable avec cohésion. Basé sur ces 215 tests, Gemperline propose l'expression suivante pour la détermination de la capacité portante ultime d'une semelle continue.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Shields, Chandler, et Garnier [27] normalisent les valeurs du facteur $N_{\gamma q}$ proposées par Gemperline sous la forme suivante :

$$\frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8(1 - \tan \beta)^2 \left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta} \right] \right\} \times \left\{ 1 - 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \beta \left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta} \right] \right\} \quad (1.72)$$

Où $N_{\gamma qR}$: c'est la valeur $N_{\gamma q}$ pour une semelle filante de référence posée un plan horizontal et sans encastrement (c'est-à-dire $D_f/B = 0$ et $b/B = \infty$).

La valeur de $N_{\gamma qR}$ peut être obtenue par l'expression suivante

$$N_{\gamma qR} = (10^{0.1159\Phi - 2.386})(10^{0.34 - 0.2 \log B}) \quad (1.73)$$

Où Φ est en degrés et B en inch (1 in.= 2.54 cm)

Factor	β (deg)	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{b}{B}$	Soil friction angle, ϕ (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_y	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20			53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	0			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1111	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	0			165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1111	0	91.87	49.43	26.39				
	25			115.65	59.12	28.80				
	20			143.77	66.00	28.89				
	≤ 15			165.39	66.59	28.89				
	30	111	111	131.34	64.37	28.89				
	25			151.37	66.59	28.89				
	≤ 20			166.39	66.59	28.89				
	N_q	30	111	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60
20				12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	
≤ 10				81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	
30		111	111	28.31	24.14	22.5				
20				42.25	41.4	22.5				
≤ 10				81.30	41.4	22.5				
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	≤ 10			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	11111	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42		
	40			48.00	35.40	27.42	21.52	17.28		
	30			59.64	41.07	30.92	23.60	17.36		
	20			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36		
	≤ 10			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	11111	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40			51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	
	30			70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	
	20			93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	≤ 10			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1111	1111	53.65	42.47	35.00	24.72			
	40			67.98	51.61	36.69	24.72			
	30			85.38	57.25	36.69	24.72			
	≤ 20			95.20	57.25	36.69	24.72			

TABLEAU 1.5 : FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE SUIVANT L'ANALYSE DE SARAN, SEED , ET HANDA

CHAPITRE II : APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS RENFORCES

2-1 INTRODUCTION.

Renforcer un sol ; ou le stabiliser mécaniquement, est une technique de construction qui consiste à renforcer le sol par des éléments travaillant en traction comme des bandes métalliques, géotextiles , ou des géogrilles. Dans les années 60 , au laboratoire français des ponts et chaussée(LCPC) plusieurs recherches ont été conduites pour évaluer les effets avantageux de l'utilisation du « sol renforcé » comme technique de construction et Henri **Vidal [28]** fut un inventeur génial, ayant conçu la Terre Armée à partir de très peu de résultats expérimentaux ,tout ce qu'il avait prévu sur les caractéristiques et les avantages de son nouveau matériau, s'est révélé parfaitement exact.

Son invention, la Terre Armée, constitue un élément majeur parmi les différents apports faits dans le génie civil au 20ème siècle.

Les bandes métalliques utilisées pour le renforcement du sol sont en acier galvanisé, caractérisées par une corrosion lente, uniforme, vitesse dégressive, prévisible. 40 ans de recherches antérieures. Aucun échec.

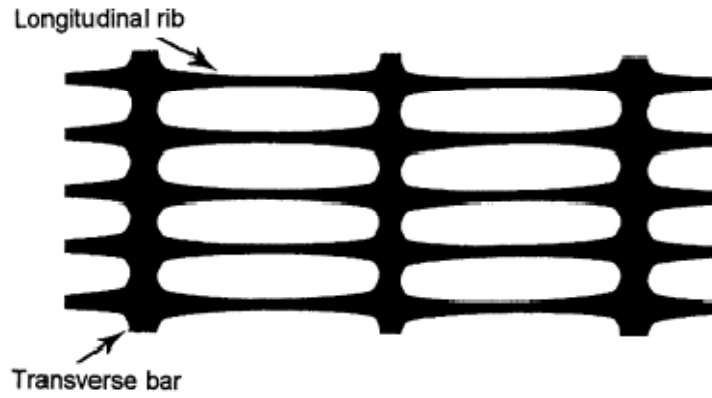
Les géotextiles et les géogrilles sont des matériaux non-biodégradables, ils sont fabriqués à partir de produit pétroliers tel que les polyesters, polyéthylènes, et polypropylène. Les fonctions principales pour un géo synthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géo synthétique peut remplir une double fonction.

2-2 : FONDATIONS SUR SOL GRANULAIRE RENFORCE PAR BANDES

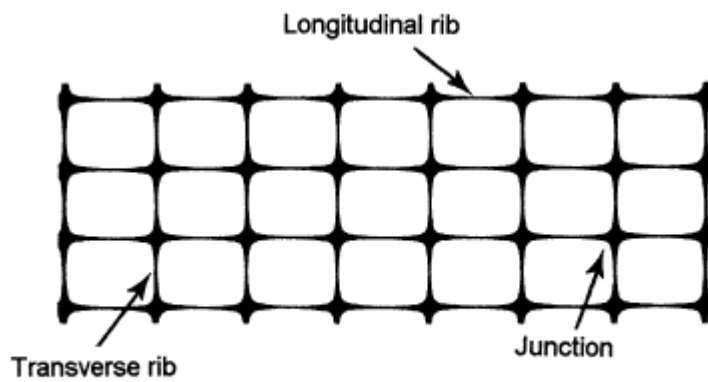
METALLIQUES

2-2-1 MODE DE RUPTURE.

Binquet and lee [29,30] ont conduit plusieurs essais au laboratoire et ont proposés une théorie pour la conception d'une semelle continue sur sable renforcé par bandes métalliques Figure 2.1 et ont définis les paramètres généraux de la procédure de conception, la largeur de la semelle continue est désignée par B. La première nappe de renforcement est placée à une distance u mesurée depuis le



(a)



(b)

Figure : 2.1 géogrilles (a) uni axial (b) Bi axial

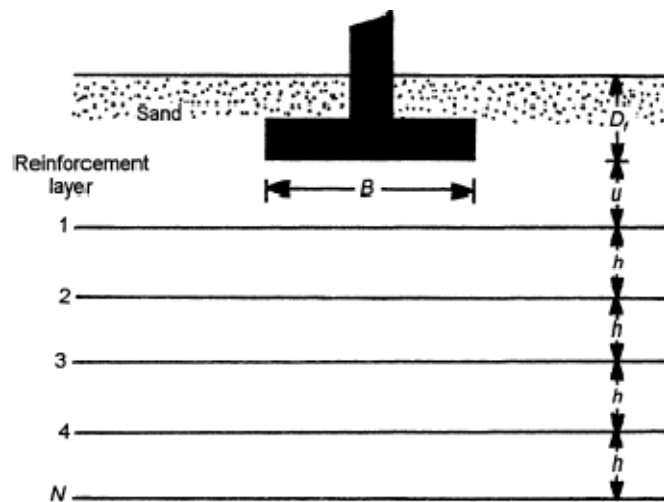


Figure 2.2 : Fondation sur sol granulaire renforcé par bandes métalliques

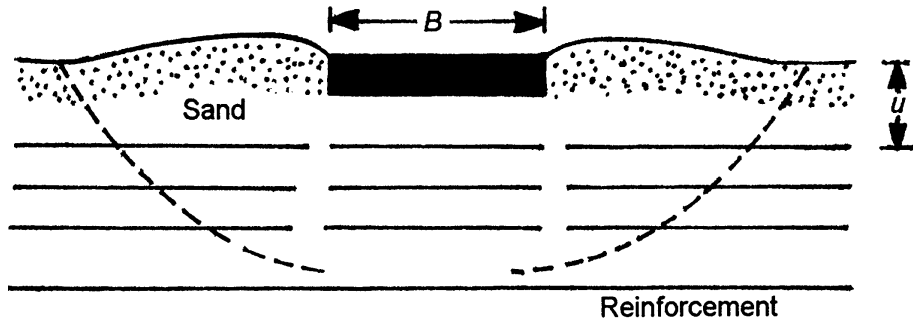


Figure 2.3 : rupture dans le sol renforcé et rupture des inclusions ($u/B < 2/3$ et $N > 4$)

bas de la semelle. La distance entre chaque nappe de renforcement est notée h , il a été établi expérimentalement [29,30] que le meilleur rendement dû au renforcement est obtenu quand le rapport (u/B) est inférieur à $2/3B$ et que le nombre des nappes de renforcements (N) est supérieur à 4 sont toute fois dépassée les 6 ou 7. si la longueur des inclusions (c'ad les bandes de renforcements) est suffisamment longue, la rupture se produit quand les inclusions cassent. Ce phénomène est présenté sur la Figure 2.3

La Figure 2.4 montre la condition idéale pour le développement de la rupture

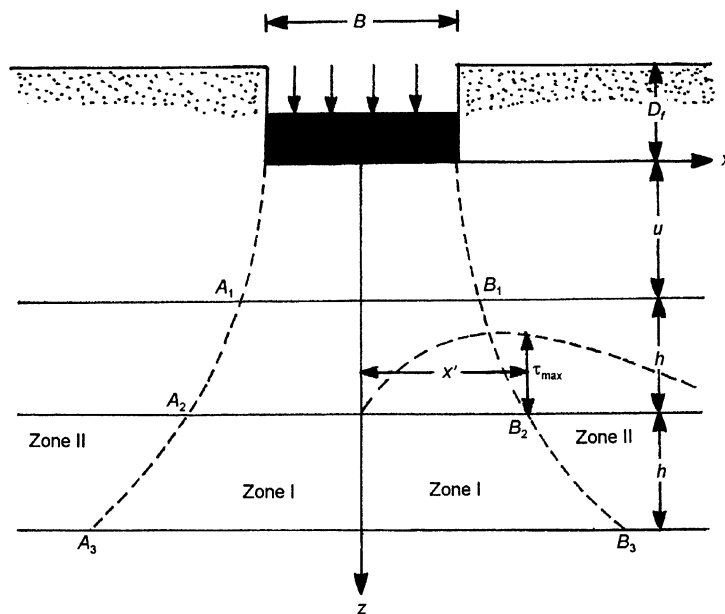


Figure 2.4 : surface de rupture dans le sol renforcé à charge ultime

Surface dans le sol renforcé qui le sépare en deux zones, la zone I immédiatement sous la fondation qui s'affaisse en accompagnant la semelle durant l'application de la charge. Dans la zone II le sol est repoussé latéralement puis se soulève. Les points A_1, A_2, A_3, \dots et B_1, B_2, B_3, \dots qui définissent les limites entre les zones I et II et où se produit le maximum de contrainte de cisaillement dans le plan xz . la distance $x=x'$ des points mesurée depuis le centre la ligne verticale passant par le centre de la fondation où se produit le maximum de la contrainte de cisaillement est une fonction de z/B ceci est montré en forme non-dimensionnelle Figure 2.5

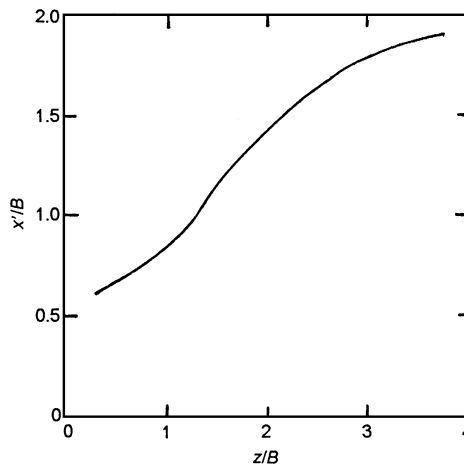


Figure 2.5 : variation de x'/B en fonction z/B

2-2-2 EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE RENFORCEMENTS

Afin de déterminer les efforts qui se développent dans les renforts **Binquet et Lee. [30]** ont pris les hypothèses suivantes :

1 -sous l'application d'une certaine pression par la fondation chargée les éléments de renforcement aux A1, A2,A3... et B1, B2, B3.... Figure 2.4 prennent la forme comme indiqué sur la fig. 2.6a c'a d que les renforts (inclusions) tournent de deux angles droit sur chaque face de la zone I autour de poulies (roues) à friction.

2-pour N couches de renforcements le rapport de la charge par unité de surface due à la fondation chargée sur sol renforcé q_R sur cette même charge par unité de surface de la semelle sur sol non renforcé est **considéré constant**, quelque soit le niveau de tassement « S_e » (voir Figure 2.6b) Binquet et Lee valident cette relation par les résultats d' essais au laboratoires .

Avec les hypothèses citées ci-dessus on peut voir que :

$$T = \frac{1}{N} \left[q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (\alpha B - \beta h) \right] \quad (2.1)$$

Où

T = force par unité de longueur au niveau des renforts (inclusions) à la profondeur z (KN/m)

N = nombre de couches de renforcements

q_0 =c'est la charge par unité de surface de la fondation sur sol non renforcé correspondant à un niveau de tassement $S_e = S'_e$.

q_R =c'est la charge par unité de surface de la fondation sur sol renforcé correspondant à un niveau de tassement $S_e = S'_e$.

α, β = paramètres fonction du rapport z/B .

Les variations de α et β en fonction de z/B sont montrées sur la Figure 2.7 et 2.8 respectivement.

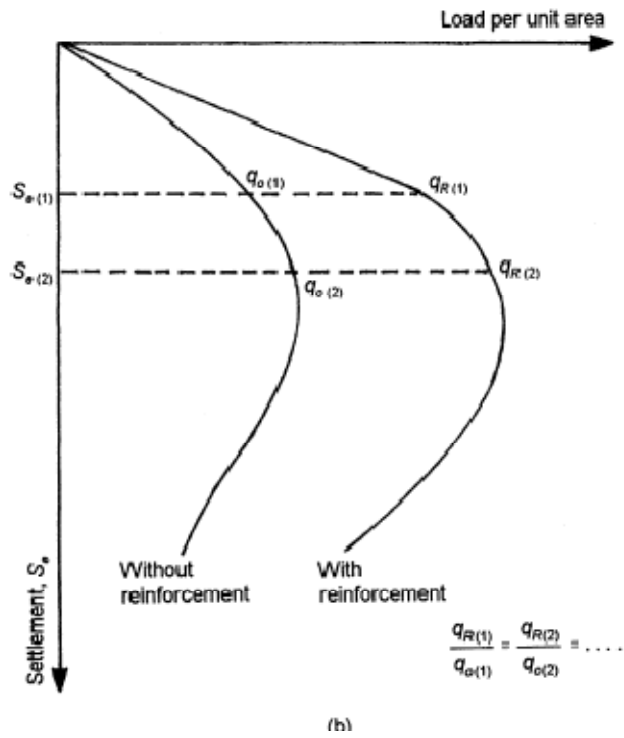
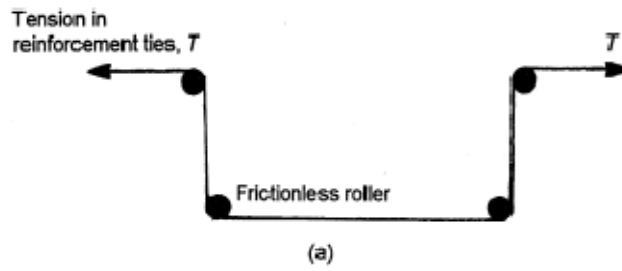


Figure 2.6 : hypothèses pour le calcul des efforts dans les inclusions

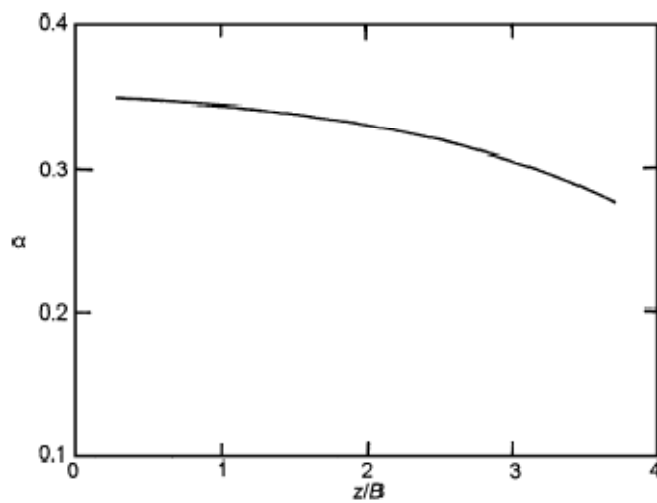


Figure 2.7 : variation de α en fonction de z/B

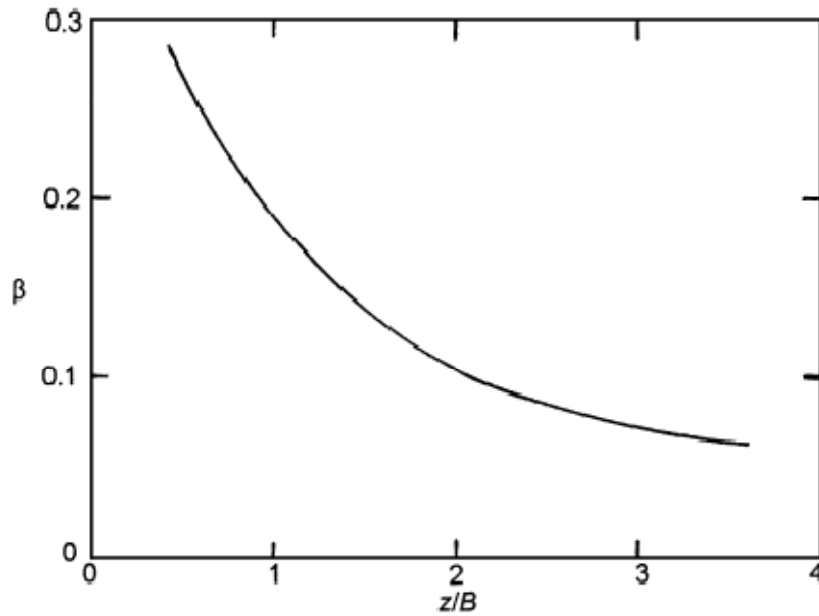


Figure 2.8 : variation de β en fonction de z/B

2-2-3 FACTEUR DE SECURITE VIS-A-VIS DE LA RUPTURE ET L'ARRACHEMENT.

Dans la conception de la fondation, il est essentiel de déterminer si les inclusions souples ne remplissent pas leurs fonction soit par rupture ou arrachement (glissement) .prenons la largeur d'une seule inclusion (à angles droits sur section transversale voir fig. 2.9) soit w et son épaisseur t . si le nombre des inclusions par unité de longueur de la fondation placées à n'importe profondeur z est égale à n , ainsi le facteur de sécurité vis-à-vis de la possibilité de rupture de l'inclusion (FS_B) .

$$FS_B = \frac{wtnf_y}{T} = \frac{tf_y(LDR)}{T} \quad (2.2)$$

Ou f_y = limite de rupture de matériaux

$$LDR = \text{rapport de la densité linéaire} = wn \quad (2.3)$$

La Figure 2.9 montre une couche de renforcement située à une profondeur z , la résistance par friction (frottement) vis-à-vis glissement (sol -inclusion) à cette profondeur peut être calculer comme suite.

$$2 \tan \phi_\mu \left[wn \int_{x=x'}^{x=X} \sigma dx + wn\gamma(X - x')(z + D) \right] \quad (2.4)$$

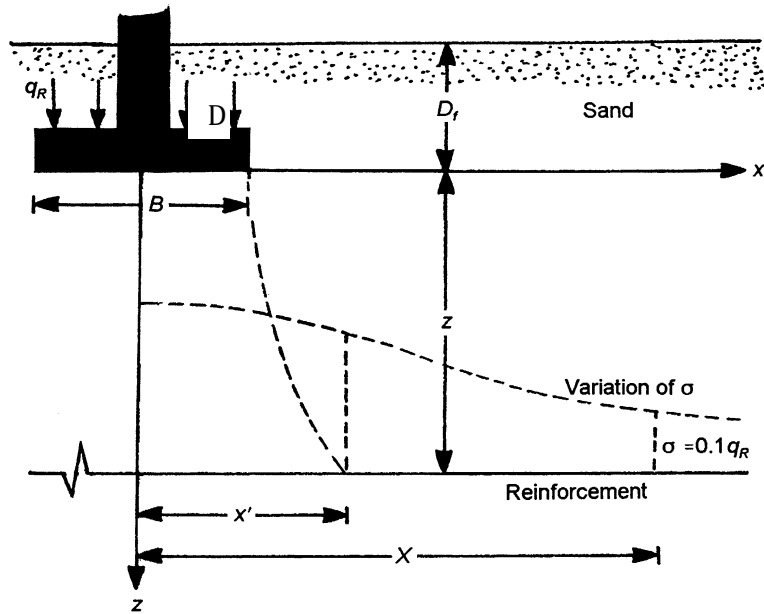


Figure 2.9 : résistance (par frottement) vis-à-vis du glissement

Avec

ϕ_μ = angle de frottement de l'interface sol – inclusion

σ = Contrainte effective à la profondeur z sous charge uniforme par unité de surface q_R appliquée à la fondation.

X = distance à la quelle $\sigma = 0.1 q_R$.

D = ancrage de la fondation

Γ = poids volumique du sol

Notons que le second terme (à droite) de l'équation (2.4) est dû au fait que adhérence (résistance par frottement) provient des deux faces de l'inclusion (le haut et le bas) donc à partir de l'équation 2.4

$$F_p = 2 \tan \phi_\mu (LDR) \left[\delta B q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (X - x) (z + D) \right] \quad (2.5)$$

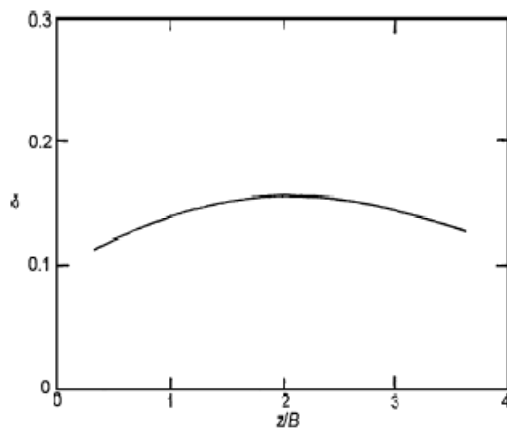


Figure 2.10 : variation de δ en fonction de Z/B

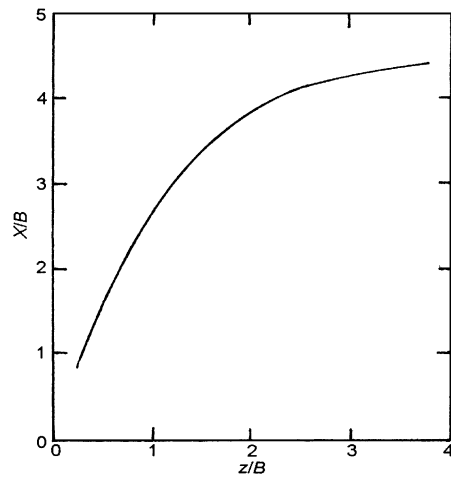


Figure 2.11 : Variation de X/B versus z/B

Le terme δ est fonction du rapport z/B comme indiquée sur la Figure 2.10 La Figure 2.11 illustre la courbe de X/B en fonction de z/B , ainsi à une profondeur donnée z , le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement des inclusions FS_p , peut s'écrire :

$$FS_p = F_p/T \quad (2.6)$$

2-3 FONDATIONS SUR SOLS RENFORCES PAR GEOTEXTILES

2-3-1 RESULTATS D'ESSAIS SUR MODELES REDUITS.

Les résultats d'un nombre limité d'essais sur modèles réduits commencé vers le milieu des années 80 pour déterminer la capacité portante de fondation (sans ancrage c'ad $D=0$) reposant sur sols renforcés par géotextiles peuvent être trouvés dans la littérature. **Guido et al [31]** rapporte les résultats de plusieurs essais sur des semelles carrées mesurant $0.31\text{m} \times 0.31$ (BxB) supportée par un sable lâche et sable de moyenne densité renforcé par plusieurs couches de géotextiles (non tissé)(taille bxb)

La Figure 2.12 montre les paramètres géométriques du problème (en considérations) et la Figure 2.13 montre quelques résultats de ces essais.

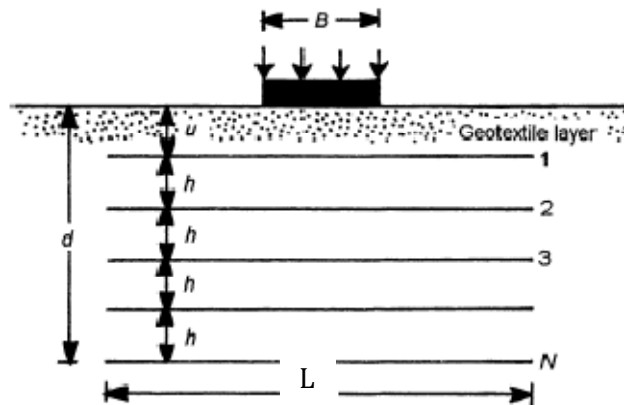


Figure 2.12 : fondation sur sol renforcé par géotextiles

Pour les résultats illustrés sur la Figure 2.13 les paramètres de l'essai étaient les suivants :

Densité relative du sable $Dr = 50\%$

Largeur de la couche de renforcement $L = 0.62\text{m}$; $L/B = 0.2$; $u/B = 0.5$ et $h/B = 0.25$

Des essais similaires ont été réalisés sur modèle réduit pour semelle continue ($D=0$) supportée par une argile saturée ($\Phi=0$) renforcé par (géotextiles), les résultats sont rapportés par **Sakti et Das [32]**.

La courbe charge- tassement pour quelques un de ces essais sont illustrés sur la Figure.2.13 Pour ces essais les paramètres suivants sont appliqués :

Largeur de la semelle continue : 76.2 mm cohésion non drainée de l'argile : $C_u=22.5 \text{ KN/m}^2$ et $u/B= h/B=0.33$

Ces essais montrent clairement que la capacité portante de la fondation croit quand les géotextiles sont utilisés.

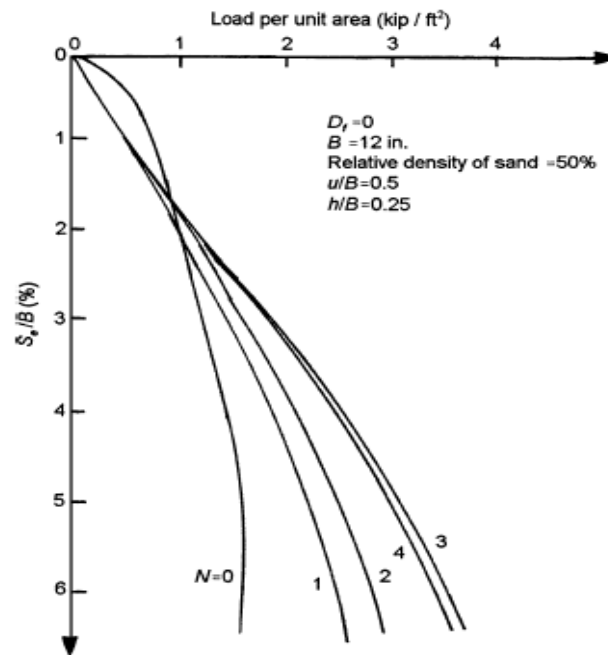


Figure 2.13 Résultats des essais sur modèles réduits de Guido et al. [4] d'une semelle carrée sur sable renforcé par géotextiles

2-3-2 COMMENTAIRES SUR LE RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILES

Le renforcement par des géotextiles contribue à augmenter la capacité portante ultime de la fondation sur sable et sur argile saturée, cependant, à faible niveau du tassement de la semelle, le renforcement par géotextiles contribue à peine à l'amélioration de la capacité portante, ceci est dû d'abord à ce que les géotextiles sont confectionnés à partir de matériaux flexibles. Un tassement suffisant de la semelle est nécessaire pour donner aux couches de géotextiles et qu'une tension se développe dans les géotextiles afin de résister aux contraintes transmises par la semelle. La conception de semelles avec une largeur B supérieure à 1 mètre, seront conditionnées par le tassement admissible de la semelle plutôt que par capacité portante ultime. C'est la raison pour la quelle le renforcement par géotextiles n'est pas recommandé pour améliorer la capacité portante.

2-4 : FONDATIONS SUR SOL RENFORCE PAR DES GEOGRILLES

2-4-1 PARAMETRES GENERAUX

Les géogrilles sont des matériaux plus raides que les géotextiles, ainsi depuis le milieu des années 80 un certain nombre de recherches (tests sur prototypes aux laboratoires) relatent l'amélioration de la capacité portante « admissible » des fondations superficielles sur sol renforcé par plusieurs couches de géogrilles. Les résultats obtenus semblent prometteurs. Dans cette section les paramètres généraux du problème sont définis.

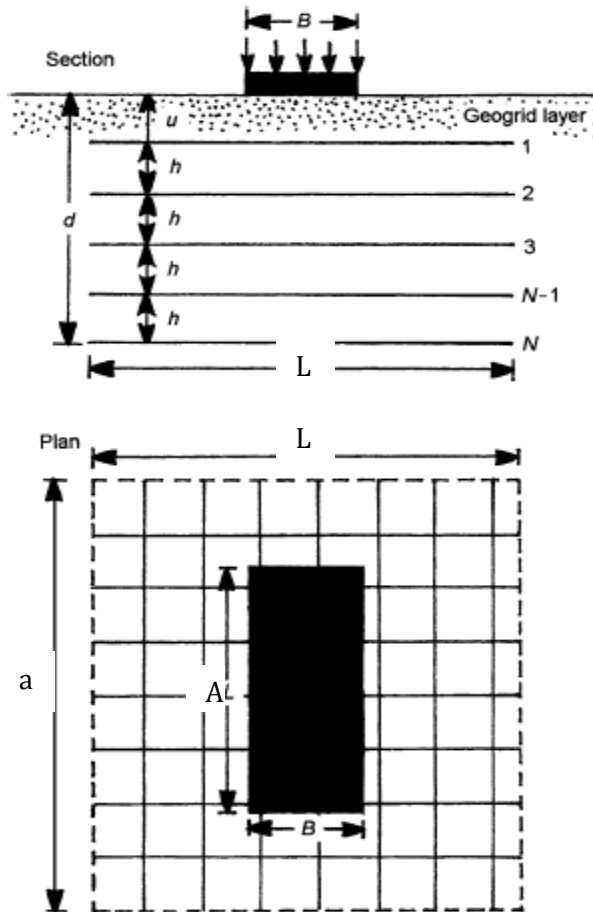


Figure 2.14 : paramètres géométriques d'une fondation rectangulaire sur sol renforcé par géo grilles

La Figure 2.14 montre les paramètres géométriques généraux d'une fondation rectangulaire sur un sol renforcé par plusieurs couches (nappes) de géogrilles. la taille de la semelle est BxA (largeur B, longueur A) et la taille des géogrilles est Lxa (largeur L, longueur a). La première couche se trouve à une profondeur u à partir du bas de la fondation, et la distance verticale séparant deux couches successives de géogrilles est notée h . la profondeur totale du renforcement est notée d ainsi

$$d = u + (N-1)h \quad (N = \text{nombre de couches de renforcements}) \quad (2.7)$$

Le bénéfice en termes de capacité portante apporté par le renforcement du sol par géogrilles, peut être exprimé par un paramètre non dimensionnel appelé BCR (bearing capacity ratio). Ce paramètre BCR peut être exprimé soit en terme de capacité portante ultime (de rupture) ou en terme de capacité portante admissible (correspondant à un niveau tassement donné de la fondation)

La Figure 2.15 : illustre l'aspect de la courbe charge-tassement de la fondation simultanément pour le cas de sol renforcé ou non par géo-grilles. Basé sur concept le rapport de la capacité portante BCR peut être défini ainsi :

$$BCR_u = \frac{q_u(R)}{q_u} \quad (2.8)$$

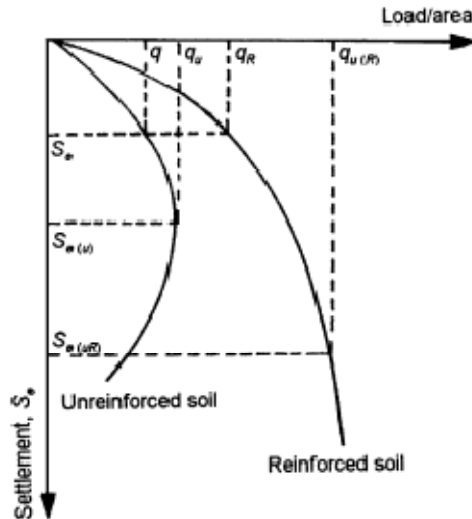


Figure 2.15 : nature générale des courbes charge-tassements d'une fondation sur sol renforcé ou non par géogrilles.

Et

$$BCR_s = \frac{q_R}{q} \quad (2.9)$$

Avec BCR_u = rapport de la capacité portante exprimé la charge ultime

BCR_s = rapport de la capacité portante un niveau de tassement donné S_e de la fondation.

Pour une fondation donnée, et des valeurs données de L/B , a/B , u/B et h/B l'amplitude du BCR_u croit avec le rapport d/B et atteint une valeur maximale notée $(d/B)_{cr}$ au-delà de laquelle la capacité demeure pratiquement constante. Le terme $(d/B)_{cr}$ est la valeur critique du rapport de la profondeur du renforcement. Pour des valeurs données des rapports a/B , u/B , h/B et d/B , BCR_u atteint un maximum à $(L/B)_{cr}$ lequel est appelé rapport de largeur critique, de même le rapport de longueur $(a/B)_{cr}$ peut être établi (avec des valeurs données de L/B , u/B , h/B et d/B) pour une valeur maximale de BCR_u ce concept est schématiquement illustré sur la Figure 2.16

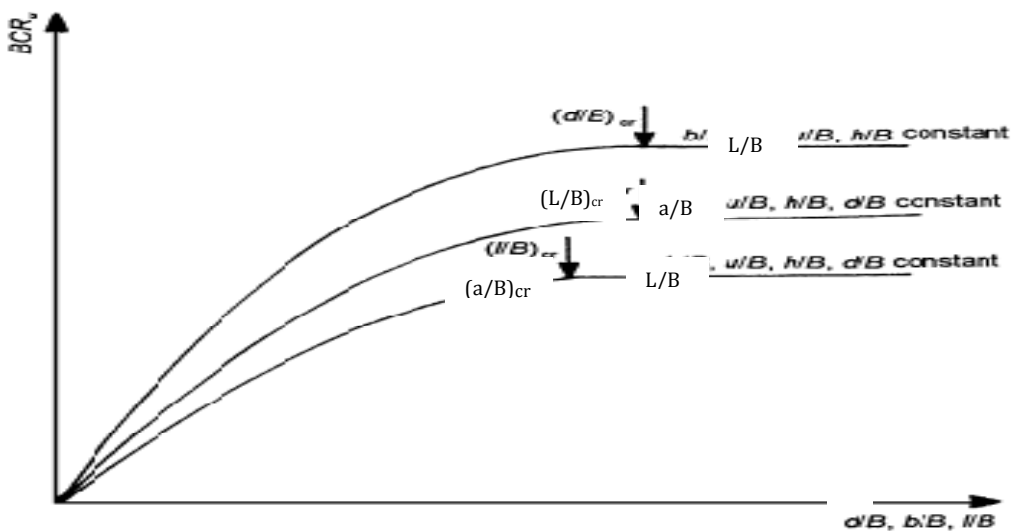


Figure 2.16 : définition des facteurs critiques non-dimensionnels $(d/B)_{cr}$, $(L/B)_{cr}$, et $(a/B)_{cr}$.

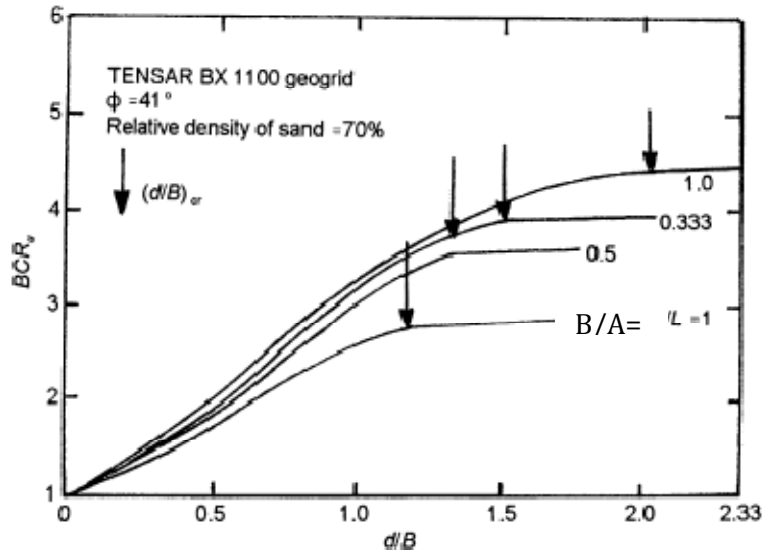


Figure 2.17 : variation de BCR_u en fonction de d/B d'après Omar et al [33].

Comme exemple la fig. 2.17 montre la variation of BCR_u en fonction de d/B pour quatre modèles de semelles. ($B/A=0, 1/3, 1/2$, et 1). Comme rapporté par Omar et al [33] et Yetimoglu, [34], il a été aussi démontré à partir d'essais en laboratoire sur prototypes [33,34] que pour fondation donnée, si L/B , a/B , d/B , et h/B sont pris constant, la nature de la variation du BCR_u est montrée sur la Figure (2.18).

Initialement (zone1) BCR_u amplifie en fonction de u/B jusqu'à une valeur maximale $(u/B)_{cr}$. Pour $u/B < (u/B)_{cr}$, l'amplitude du BCR_u décroît (zone 2). Pour $u/B > (u/B)_{max}$ le graphe de BCR_u versus u/B s'aplatit (zone 3)aplatit la présente compréhension (en général) comprendre parmi les investigations, et cela, dans la zone 1 et 2, la nature de la surface de repture dans le sol est illustrée sur la Figure 2.19 a. Dans la zone 1 initial accroissement du BCR_u avec u/B est du à l'accroissement de la prèssion de confinement sur les couches des géo-grilles. dans la zone 3 [c'a d $u/B \geq (u/B)_{max}$] la surface de rupture dans le sol au-dessous de la fondation localisé complètement au-dessus de la première couche des geo-grilles laquelle agit comme une base rugeuse semi-rigide (fig 2.19 b).

2-4-2 RELATIONS DES FACTEURS CRITIQUES NON-DIMENSIONNELS

POUR UNE FONDATION SUR SABLE RENFORCE PAR GEO-GRILLES.

Basé sur les résultats de leurs tests sur prototypes et d'autres résultats ; **Omar et al [33]** développèrent les relations empiriques pour les facteurs critiques non-dimensionnels $(d/B)_{cr}$, $(L/B)_{cr}$, et $(a/B)_{cr}$ décrit dans la section précédente.

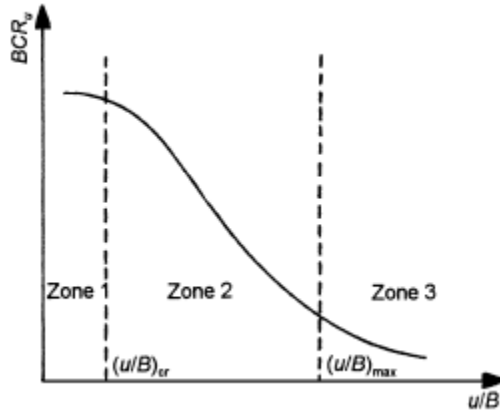


Figure - 2.18 : Variation du BCR_u en fonction de u/B .

$$u/B < (u/B)_{\max} ; \text{ (b) } u/B = (u/B)_{\max}$$

Facteur du rapport critique de profondeur (d/B)

$$\left(\frac{d}{L}\right)_{cr} = 2 - 1.4 \left(\frac{B}{A}\right) \quad (\text{pour } 0 \leq \frac{B}{A} \leq 0.5) \quad (2.10)$$

$$\left(\frac{d}{L}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{A}\right) \quad (\text{pour } 0.5 \leq \frac{B}{A} \leq 1) \quad (2.11)$$

Les précédentes relations suggèrent que l'accroissement de la capacité portante se réalise seulement quand la profondeur du renforcement ne dépasse pas $2B$ pour une semelle continu et $1.2B$ pour une semelle carrée.

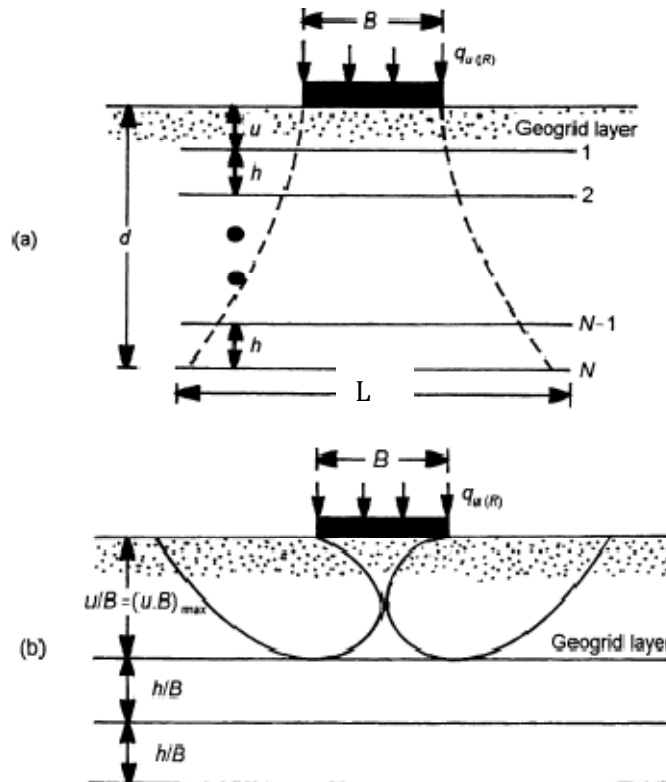


Figure 2.19 : surface de rupture dans le sol renforcé par des géogrilles sous la fondation

Facteur de largeur critique

$$\left(\frac{L}{B}\right)_{cr} = 8 \sim 3.5 \quad (2.12)$$

Suivant l'équation 2.12, $(L/B)_{cr}$ est de l'ordre de **8** pour une semelle continue et de l'ordre de 4.5 pour une semelle carrée. il est utile de rappeler que généralement qu'avec d'autres paramètres restant constants, de l'ordre de 70% ou plus du BCR_u est réalisé avec $L/B \approx 2$, le reste c'est à d 30 % du BCR est réalisé quand L/B croit de 2 jusqu'à la valeur de $(L/B)_{cr}$

Facteur de longueur critique

$$\left(\frac{a}{B}\right)_{cr} = 3.5$$

La valeur de $(u/B)_{max}$ est recommandée par **Binquet et Lee [29,30]** est de l'ordre de 0.67, cependant les résultats de tests sur prototypes de **Guido et al [35]** pour une semelle carrée et de **Omar et al [36]** pour semelle filante (continue) montre que $(u/B)_{cr}$ est approximativement varie de 0.25 à 0.4.

2-4-3 RELATION ENTRE LE BCR_u ET BCR_s (POUR LE SABLE).

Il a été signalé que pour la plupart des semelles dont la largeur dépasse le mètre ($B \geq 1m$) sera généralement conditionnée par le niveau du tassement admissible S_e . pour cette raison il est important de déterminer BCR_s pour plusieurs valeurs du tassement (voir la définition dans l'équation 2.9 et sa relation avec BCR_u).

Omar et al [36] pour établir une relation entre BCR_u et BCR_s , ont effectués plusieurs essais au laboratoire sur des semelles carrées et des semelles continues (avec $D = 0$) supportées par un sable non renforcé puis un sable renforcé par géo-grilles.

Pour ces tests, les caractéristiques pour le sable et le modèle de fondations étaient :

$B = 76.2$ mm

Densité relative du sable, $D_r = 70$ %

Angle de frottement du sable $\Phi = 40.3$ °

Dimensions de la semelle carrée 76.2mm x 76.2 mm

Largeur de la semelle continu = 76.2 mm

Géogrille utilisé : TENSAR BX 100

Les paramètres non-dimensionnels u/B , L/B , et d/B étaient variés durant ces tests. La Figure 1.60 montre les courbes typiques du BCR_u et BCR_s versus d/B .

La variation du BCR_s montré sur la Figure 2.20 est la courbe moyenne pour $S_e/S_e(u) = 0.25, 0.50$ et 0.75 [$S_e(u)$ = tassement correspondant à la charge ultime pour le sable non renforcé] aussi la dispersion des résultats expérimentaux étaient relativement petite. Basée sur les résultats de cette étude il a été démontré que (pour $u/B = 0.25$ à 0.4).

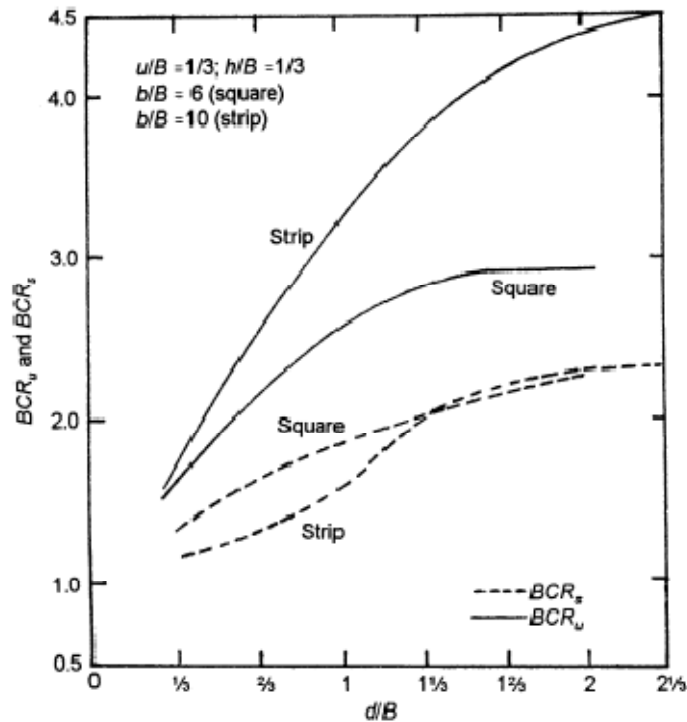


Figure 2.20 : courbes des paramètres BCR_u et BCR_s avec d/B (d'après Omar et al [36])

(Note : les courbes pour BCR_s est une moyenne pour $S_e/S_{e(u)} = 0.25, 0.5$ et 0.75)

$$BCR_u = 1.7 \text{ à } 1.8 BCR_s \text{ pour } B/A = 0 \text{ et } S_e/S_{e(u)} \leq 0.75 \quad (2.13)$$

Et

$$BCR_s = 1.4 \text{ à } 1.45 BCR_u \text{ pour } B/A = 1 \text{ et } S_e/S_{e(u)} \leq 0.75 \quad (2.14)$$

2-4-4. FACTEURS (NON-DIMENSIONNELS) CRITIQUES POUR UNE FONDATION SUR ARGILE RENFORCE PAR GEO-GRILLES ($\Phi=0$ CONDITION).

Des tests grandeur nature et aux laboratoires sur modèles réduits pour pouvoir déterminer la capacité portante d'une fondation supportée par une argile saturée sont relativement rares. **Shin et al. [37]** rapporte quelques résultats d'essais au laboratoire lesquels afin de déterminer les paramètres non-dimensionnels cités ci-dessus. Ces essais étaient réalisés sur des semelles filantes ($D=0$, $B/A=0$) supportées par une argile saturée ayant une limite de liquidité de 44 % et un indice de plasticité $I_p = 20\%$; et des géogrilles TENSAR BX 1100 ont été utilisés pour le renforcement de l'argile. D'après cette étude, les conclusions suivantes étaient tirées :

1. pour tous les cas

$$BCR_u = BCR_s = BCR \text{ (pour } S_e/S_{e(u)} \leq 1) \quad (2.15)$$

2. $(u/B)_{cr} \approx 0.4$. Ce facteur est déjà illustré dans la Figure Fig. 2.21. Notons que, pour toutes les valeurs de L/B , la valeur du BCR croît à partir de $u/B = 0.25$ to $u/B = 0.4$ puis décroît par la suite.

3. $(u/B)_{max} \approx 0.9$ to 1.0 .

4. rapport de largeur critique : $(L/B)_{cr} \approx 4.0$ to 4.5 . Ceci apparaît être clairement sur la Fig. 2.21.

5. rapport de la profondeur de renforcement critique : $(d/B)_{cr}$ # 1.8. Voir Fig. 2.22. il à noté que $(d/B)_{cr}$ est indépendant de la cohésion non drainé de l'argile (c_u) .

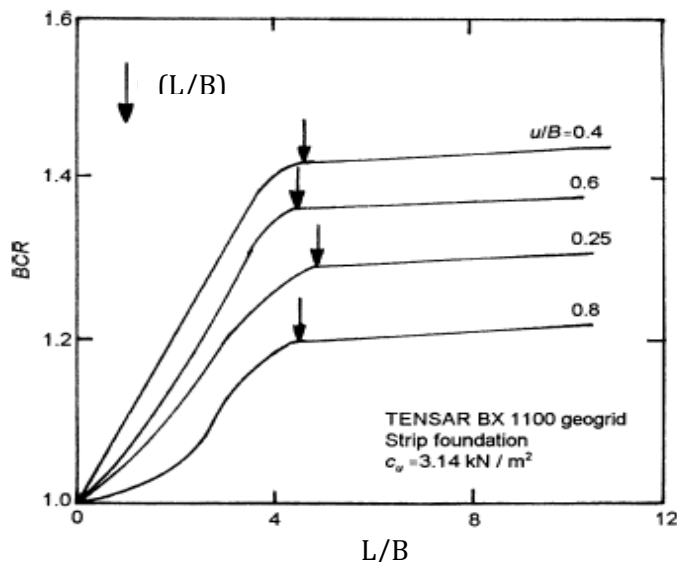


Figure 2.21 : Variation du BCR en fonction de L/B (d'après Shin et al. [37]) (Note: $h/B = 1/3$ and $N = 4$)

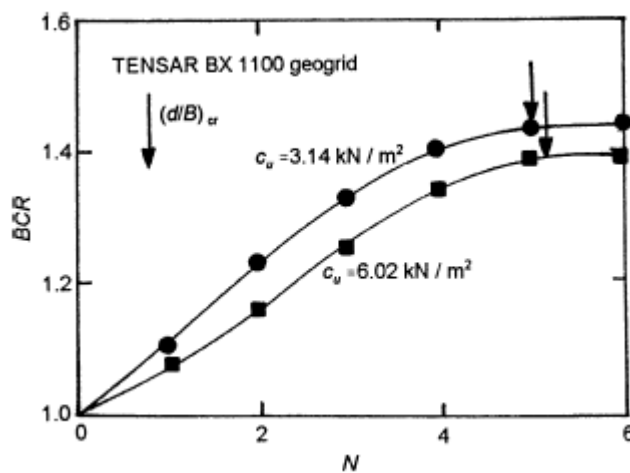


Figure 2.22 : variation du BCR en fonction de N (d'après Shin et al.) (Note: $L/B = 4$, $u/B = 0.4$, $h/B = 1/3$)

2-4-5 CONCLUSION

La plupart des données disponibles concernant la capacité portante ultime et la capacité portante admissible pour les fondations superficielles **sur sols renforcé par des géogrilles (terrain horizontal)** est basé sur des essais sur modèles réduits. Plus récemment **Adams et Collin[38]** ont effectué des essais sur des modèles grandeur nature de fondations sur sable renforcé par géogrilles , les résultats obtenus ont été utilisé pour vérifier les essais au laboratoire. Aussi **Huang et Meng [39]** récemment ont proposés une théorie sur la capacité portante ultime pour les fondations sur sable renforcé par des géogrilles est basée sur l'effet large bloc (wide -slab effect) .cependant, plus de recherches sont nécessaires pour développer la théorie de la capacité portante et cela prendra en compte le mode de rupture dans le sol, la résistance et la raideur des géogrilles , ainsi que **l'effet d'échelle**.

CHAPITRE III : DIFFERENTS PROCEDES DE STABILISATION DES TERRAINS EN PENTE.

3-1 INTRODUCTION

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage.

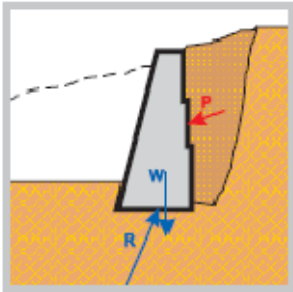
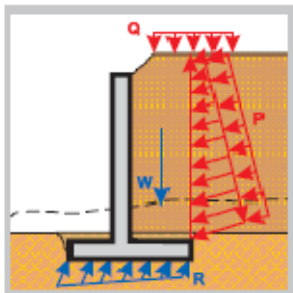
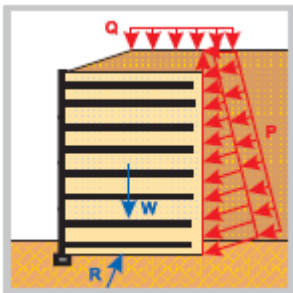
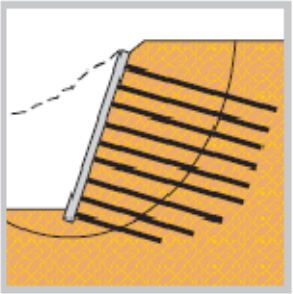
L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres

Ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural).

Les principaux types d'ouvrages sont illustrés sur le tableau 3.1

Différentes techniques de soutènement			
	Variantes Possibles	Domaine d'emploi	Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée
<p>Mur Poids</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - En béton, - En pierres sèches ou maçonnées, - En gabions, - Poutres préfabriquées en béton armé, - Poutres en bois (végétalisables), - En éléments préfabriqués (caissons, cellules fleuries, ...) - Etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage rustique facilement réalisable, - Bonne intégration dans le site, - Sol moyen à bon.
<p>Mur en Béton Armé</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Bèche dans la semelle, - Contreforts extérieurs ou intérieurs, - Console, - Tirants, - Fondation sur pieux. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors d'eau, - Culée de pont. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P., - Un sol moyen à bon est exigé.
<p>Mur en Sol Renforcé</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Armatures métalliques ou en polymères, - Renforcement par nappes de géotextiles. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage essentiellement en remblai, - Culée, culée mixte, - Massif souple s'adaptant aux différents terrains de fondation. 	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage facilement réalisable par une entreprise en suivant soigneusement les procédures. - Un sol moyen voire médiocre peut convenir.
<p>Massif Cloué</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Clous injectés, - Clous battus, - Parement souple ou rigide. 	<ul style="list-style-type: none"> Ouvrage exclusivement en déblai et hors d'eau, - Technique employée pour le renforcement d'ouvrages existants, - Technique souvent employée pour des soutènements provisoires. 	<ul style="list-style-type: none"> Sa réalisation demande un certain savoir-faire, - Un sol de moyenne qualité peut convenir.

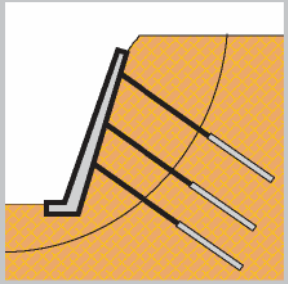
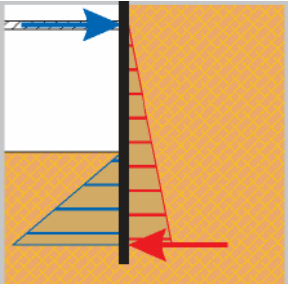
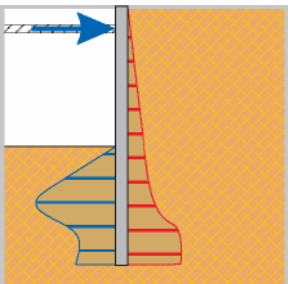
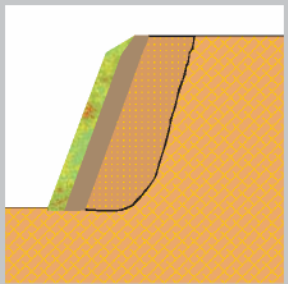
Différentes techniques de soutènement (suite)			
	Variantes Possibles	Domaine d'emploi	Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée
<p>Voile et poutres Ancrés</p> 	<p>-voile situé dans même plan ou dans des plans décalés(gradins)</p>	<p>-Ouvrages de soutènement en déblai. -Ouvrage de stabilisation -Poutres ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité d'un ouvrage réalisé en remblai</p>	<p>-la réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée. -Presque tous les terrains peuvent convenir avec plus ou moins de problèmes délicats à résoudre.</p>
<p>Rideau de Palplanches Métalliques</p> 	<p>-simplement encastré . -Boutonné ou ancré</p>	<p>En présence d'eau : -Ouvrage de soutènement (mur de quai, soutien de rives et protection de berges) -Ouvrages d'étanchement (batardeau). Site terrestre : -Blindage de fouille sur la nappe, mur de soutènement culée de pont.</p>	<p>- Sa réalisation exige l'intervention d'une entreprise spécialisée. -Le battage demande un sol meuble et sans obstacles</p>
<p>Paroi en béton</p> 	<p>-Simplement encastrée -Boutonnée ou ancrée -Paroi moulée -Paroi préfabriquée</p>	<p>Bâtiment : -Parking souterrains en sous-sol d'immeubles Génie civil : -soutènement de trémies et de tranchées, piédroit de tranchées couvertes, blindages de fouilles</p>	<p>Ce sont des ouvrages qui peuvent être réalisées dans pratiquement tous les terrains à condition de prendre les précautions nécessaires</p>
<p>Autres techniques</p> 	<p>Paroi végétalisées à forte pentes -mur poids -mur en sol renforcé Voilé ancré</p>	<p>-Elargissement des voies en site naturel</p>	

Tableau 3.1 Différentes techniques de soutènement

3-2-MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTETIQUES

L'utilisation des géotextiles synthétiques dans le génie civil remonte aux années 1960, avec une utilisation limitée essentiellement alors à un rôle de filtre anticontaminant.

Ce n'est qu'au cours des années 1970 que leur utilisation en renforcement des sols commence à se développer. C'est à partir du début des années 80 qu'on trouve quelques exemples d'applications (barrages renforcés, soutènements, déversoirs).

3-2-1 FONCTIONS DES GEOSYNTHETIQUES

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques

spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport. On distingue communément les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction.

Séparation : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente,

maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes.

Filtration : le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du

système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

Drainage : le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais préchargés.

Renforcement : le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes

verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

Confinement des (barrières aux) fluides/gaz : le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en capsulage de sols gonflants et confinement de déchets.

Contrôle de l'érosion : le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.

Des géotextiles sont utilisés dans d'autres applications. Par exemple ils sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection pour éviter (par réduction des contraintes au point de contact) le poinçonnement des géomembranes par les pierres du sol adjacent, les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service. Des géotextiles ont été utilisés comme couverture journalière pour prévenir la dispersion ou la perte de déchets par le vent ou les oiseaux sur la zone de travail des installations de stockage de déchets solides. Des géotextiles ont également été utilisés pour des coffrages souples à béton et pour des sacs de sable.

Des géotubes cylindriques sont fabriqués à partir de doubles couches de géotextiles et remplis hydrauliquement afin de créer des talus de digues littorales ou pour assécher des boues.

3-2-2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT ET DOMAINE D'EMPLOI

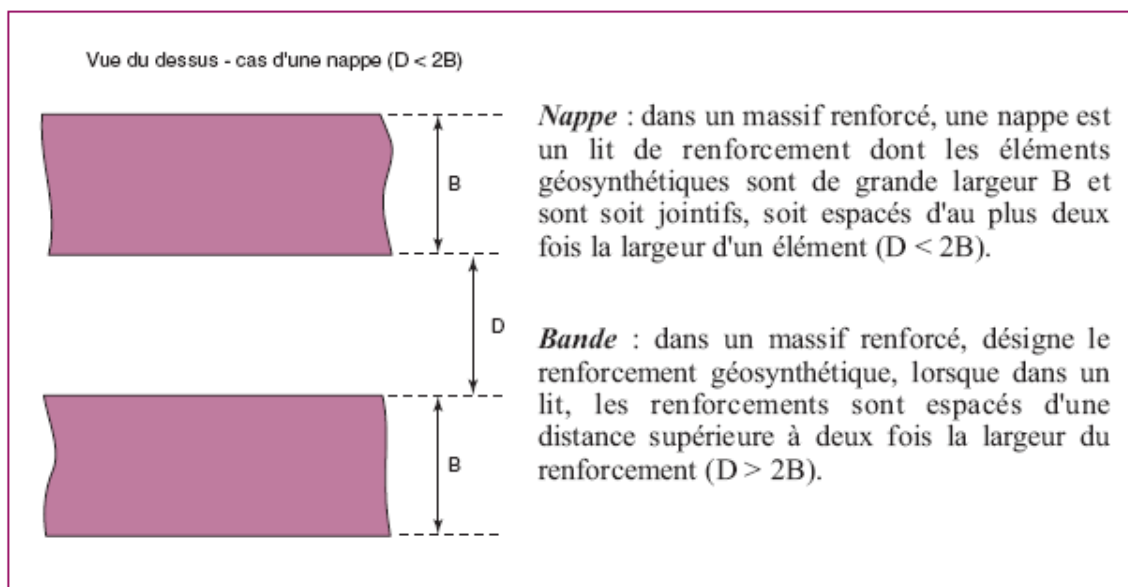
3-2-2.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre les quelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou bande

Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle.

Comme le montrent les Figures 3.1 et 3.2 le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction. Différentes technologies peuvent être utilisées pour constituer le parement. On peut mettre en place, par exemple :



- un parement constitué de panneaux de pleine hauteur, généralement non liaisonnés aux éléments de renforcements géosynthétiques et servant uniquement de protection (Fig.3.1)*
- un parement constitué d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement (bandes géosynthétiques).*
- un parement cellulaire, constitué d'éléments empilés (généralement, des blocs préfabriqués).*

Les renforcements sont fixés au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincés entre deux blocs ;

une protection par végétalisation (Fig.3.2).

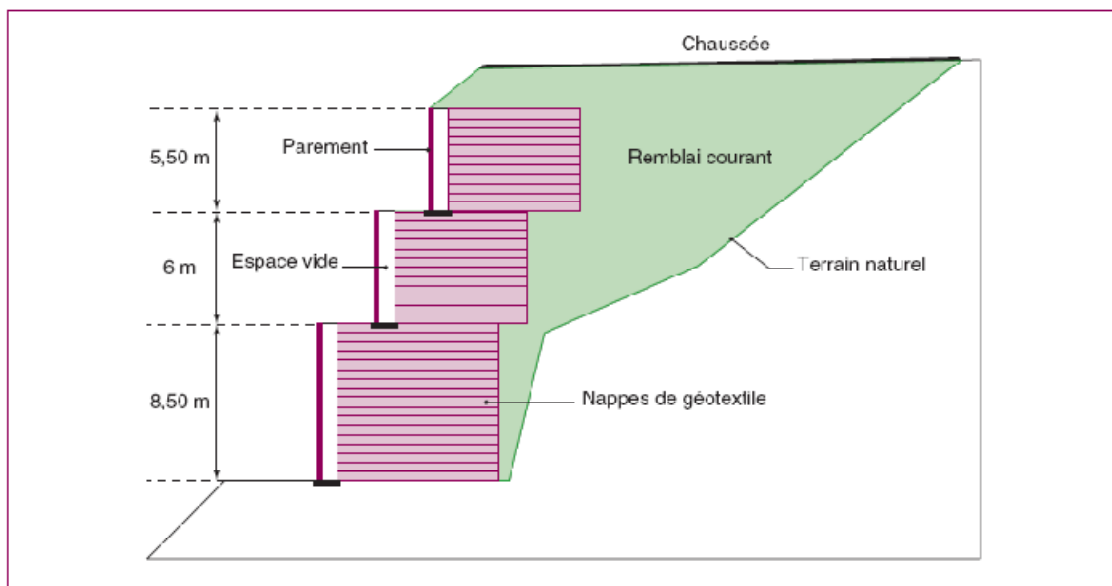


Figure 3.1 - Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants.

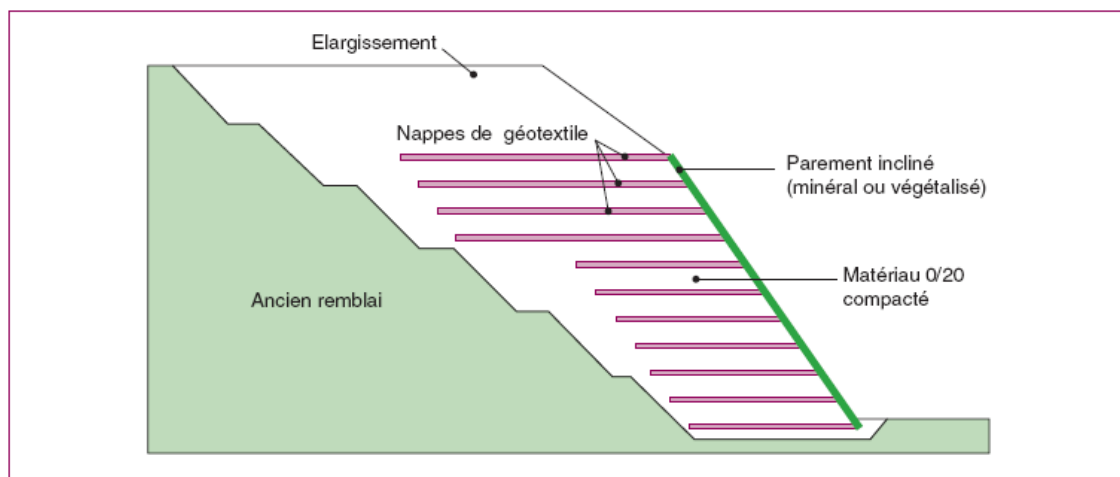


Figure 3.2 - Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.

3-2-2.2 FONCTIONNEMENT INTERNE

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre Armée, etc.), par le frottement entre le sol et les éléments de renforcement géosynthétiques, capables de supporter des efforts de traction.

Le remblai transmet par frottement aux inclusions géosynthétiques les efforts qui se développent dans la masse ; ces inclusions se mettent alors en tension et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placés les éléments de renforcement, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes ou les bandes. Celles-ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval (zone où le remblai a tendance à entraîner les nappes ou les bandes), vers la zone d'ancrage à l'arrière du massif (zone où le remblai a tendance à retenir ces nappes).

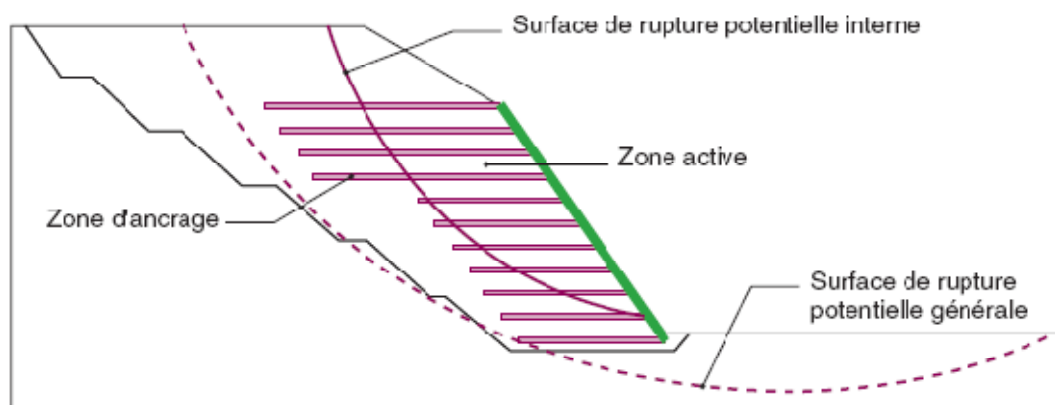


Figure 3.3 - Stabilité interne et externe des ouvrages en remblai renforcé.

La Figure 3.3 schématise les principes de base de ce fonctionnement. Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques, que d'une part, les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement et, d'autre part, tous les éléments géosynthétiques (nappes ou bandes) ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts

La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage des géosynthétiques, fonction du frottement relatif sol - géosynthétique et de leur résistance ultime. Selon le type de parement, le géosynthétique peut être libre ou accroché au parement, ce qui correspond à un fonctionnement mécanique différent dont il est tenu compte dans les méthodes de calcul.

Dans le cas d'un accrochage au parement, il existe une tension de liaison dont il faudra contrôler la pérennité. Si la liaison est libre, le parement n'intervient pas directement dans la stabilité générale ; toutefois, il faut vérifier la stabilité propre du parement, dont la dégradation peut avoir des conséquences préjudiciables (érosion régressive, perte de matériau, etc.), difficiles à évaluer, même si, théoriquement, seule l'esthétique de l'ouvrage renforcé est concernée.

On notera que dans tous les cas il existe un parement, dont la fonction est, en particulier, d'assurer la stabilité locale du talus, dont la pente est généralement plus forte que la pente naturelle du matériau de remblai.

3-2-2.3 FONCTIONNEMENT EXTERNE (STABILITE EXTERNE)

En tant qu'ouvrage de soutènement des terres situées à l'arrière, ces ouvrages ont un fonctionnement du type « mur-poids ». Le fonctionnement externe de ces ouvrages en remblai renforcé ne diffère donc pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, de type mur-poids en maçonnerie ou en béton. Il repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. S'agissant d'un

ouvrage souple et de grande largeur à la base, le problème du renversement ne se pose généralement pas.

Stabilité globale

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé (Fig.3.3). Les calculs de stabilité globale sont souvent déterminants dans le dimensionnement de ces ouvrages (emprises, longueur des nappes).

3-2-2.4 DOMAINE D'EMPLOI

Ce type d'ouvrage souple est essentiellement employé pour la réalisation d'ouvrages en remblai, généralement en site terrestre.

Il est bien adapté dans les cas suivants :

- réduction des emprises par rapport à un remblai courant,
- élargissement de remblai, avec fondation à mi-talus,
- alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.),
- possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes,
- intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés, _ insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds.

Ce type d'ouvrage s'adapte bien, également, à des techniques d'amélioration du sol support, telles que les colonnes ballastées, le pilonnage ou toute autre solution d'amélioration de la portance au moyen d'inclusions.

Des ouvrages de grande hauteur ont déjà été réalisés, généralement sous la forme de gradins, en superposant plusieurs murs élémentaires verticaux de 7 à 8 mètres. Avec des parements inclinés entre 65 et 70 degrés au plus (pour la végétalisation), il existe actuellement des murs de plus de 25 mètres de hauteur.

Une limite d'emploi de cette technique est liée à la déformation relativement importante des éléments de renforcement géosynthétique (nappes et bandes), qui va se traduire, en partie haute, par un déplacement cumulé incompatible avec certaines structures non déformables (proximité d'un ouvrage, chaussée rigide...). • titre indicatif, on a mesuré plus de 8 cm de déplacement horizontal différé, en tête des murs représentés sur la Figure 2 (pour une hauteur totale de 20 mètres), sans qu'il y ait eu, toutefois, de fissure sur la chaussée.

Les méthodes de calcul actuelles permettent d'évaluer la stabilité interne et générale et de donner une estimation des déformations pendant la construction.

Le projet de norme XP G 38064 propose également une méthode de détermination des déformations post-construction, sous la forme d'un majorant des déformations à long terme, déterminé à partir des essais de fluage sur le géosynthétique. Ce calcul ne tient pas compte du fluage dû au matériau de remblai, mais il est logique de penser que l'utilisation d'un matériau argileux aura pour conséquence des déformations différées plus importantes qu'avec un matériau purement frottant.

En outre, la mise en œuvre d'un ouvrage en remblai renforcé nécessite de disposer d'un espace suffisant pour mettre en place les nappes (ou les bandes). Les calculs de stabilité générale

permettent de définir cette emprise, mais le rapport largeur à la base sur hauteur est rarement inférieur à 0,5 sauf si le parement est incliné.

3-2-3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

On peut distinguer deux familles types, les ouvrages en remblai renforcé par des nappes (généralement continues) et les systèmes par bandes, comme pour la Terre Armée. La différence entre nappes et bandes a déjà été précisée au chapitre 3.2.2.1.

A - Remblai renforcé par nappes géosynthétiques

Ce système correspond à l'utilisation de nappes (généralement continues) de géotextiles ou bien de géogrilles. Outre la nature des nappes, la grande variété de ces ouvrages est principalement liée à la conception du parement.

A1 - Nappes retournées en parement

Pour les premières applications, la technologie consistait à empiler des nappes simplement retournées en bord de talus, avec un recouvrement de la nappe supérieure comme le montre le croquis de la Figure 2.4. Le retournement peut être fait sur la couche supérieure ou sur la couche inférieure. Le parement était donc constitué de « boudins » plus ou moins réguliers, sans protection, avec d'inévitables problèmes d'esthétique.

A2 - Parement incliné avec dispositif de retenue de terre végétale

Il s'agit du même type de soutènement que précédemment mais, afin d'obtenir une meilleure intégration dans les sites, des dispositifs de retenue de terre végétale sont prévus et l'inclinaison maximale des parements est limitée entre 65 et 70 degrés, pour permettre l'implantation d'une végétation pérenne.

Pour retenir la terre végétale, de nombreux procédés ont été développés. On peut les classer en deux catégories. Dans une première catégorie (Fig. 2.5), les nappes de géotextiles assurant le renforcement ne sont pas retournées et le parement est constitué d'une géogrille dont la seule fonction est de retenir la terre végétale et permettre l'ensemencement du talus. Une deuxième catégorie prévoit un retournement des nappes et l'accrochage d'un parement (généralement de type cellulaire) rempli de terre végétale (Fig. 2.6).

A3 - Avec parement indépendant

Pour résoudre les problèmes d'esthétique et protéger les nappes des agressions externes, en particulier les rayons ultraviolets

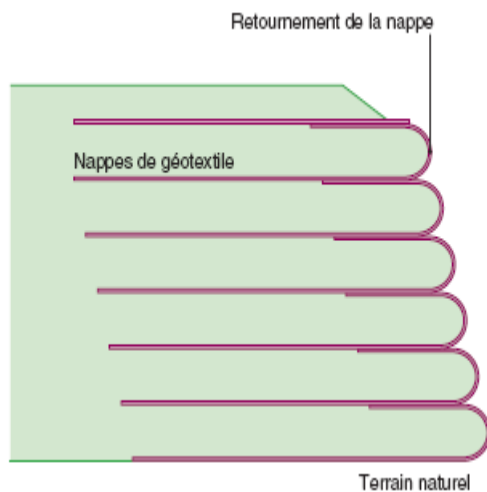


Figure 3.4 - Principe des murs en remblai renforcé par nappes avec retournement simple en parement.

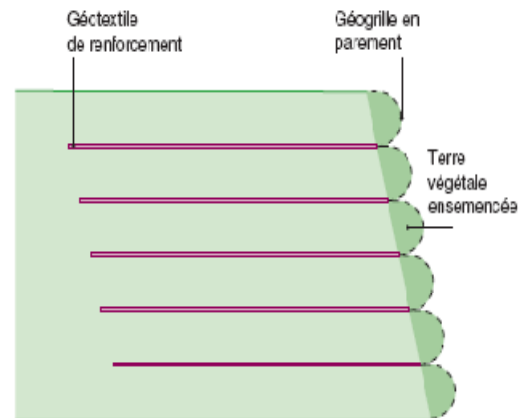


Figure 3.5 - Principe d'un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé.

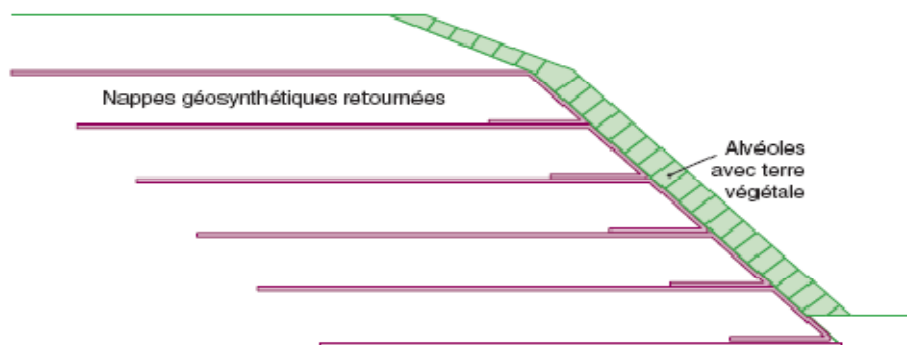


Figure 3.6 - Protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire.

Le parement préfabriqué repose généralement sur une semelle indépendante en béton armé. Il constitue un voile qui ménage un vide devant le massif en remblai renforcé, ce qui permet de visiter le parement des nappes géosynthétiques

Ce vide est obturé en partie supérieure par l'intermédiaire d'une dalle de transition.

Celle-ci doit permettre une légère déformation du massif en remblai renforcé, sans engendrer de déplacement horizontal en tête du mur de parement.

Elle est articulée en tête du voile et simplement appuyée sur la dernière nappe du massif (avec généralement l'intercalation d'un lit de sable).

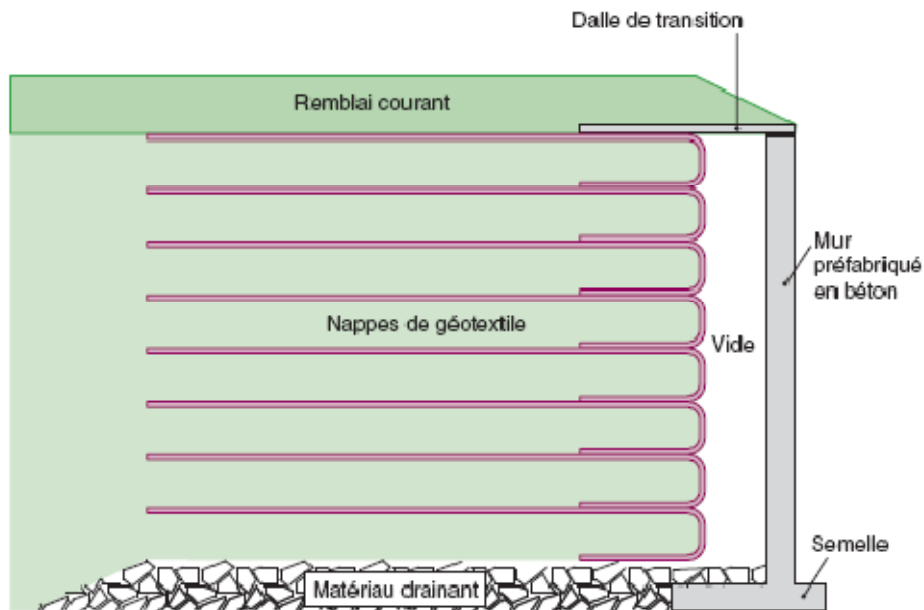


Figure 3.7 -Principe d'un ouvrage EBAL - LCPC avec parement dissocié.

A4 - Parement minéral

Le parement minéral le plus fréquent est constitué de gabions. La Figure 3.8 rappelle le principe du procédé. Il existe également d'autres techniques, comme le « Texomur minéral », dont le système de montage permet d'emprisonner de petits blocs rocheux dans une grille métallique galvanisée, disposée en bout des boudins de renforcement.

A5 - Parement cellulaire

Le parement est constitué d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton. Les nappes sont généralement « pincées » au niveau du parement (Fig. 3.9). Différents procédés de ce type existent et selon les techniques, le fruit du parement varie de 50 à 85 degrés. Les éléments préfabriqués peuvent être creux et remplis de terre végétale, pour permettre une végétalisation. Le procédé Loffel est un exemple de cette technique

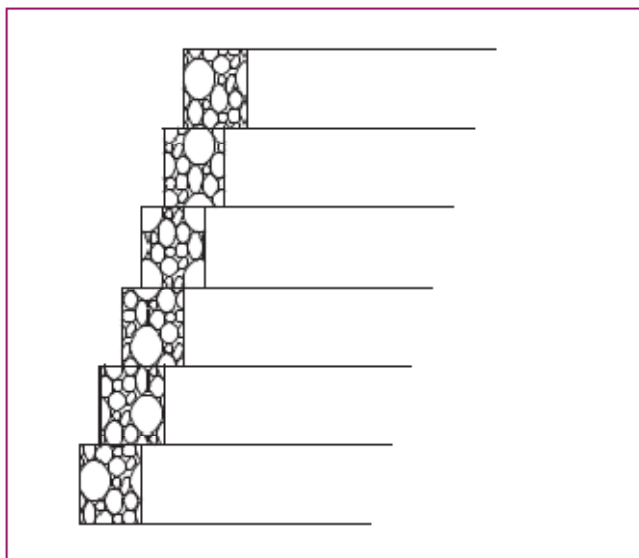


Figure 3.8 - principe du parement minéral de type « gabions ».

A6 - Autres parements

Divers parements peuvent également être associés à ce type d'ouvrage, dans le cas des renforcements par nappes.

Il s'agit, par exemple :

- de treillis métalliques,
- de béton projeté,
- d'écailles en béton (par exemple, procédé Tensar où des géogrilles en géosynthétiques sont accrochées à des écailles en béton),
- de panneaux de béton de même hauteur que l'ouvrage renforcé, etc.

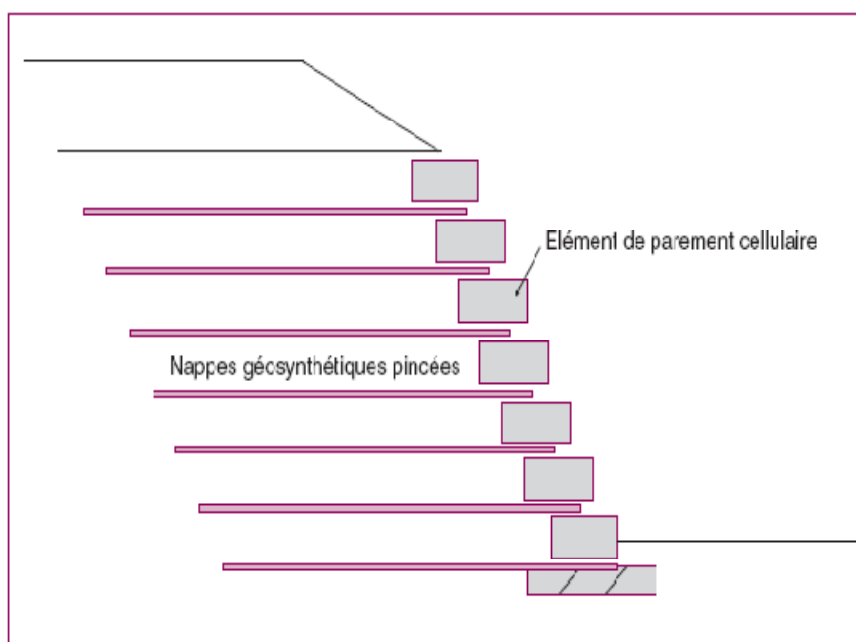


Figure 3.9 – exemple de parement avec empilement d'éléments cellulaires et de nappes pincées.

B - Remblai renforcé par bandes géosynthétiques

B1 - Parement type écailles béton

La conception de ce renforcement est assez proche de celle des murs en remblais renforcés par éléments métalliques. Les armatures métalliques sont remplacées par des bandes de polymères constituées de faisceaux de fils de polyester à haute résistance, enrobés dans du polyéthylène qui les protège contre d'éventuels agents agressifs (brevet Freyssisol). Le principal avantage de ce procédé par rapport aux renforcements par éléments métalliques est l'utilisation de matériaux non corrodables. La Figure 3.10 donne un schéma de principe décrivant la disposition de la bande de renforcement.

Le *parement* est constitué d'écailles préfabriquées en béton armé, généralement en forme de « T », liaisonnées entre elles à l'aide de goujons . La liaison entre les écailles est assurée par des joints en mousse.

Les *bandes géosynthétiques* sont liaisonnées au parement par un système de boucles et de goupilles, galvanisées et protégées également par une couche de polyéthylène.

LES PAREMENTS

Les parements les plus courants ont été évoqués au paragraphe précédent, les types de murs et certains brevets étant souvent liés à la conception et aux modes de montage des parements.

Les principaux types sont les suivants :

A- les parements constitués de panneaux de même hauteur que l'ouvrage (généralement non liaisonnés aux éléments de renforcements géosynthétiques et servant uniquement de protection) ; ceux-ci doivent impérativement être équipés d'une trappe, ou d'un trou d'homme, permettant d'accéder dans l'espace séparant nappe et parement lors des différentes visites ou inspections détaillées ;

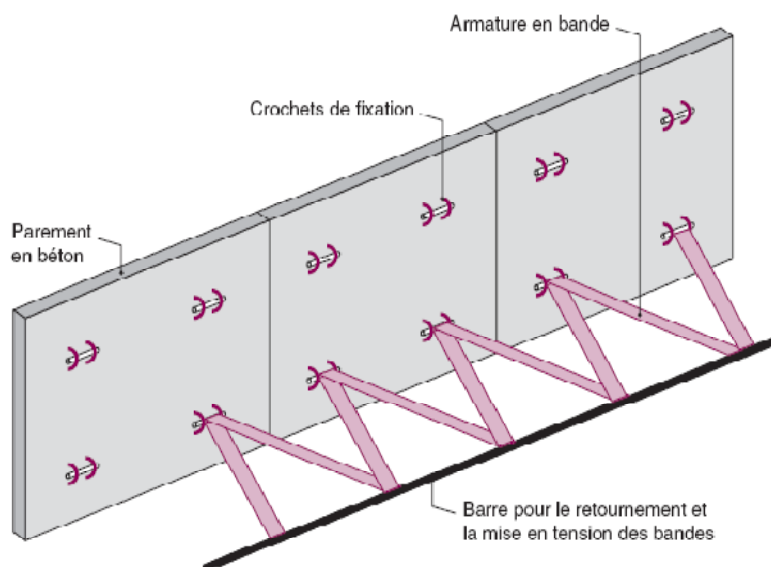


Figure 3.10 - principe des ouvrages en remblai renforcé par bandes géosynthétiques. (exemple du paraweb de freyssisol)

B - les parements constitués d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement, le plus souvent des bandes géosynthétiques .

C - les parements cellulaires, constitués d'éléments empilés (généralement blocs préfabriqués).

Les renforcements sont fixés au parement par un dispositif basé sur le pincement entre deux blocs.

D - les parements végétalisés.

Mais d'autres types de parements existent, comme par exemple : les treillis métalliques, les gabions, le béton projeté. Outre sa fonction esthétique, le parement a un rôle mécanique particulier dont l'importance dépend du mode de fonctionnement choisi, selon que les nappes sont libres, accrochées ou pincées. Il doit assurer le confinement des matériaux du remblai et la protection des géosynthétiques contre la lumière (rayons ultraviolets), les endommagements accidentels ou le vandalisme (déchirures) et l'exposition au feu.

Le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction.

LES ELEMENTS DE RENFORCEMENT GEOSYNTHETIQUES

Les géosynthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères :

- leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement) ;
- le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai
- la nature du polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et, le cas échéant, avec le parement. La longueur des différents lits de géosynthétiques peut varier à l'intérieur d'un ouvrage.

A - Pour les nappes continues, l'espacement vertical entre lits est compris entre 0,20 et 0,80m (exceptionnellement 1 m avec des parements minéraux), pour permettre de garder au massif son caractère de matériau composite.

B - S'agissant des bandes, l'espacement vertical entre lits est également compris entre 0,20 et 0,80 m ; l'espacement horizontal entre-axes est inférieur à deux fois l'espacement vertical pour permettre de garder au massif son caractère de matériau composite.

Les caractéristiques, la mise en œuvre et le contrôle des géotextiles font l'objet des normes

Les principaux processus de vieillissement des éléments de renforcement sont (liste non exhaustive) :

- la photo-dégradation* (ou photo-oxydation ou vieillissement climatique), phénomène initié par le rayonnement ultraviolet et accéléré par la température, qui n'intéresse que les géosynthétiques en parement ;
- l'oxydation (ou thermo-oxydation)*, dont la cinétique est influencée par la température et la pression partielle de l'oxygène (dans le cas de géosynthétiques enterrés, l'oxygène provient de l'air et de l'eau d'infiltration ; la vitesse de la réaction est généralement faible) ;
- la dégradation chimique* (dont l'hydrolyse interne), qui est fortement influencée par la température et le pH. On notera en particulier que les polyesters ne peuvent pas être utilisés à long terme dans un environnement dont le pH est supérieur à 9, ce qui exclut cette fibre dans le cas d'un matériau traité à la chaux ;
- la dissolution/gonflement* au contact de produits chimiques tels que les hydrocarbures (sols pollués, infiltrations depuis la chaussée, etc.).

LE REMBLAI

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en remblai renforcé ; ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière.

Nous n'allons pas, dans ce chapitre, énumérer l'ensemble des spécifications imposées au choix de ce matériau, qui portent notamment sur leur identification géotechnique, d'une part, et sur leurs caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement, d'autre part.

Il doit satisfaire à la fois :

- aux critères généraux définis par le Guide des Terrassements Routiers, avec en particulier la restriction que les matériaux utilisables appartiennent aux familles de sols pour lesquels il n'y a pas de limite de hauteur pour leur usage en remblai courant, ce qui exclut en particulier les matériaux évolutifs, les sols gonflants, etc.
- à des critères relatifs à la situation de l'ouvrage et à son environnement (exposition au gel, aux inondations, etc.) ;
- à des critères spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques qui, outre l'aspect mécanique (pourcentage de fines, diamètre maximal conforme à la règle d'un $D_{max} < 2/3$ de l'épaisseur de la couche, etc.), doivent inclure la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en œuvre (matériaux non anguleux, etc.) ;
- aux spécifications relatives au vieillissement des géosynthétiques (compatibilité entre le géosynthétique et le matériau du remblai - risque d'agressions chimiques, alcaline, microbiologique, etc.). Le recours au traitement des sols (chaux, ciment, laitier, etc.) devra, pour sa part, faire l'objet d'une attention particulière, vis-à-vis des contraintes de durabilité des géosynthétiques. En effet, le matériau traité constitue un milieu dont le PH est généralement élevé, et peut, de ce fait, provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement.

LA NAPPE

La technique des ouvrages en remblai renforcé par des géosynthétiques n'est généralement pas adaptée en présence de nappe phréatique.

Dans le cas où ces ouvrages sont implantés sur un versant et où l'excavation nécessaire à leur exécution a été réalisée sous le niveau de la nappe phréatique, des dispositifs de drainage doivent être prévus.

3-3-MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR DES ELEMENTS METALLIQUES.

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) métalliques, reliés à un parement le plus souvent constitué d'éléments préfabriqués en métal, en béton ou en béton armé ou, plus récemment, en panneaux de treillis soudés (1990). Dans le cas des ouvrages en « Terre Armée », les armatures sont boulonnées au parement par l'intermédiaire de pattes d'attaches appelées amorces.

3-3-1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

FONCTIONNEMENT INTERNE

Le remblai renforcé constitue un **matériau composite**, formé par l'association d'un matériau de remblai sélectionné et d'armatures métalliques, ces dernières étant constituées soit de bandes métalliques (procédé « Terre Armée » et ses dérivés), soit de panneaux de treillis soudés (procédé « Terre Renforcée VSol »), soit encore de nappes de grillage métallique (procédé « Terramesh ») ou autres, qui sont placées horizontalement et sollicitées pour supporter des efforts de traction transmis par le sol.

Comme le béton armé, il présente l'avantage de pouvoir améliorer, avec économie, les propriétés mécaniques d'un matériau de base, en l'occurrence le sol, en n'armant celui-ci que dans les directions où il est le plus sollicité.

Le fonctionnement interne de ces ouvrages repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse, les armatures se mettent en traction et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placées les armatures, une cohésion dont la valeur est directement proportionnelle à la résistance à la traction des lits d'armatures.

Ce fonctionnement ne nécessite que le matériau de remblai utilisé présente de bonnes caractéristiques mécaniques (angle de frottement interne élevé et de valeur constante dans le temps).

Par ailleurs, dans un ouvrage en remblai renforcé, un parement est nécessairement prévu sur la face externe, à la fois pour confiner le matériau de remblai, mais aussi pour protéger les éléments de renforcement et conférer un aspect esthétique à l'ouvrage.

De multiples expérimentations sur des ouvrages réalisés selon le procédé « Terre Armée » ont permis d'expliquer le mécanisme de fonctionnement interne en précisant la répartition des efforts de traction le long des armatures.

On constate que (Fig. 3.11) :

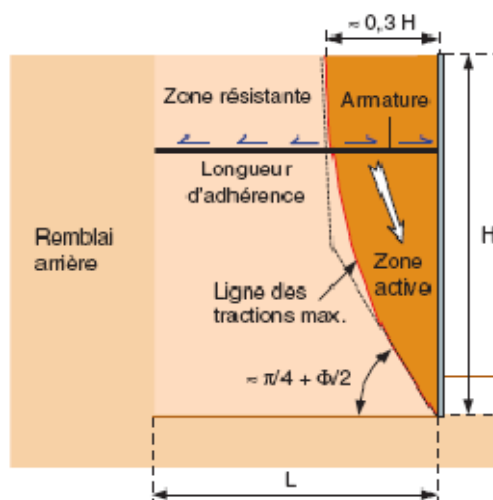


Figure 3.11 - stabilité interne.

le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures passe par le pied du parement et présente une partie quasiverticale dans la moitié supérieure du mur. La distance séparant cette ligne des tractions maximales du parement est environ égale à $0,3 H$ (H étant la hauteur de l'ouvrage) dans le cas d'armatures peu extensibles et souples (cas général des armatures métalliques) ;

la ligne des tractions maximales sépare donc deux zones dans le massif :

une première zone située près du parement, dans laquelle les contraintes de cisaillement (ou de traction) sont dirigées vers le parement, où le remblai a tendance à entraîner les armatures : **c'est la zone active** ;

une seconde zone dans laquelle les contraintes de cisaillement (ou de traction) exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'intérieur du massif, où le remblai a tendance à retenir les armatures : c'est **la zone résistante**.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

Dans le cas du procédé « Terre Armée », comme dans celui de la « Terre Renforcée VSol », le mode de construction des ouvrages est standardisé. Ainsi la position de la ligne des tractions maximales varie peu et peut être définie de façon schématique (Fig. 2.11). Leur dimensionnement repose alors sur la méthode dite de « l'équilibre local » (cf. norme NF P 94-220).

Les autres procédés, qui ne sont pas standardisés, présentent le même mode de fonctionnement interne. Toutefois, la position de la ligne des tractions maximales, qui n'est autre que la surface de rupture potentielle dans le massif, dépend de nombreux paramètres tels que l'espacement vertical entre les lits d'armatures, leur résistance à la traction par mètre de longueur de mur et leur extensibilité. Elle n'est donc pas, par construction, précisément connue. Le dimensionnement repose alors sur une étude de stabilité semblable à celle utilisée pour les murs en remblai renforcé par des éléments

géosynthétiques, en considérant les surfaces de calcul potentiellement les plus défavorables.

FONCTIONNEMENT EXTERNE

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé (Fig. 3.12). La justification porte sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation.

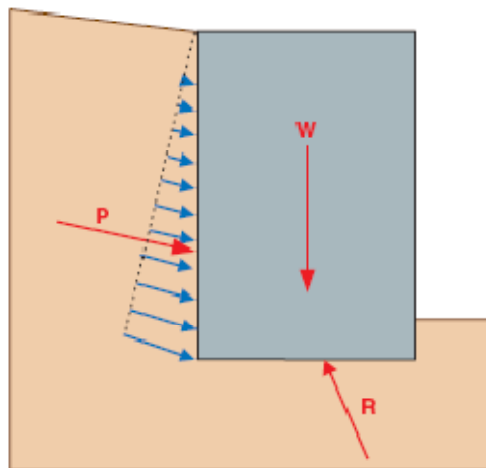


Figure 3.12 - Stabilité externe.

3-3-2 DOMAINE D'EMPLOI

Ces ouvrages sont essentiellement employés pour la réalisation de constructions dites en remblai (ou en élévation), en site terrestre. On peut également les rencontrer en sites fluviaux ou maritimes, mais avec quelques spécificités de conception et de réalisation.

Leur exécution impose de disposer d'une emprise assez importante derrière le parement, ce qui les rend parfois mal adaptés dans certaines situations. En contrepartie, la très faible emprise généralement nécessaire à l'aval du parement peut rendre leur utilisation particulièrement avantageuse dans certains cas (présence d'une construction, d'une voie de circulation, d'un versant, etc.), comme par exemple pour soutenir les remblais d'accès à un ouvrage d'art dans une emprise très limitée. Ils peuvent aussi être employés comme culée mixte : mur en remblai renforcé associé à une culée généralement constituée de poteaux disposés, en règle générale, à l'extérieur du mur* ou encore, comme culées porteuses.

Ces ouvrages se caractérisent par leur souplesse, qui leur confère le plus souvent une bonne aptitude à accepter des tassements généraux et différentiels parfois importants. De ce fait, ils sont bien adaptés pour des sols de fondation de qualités moyennes à médiocres (éventuellement associés à un renforcement du sol de fondation par inclusions souples ou rigides, comme par exemple des colonnes ballastées ou des colonnes de sol-ciment réalisées par jet), là où des solutions d'ouvrages beaucoup plus rigides justifieraient le recours à des fondations profondes. Leur déformabilité « locale » reste néanmoins limitée par la rigidité du parement (parement en béton notamment), mais certaines dispositions de construction (construction par phases horizontales de murs décalés, réalisation de joints de coupure si le procédé le permet, etc.) peuvent être envisagées lorsque les tassements attendus sont importants ou hétérogènes.

Ces ouvrages sont également très couramment utilisés en site montagneux et sur versants, en raison, certes, de leurs conditions d'exécution qui ne nécessitent pas généralement de moyens particuliers autres que ceux inhérents aux travaux de terrassement, mais aussi en raison de leur souplesse, qui leur permet d'accepter d'éventuels mouvements (versants meubles, voire peu stables), et de leur technologie qui, en offrant de larges possibilités quant à la géométrie de l'ouvrage (disposition en gradins, par exemple) permet souvent d'apporter une réponse satisfaisante aux problèmes de stabilité et aux considérations d'emprise ou d'ordre architectural.

La hauteur maximale dépend assez largement du procédé concerné. La plupart des procédés sont utilisés pour des ouvrages dont la hauteur est comprise entre 4 m et 8 à 10 m environ. Cependant, certains d'entre eux ont permis la réalisation d'ouvrages de plus grande hauteur, pouvant dépasser une vingtaine de mètres environ, d'un seul tenant ou en gradins.

3-4 PAROIS CLOUEES

Réaliser un soutènement par clouage consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par incorporation de barres rigides, appelées clous, peu inclinées sur l'horizontale, généralement placées parallèlement les unes aux autres.

On construit ainsi progressivement, de haut en bas, un massif de sol renforcé.

Cette technique a vu le jour en France en 1972-1973, pour des ouvrages provisoires. Elle s'est depuis considérablement développée et est utilisée pour des soutènements aussi bien provisoires que définitifs.

Dans les années 1990, des recommandations relatives à la conception, au calcul, à l'exécution et au contrôle des soutènements réalisés par le clouage des sols ont été rédigées dans le cadre du Projet National Clouterre. Il s'agit des « Recommandations Clouterre 1991 ». Une norme expérimentale XP P 94-240 concernant ces ouvrages a également été publiée en août 1998.

Elle traite du dimensionnement des ouvrages. Après un rappel du domaine d'emploi, du principe de fonctionnement et de la description de la structure d'un soutènement par clouage.

3-4-1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le soutènement par clouage est réalisé par phases successives au fur et à mesure de l'excavation des terres (Fig.3.13). Chaque phase comporte :

- un terrassement de hauteur limitée, sur une longueur limitée,
- la mise en place de clous,
- l'installation éventuelle d'un système de drainage,
- la réalisation d'un parement.

Ce procédé ne nécessite donc pas d'excavation préalable comme c'est le cas pour un mur de soutènement en béton armé.

La mise en œuvre nécessite la maîtrise des écoulements de l'eau souterraine et une cohésion minimale des terrains pour assurer la stabilité du talus pendant les phases d'excavation. Le principe de fonctionnement du soutènement par clouage repose sur les interactions qui se développent entre le sol en place et les éléments de renforcement rigides.

L'interaction la plus importante est le frottement latéral que le sol exerce le long du clou : la mobilisation du frottement latéral ne nécessite qu'un très faible déplacement relatif du clou par rapport au sol, de l'ordre de quelques millimètres. Or, les déchargements latéraux du sol, au fur et à mesure des excavations, provoquent des déformations du mur. Les extensions dans la direction horizontale sont à l'origine de la mobilisation du frottement latéral le long des clous et de la mise en traction de ces derniers.

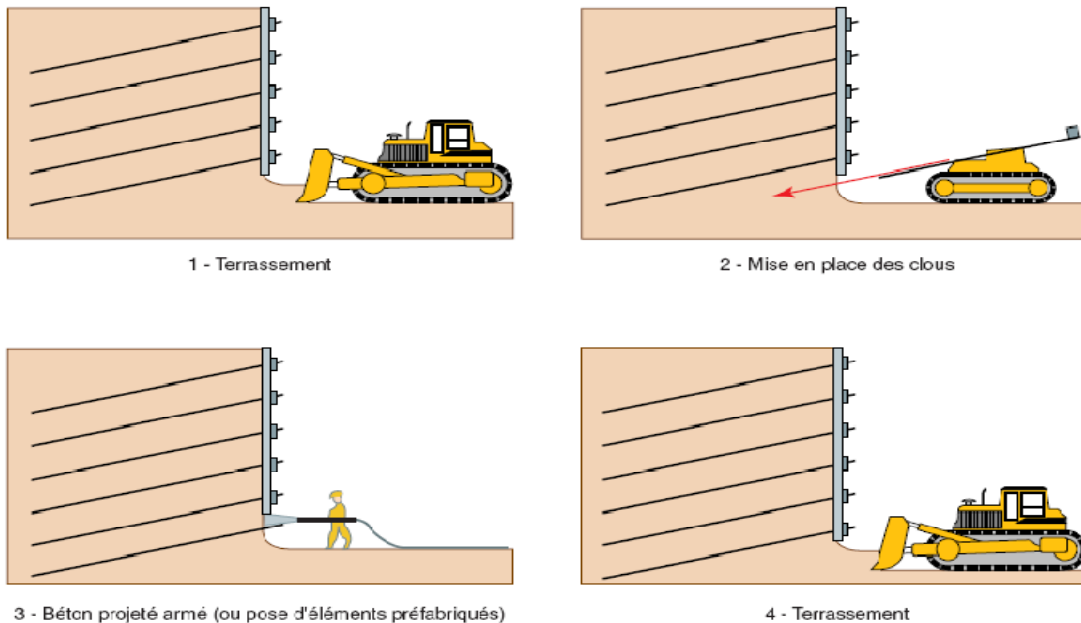


Figure 3.13 - Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre 91).

L'observation et l'instrumentation des ouvrages de soutènement en sol cloué réalisés en déblai ont montré ce qui suit :

- l'amplitude des déplacements de la tête du parement augmente au fur et à mesure de la réalisation de l'ouvrage. Les composantes horizontales et verticales du déplacement sont du même ordre de grandeur ;
- l'effort de traction varie le long de chaque clou et atteint généralement sa valeur maximale au sein du massif. La distribution des efforts de traction dans les clous évolue au fur et à mesure de la construction, cette évolution se poursuivant après l'achèvement de l'ouvrage (solllicitations en service, fluage des sols du massif soutenu et de son assise) ;
- le lieu géométrique des points de traction maximale T_{max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones (Fig.3.14) :

1 - une zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur ;

2 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active ;

la poussée qu'exerce le sol sur le parement diffère fortement de celle qu'il exercerait sur un écran de même géométrie en l'absence de clous.

Dans le cas particulier du renforcement des ouvrages existants, à l'arrière desquels se développe une zone de cisaillement, les clous peuvent travailler non seulement en traction mais aussi en flexion. Il y a mobilisation d'une réaction du sol perpendiculairement à l'axe du clou. Les clous reprennent alors des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Notons que, pour limiter les déplacements du massif cloué s'ils sont jugés trop importants vis à-vis de l'environnement ou tout simplement pour assurer sa stabilité, il est possible d'associer les clous (ancrages passifs) à des ancres actifs. La distinction entre renforcements passifs, du type clou, et renforcements actifs, du type tirants précontraints, est très nette si l'on considère la répartition

des efforts de traction. L'ancrage actif comporte une longueur libre, protégée par un tubage, le long de laquelle l'effort de traction reste constant.

3-4-2 DOMAINE D'EMPLOI

Le domaine d'emploi des soutènements par clouage est vaste. Le clouage est bien adapté aux sites délicats dans la mesure où il ne nécessite pas d'excavation préalable et où le matériel utilisé est léger. Il permet en particulier de réaliser des ouvrages dans des pentes d'accès difficile, dans des emprises réduites, sous des hauteurs libres relativement faibles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné, ainsi que par murs superposés. Cette technique est également bien adaptée aux sols hétérogènes dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés. Les clous scellés peuvent passer sans difficulté au travers des sols localement hétérogènes comportant des blocs. Il est également possible, pour des raisons d'encombrement du sous-sol, de modifier localement l'orientation, la longueur ou la densité des clous.

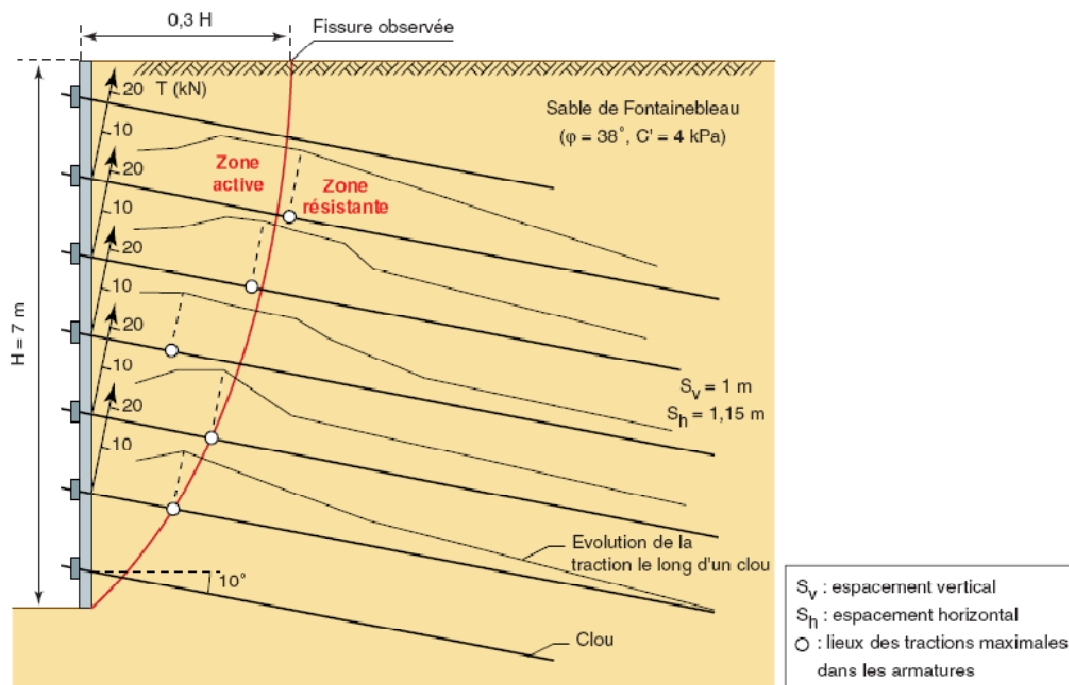


FIGURE 3.14 - Schématisation de la zone active et de la zone résistante

(d'après les recommandations Clouterre 91).

Les principales applications de ce procédé se trouvent dans les domaines suivants :

- en ouvrages neufs, pour la réalisation de soutènements d'excavation : tranchées routières, sous-sols de bâtiments, têtes de tunnels, etc. (Fig. 3),
- en travaux d'élargissement de voies : raidissement de talus, élargissement sous des tabliers d'ouvrages d'art, etc.,
- en réparation ou confortation d'ouvrages : renforcement de maçonneries ou de murs en Terre Armée, blindages.

Les règles de conception des ouvrages provisoires ou permanents sont identiques. Pour les ouvrages permanents, on retient cependant des dispositions complémentaires vis-à-vis de la durabilité des clous et du ferrailage du parement. On considère dans ce cas pour les clous une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion et pour le parement, on veille à la continuité des armatures.

Le clouage présente cependant certaines limitations, à savoir :

- les déplacements latéraux et verticaux du terrain soutenu, inhérents au fonctionnement même de la technique. Cette limitation est surtout importante en site urbain à cause des ouvrages existants situés à proximité. Il convient de vérifier que la structure existante va pouvoir supporter sans dommage une déformation horizontale du sol ainsi qu'une déformation verticale avec tassements différentiels ;
- la construction de murs cloués sous la nappe dans des sols à faible cohésion n'est pas envisageable, tant pour des problèmes d'exécution que pour la stabilité à long terme, sans un rabattement mettant l'ouvrage à l'abri des arrivées d'eau ;
- une utilisation délicate dans des sols pulvérulents sans cohésion, où il n'est pas possible d'assurer la stabilité d'une excavation subverticale, même limitée en longueur et hauteur

- une utilisation difficile dans les sols argileux de médiocres caractéristiques. Des précautions doivent être prises pour empêcher les infiltrations d'eau qui peuvent entraîner une forte diminution du frottement latéral sol/clou, associée à une perte de résistance du sol ;
- le gel peut conduire à des gonflements de certains types de sol, générant des augmentations importantes de traction en tête de clous.

3-5-OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN PAROIS COMPOSITES.

3-5-1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les ouvrages de ce type associent : des éléments verticaux, plus ou moins rigides et espacés, généralement scellés dans des forages sous le niveau général de terrassement, des panneaux réalisés entre les éléments verticaux au fur et à mesure des phases d'excavation.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associés des dispositifs d'appui (tirants, clous ou butons) mis en place à l'avancement (Fig. 3.15).

Lors des phases d'excavation, la stabilité locale de la fouille, dans sa partie non revêtue, est assurée par la mobilisation d'un effet de voûte entre les éléments les plus rigides : en plan, entre les éléments verticaux ; en élévation, entre le sommet et le pied de la nouvelle partie excavée.

La mobilisation de tels arcs de décharge entre les éléments résistants est analogue à celle mise en jeu dans un massif cloué.

En phase définitive, les panneaux sont soumis à des efforts de poussée des terres et les reportent vers les éléments verticaux. Le comportement d'ensemble s'apparente alors davantage à celui d'écrans continus

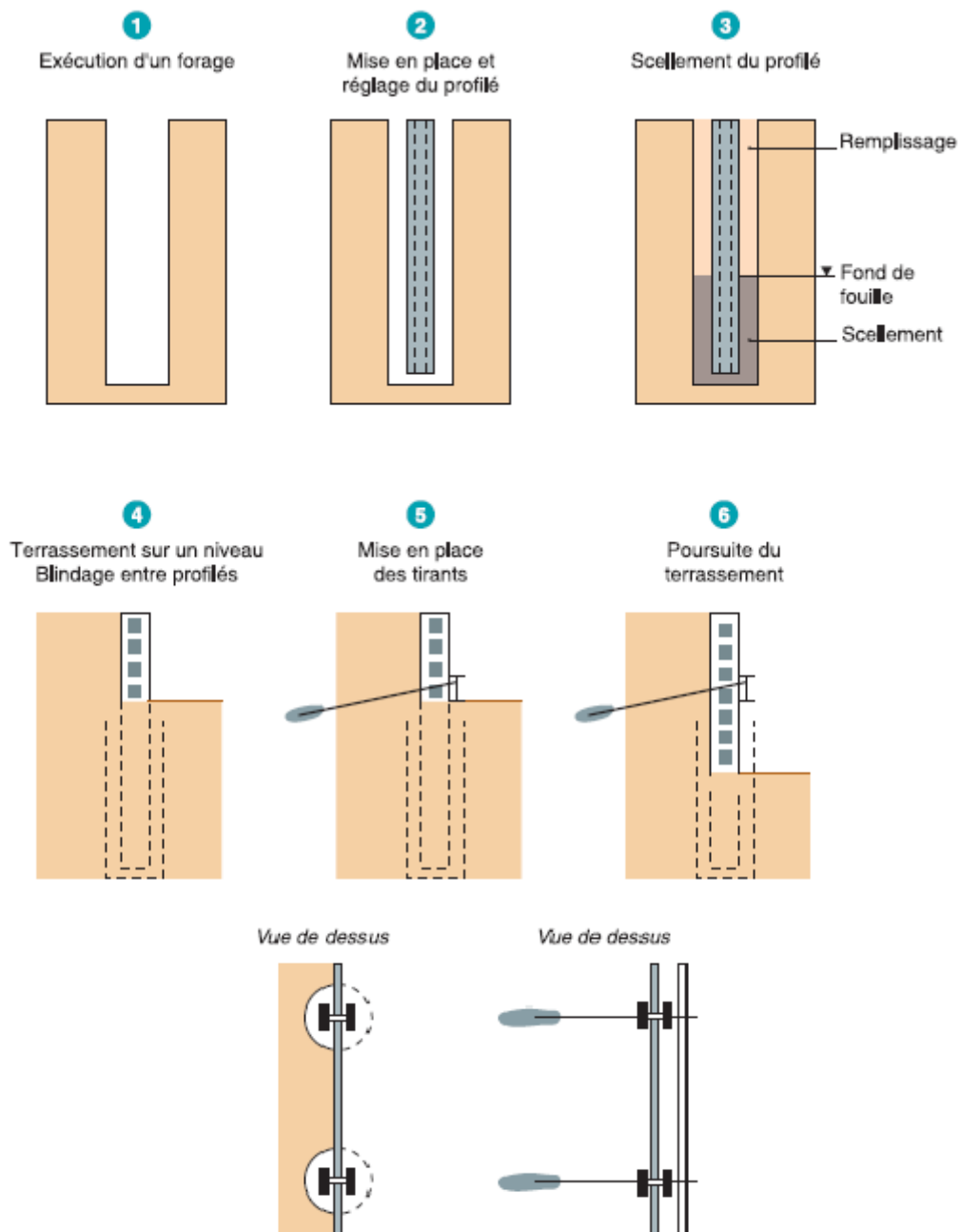


Figure 3.15 - Schéma d'exécution d'une paroi « Berlinoise ».

3-5-2 DOMAINE D'EMPLOI

Les parois Berlinoises et dérivées, qui présentent l'intérêt d'être économiques par rapport aux écrans continus (palplanches ou parois moulées), sont utilisées en soutènement de déblai moyennant les deux conditions suivantes :

Absence de nappe phréatique, ou mise en œuvre d'un rabattement préalable ; cohésion du sol suffisante à court terme pour prévenir en phase travaux le risque d'éboulements ou de hors-profilés importants entre deux éléments de soutènement verticaux.

Ces conditions sont analogues à celles requises pour les clouages, dont le domaine d'emploi est assez proche. Toutefois, le risque associé et la sensibilité aux variations de caractéristiques de sols sont inférieurs compte tenu de : la réalisation préalable des éléments verticaux, qui permettent la mobilisation dans le terrain non revêtu de voûtes non seulement verticales (entre le fond de fouille et la partie du blindage déjà réalisée), mais encore horizontales (entre les poteaux) ;

L'existence d'une fiche sous le niveau de fond de fouille, qui élimine le risque de rupture par glissement vertical du soutènement.

De façon générale, les poteaux peuvent, en partie ou en totalité, être intégrés aux fondations des superstructures.

On trouvera une limitation d'emploi dans la souplesse relative des poteaux, ainsi que dans la déformabilité du matériau de remplissage des forages, pouvant être à l'origine de déformations excessives du massif soutenu lors de phases d'excavation. Ces limitations peuvent également résulter de contraintes d'exécution des poteaux : présence de gros éléments, problèmes de verticalité pour des poteaux de grande longueur, par exemple.

De nombreux développements technologiques ont vu le jour depuis l'origine du procédé, permettant une meilleure prise en compte de difficultés techniques ou architecturales. Les variantes du procédé sont décrits au chapitre 3, où l'on mentionne leurs domaines d'utilisation privilégiés.

Comme leur nom le suggère, ces ouvrages ont un domaine d'emploi privilégié en site urbain (tranchées couvertes, trémies). En aménagement routier courant, de tels ouvrages sont mis en œuvre en élargissement de plate-forme en déblai, ou lors de la réalisation de trémies. La Figure 2 montre, ce qui n'est pas toujours le cas, un exemple de paroi Berlinoise dont la structure reste visible après travaux.

L'emploi de parois composites est également fréquent pour la réparation de glissement de talus, en alternative à des palplanches, car elles présentent l'avantage sans adaptation particulière de ne pas faire obstacle à l'écoulement des eaux souterraines.

3-5.3 PAROI MICRO-BERLINOISE

Il s'agit d'une paroi Berlinoise dont les éléments verticaux sont constitués par des micro-pieux. Les forages ont le plus souvent un entraxe voisin de 1 m, et sont réalisés avec un atelier léger permettant une foration en un diamètre maximum de 250 mm.

Les armatures, de type profilés métalliques ou tubulaires, sont mises en œuvre et scellées selon les mêmes techniques que celles utilisées pour les berlinoises.

3-5.4 PAROI PARISIENNE

Les éléments verticaux sont constitués, non plus par des profilés métalliques, mais par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'un coulis bentoniteciment. Dans certains sols, il est également possible de les vibrofoncer ou de les battre.

La tolérance de verticalité est analogue à celle requise pour les Berlinoises : 0,5 à 1 %.

Les poteaux peuvent être rainurés ou équipés d'armatures en attente sur lesquelles s'ancrent les panneaux. Des réservations sont généralement prévues pour des tirants.

L'intérêt de cette variante est de conférer à l'ouvrage une plus grande rigidité que celle qui lui est donnée par de simples profilés métalliques. Par ailleurs, l'ouvrage est moins sujet à la corrosion que dans le cas d'emploi de simples profilés métalliques.

Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté. Les difficultés de cette technique résident dans les problèmes de manutention limitant le poids et la longueur des poteaux. D'autre part, le positionnement des attentes doit être très précis.

3-5-5 PAROI LUTETIENNE

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi Parisienne dans laquelle les poteaux préfabriqués en béton armé sont remplacés par des pieux exécutés en place dans des forages. Il n'y a donc pas les mêmes limitations géométriques que dans le cas précédent, les opérations de manutention s'en trouvant facilitées. Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté.

Le domaine d'emploi est donc étendu au cas d'ouvrages nécessitant des pieux de grandes dimensions (fouilles profondes ou sols difficiles) avec les difficultés déjà citées concernant le positionnement d'aciers en attente.

3-5-6 PAROI RENNAISE

Ce soutènement constitue une variante de la paroi Lutétienne, pour les terrains de forte cohésion. Il ne comporte que des pieux forés, distants les uns des autres.

Un cas extrême est constitué par un rideau de pieux sécants, solution qui peut être envisagée en présence d'une nappe phréatique.

La mise en œuvre d'un parement de finition en béton coulé en place ou rapporté reste évidemment possible.

3-6 POUTRES ET VOILES ANCRÉS PAR TIRANTS PRÉCONTRAINTS

3-6-1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les voiles ancrés sont des ouvrages de soutènement réalisés en déblai, par terrassement du sol en place, de haut en bas, en une seule passe ou en plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient.

Dans le plus simple des cas, ils sont constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Le voile peut être coulé en place ou constitué partiellement d'éléments préfabriqués, et réalisé par « tranches », lorsque la hauteur le justifie. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan (voile unique) ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage disposé en gradins). Les voiles ancrés n'étant pas conçus pour retenir les eaux d'infiltration ou celles d'une nappe, ils comprennent généralement un dispositif de drainage et d'assainissement adéquat, constitué d'un réseau de barbacanes et, bien souvent aussi, de drains subhorizontaux plus ou moins profonds, ainsi que de dispositifs de collecte des eaux superficielles (Fig. 3.16).

D'une manière générale, on désigne par poutre ancrée un voile épais de faible hauteur qui ne comporte en principe qu'un seul lit de tirants d'ancrage précontraints. L'ouvrage lui-même est généralement constitué de plusieurs poutres, disposées à différents niveaux et situées dans un même plan incliné ou sur plusieurs plans décalés vers l'aval.

La réalisation des voiles et des poutres ancrées nécessite généralement, dans les terrains meubles du moins, après la phase de terrassement, l'exécution préalable d'un voile de protection, cloué ou non, le plus souvent réalisé en béton projeté. Pour des poutres ancrées, ce voile peut assurer un rôle permanent de confinement du sol entre les poutres (Fig.3.17).

L'ouvrage peut être également constitué de plaques de réaction en béton armé, en général carrées, indépendantes, coulées en place ou préfabriquées, et ancrées individuellement.

Les têtes des tirants d'ancrage peuvent être disposées à l'extérieur du béton des voiles, des poutres ou des plaques ou noyées dans celui-ci.

Pour les poutres ancrées, un traitement architectural de l'ouvrage consiste parfois à rapporter devant celles-ci des éléments préfabriqués spécialement conçus à cet effet.

Ces ouvrages sont généralement utilisés sur des versants pour la réalisation de plates-formes routières ou autoroutières en déblai. Ils ont pour rôle d'assurer la stabilité des talus ainsi réalisés et leur dimensionnement est justifié vis-à-vis de la stabilité générale. Les tirants sont donc scellés au-delà de la ligne de rupture potentielle, en recherchant généralement des horizons résistants, ce qui occasionne parfois de très grandes longueurs libres.

3.6-2 DOMAINE D'EMPLOI

Les voiles et poutres ancrés sont principalement utilisés dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrages de soutènement en déblai et/ou d'ouvrages de stabilisation lors de l'exécution de travaux de terrassement sur versants, notamment en site montagneux.

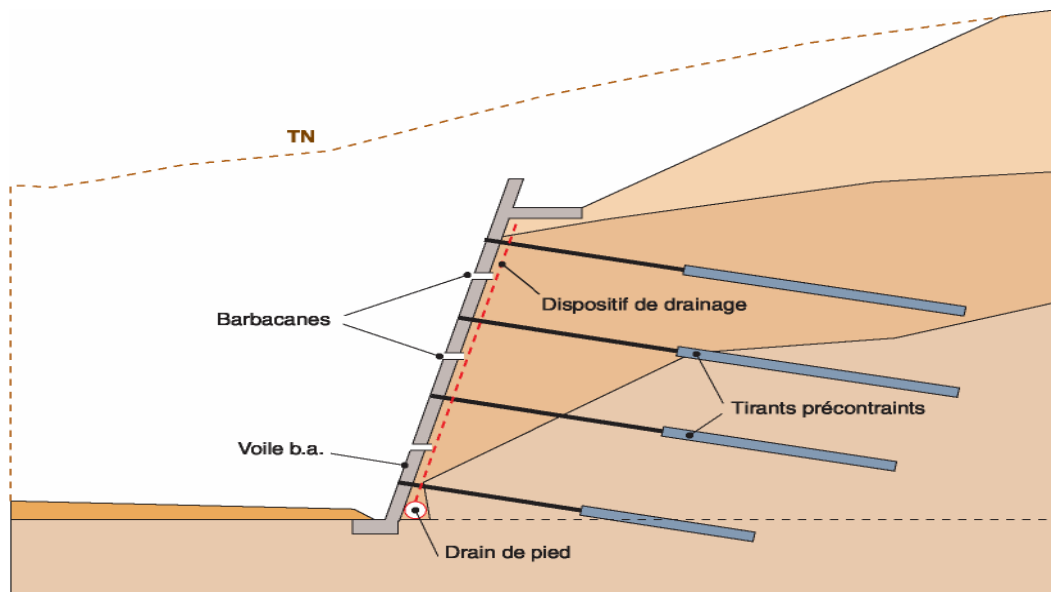
Les poutres ancrées peuvent être employées seules ou en complément d'ouvrages exécutés en remblai, notamment lorsque la réalisation de ces derniers modifie les conditions de stabilité du talus aval.

Ces ouvrages sont réalisables dans pratiquement tous les terrains, bien que certains d'entre eux, comme par exemple les éboulis ouverts, les terrains de faibles caractéristiques mécaniques, peu stables ou qui sont le siège de nappes peuvent poser de délicats problèmes d'exécution (stabilité de talus durant les terrassements justifiant un phasage particulier ou une stabilisation locale provisoire, exécution des tirants d'ancrage, etc.).

Les hauteurs de soutènement sont très variables. Elles peuvent être de quelques mètres dans le cas de petits voiles ancrés et atteindre plusieurs dizaines de mètres, notamment lorsqu'il est procédé à des terrassements profonds sur des versants en forte pente.

Les plaques ancrées sont plus généralement utilisées pour la stabilisation de versants de pente moyenne, existants ou modifiés à la suite de travaux. Elles sont souvent réparties sur la plus grande partie du site.

La distance entre lits de tirants d'ancrage précontraints est généralement comprise entre 3 et 6 m, voire plus parfois. Les tensions d'ancrage peuvent varier de quelques centaines à près de 2 000 kN.



Figur3.16: voile ancré

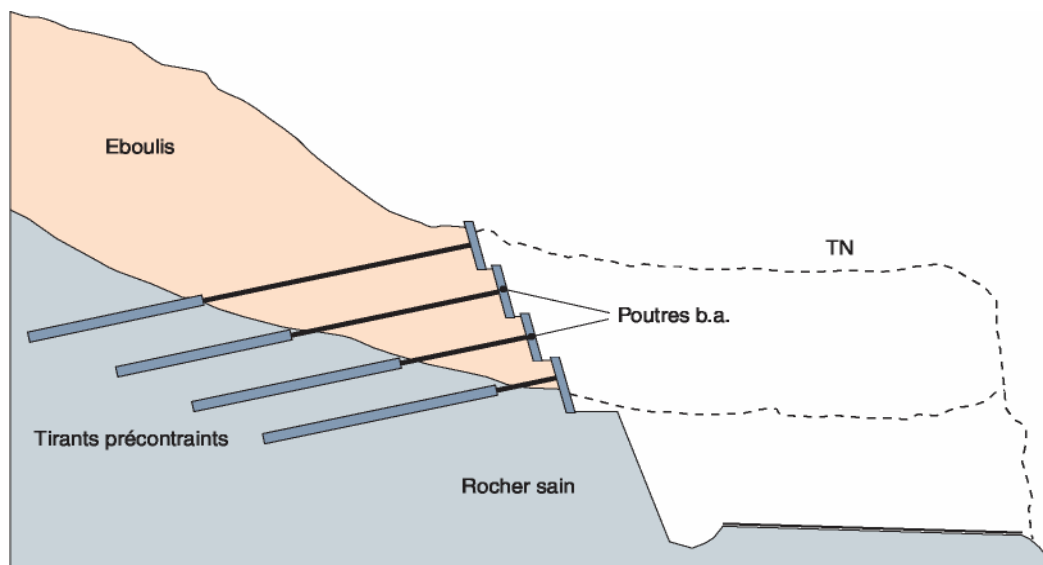


Figure 3.17. Poutres ancrées

3.7- CONCLUSION

Nous avons présenté brièvement quelques procédés de soutènement, cependant plusieurs autres solutions et procédés existent tel que, le pneu sol, les micro-pieux, les murs en palplanches, et bien d'autres. Les recherches et le progrès technologique aidant plusieurs sociétés à travers le monde grâce à leurs connaissances des techniques de soutènement, participe à la recherche et à l'étude de la solution la plus adaptée de chaque projet : sélection de la meilleure technologie pour la structure en fonction des contraintes d'exploitation et d'environnement.

CHAPITRE IV : APERÇU SUR L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE

4-1 INTRODUCTION

Le renforcement des sols compressibles par des géotextiles (géogrilles) est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol – nappe de renforcement à différents niveaux d'échelle. Les éléments en interaction sont le sol compressible,

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul FLAC a ainsi été utilisé tant pour les simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles, et est présenté dans une première partie.

La modélisation du comportement des matériaux du système de renforcement envisagé est un élément essentiel à la bonne représentation des phénomènes. Cependant, un compromis doit être effectué entre la prise en compte de toute la complexité du système et la facilité de mise en œuvre du modèle retenu.

4.2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

FLAC/FLAC 3D

Le logiciel de modélisation en deux ou trois dimensions FLAC/FLAC 3D permet la résolution de problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billaux et Cundall, 1993).

4-2-1 DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL

4-2-1-1 METHODE DES DIFFERENCES FINIES

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations

intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

4-2.1.2 ANALYSE LAGRANGIENNE

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

4-2.1.3 SCHEMA DE RESOLUTION EXPLICITE

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La Figure 1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

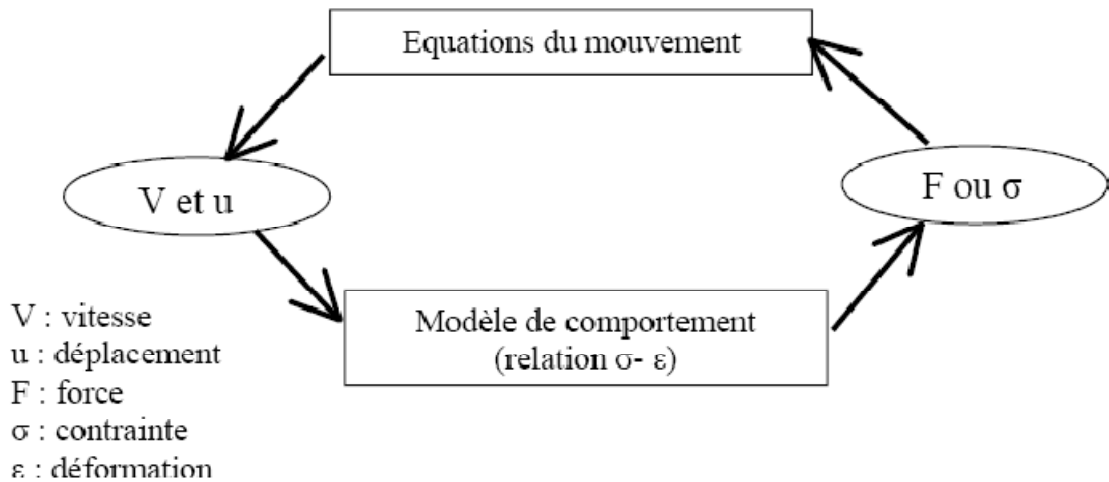


Figure 4.1 : séquence de calcul d'après Billaux et Cundall (1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 4.1.

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (4.1)$$

Avec :

- ρ : masse volumique
- t : temps
- u : vecteur vitesse
- x : vecteur position
- g : accélération due aux forces de volume

Les taux de déformations e_{ij} (Équation 4.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 4.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.2)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \quad (4.3)$$

Avec :

σ_n : nouvelles contraintes

σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent

ϵ : déformation

k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 4.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

TABLEAU 4.1 : METHODES EXPLICITES ET IMPLICITES (CUNDALL, 1980)

4-2.1.4 FORMULATION NUMERIQUE EN DIFFERENCES FINIES : PASSAGE DU PROBLEME CONTINU A LA DISCRETISATION

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 4. 2. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

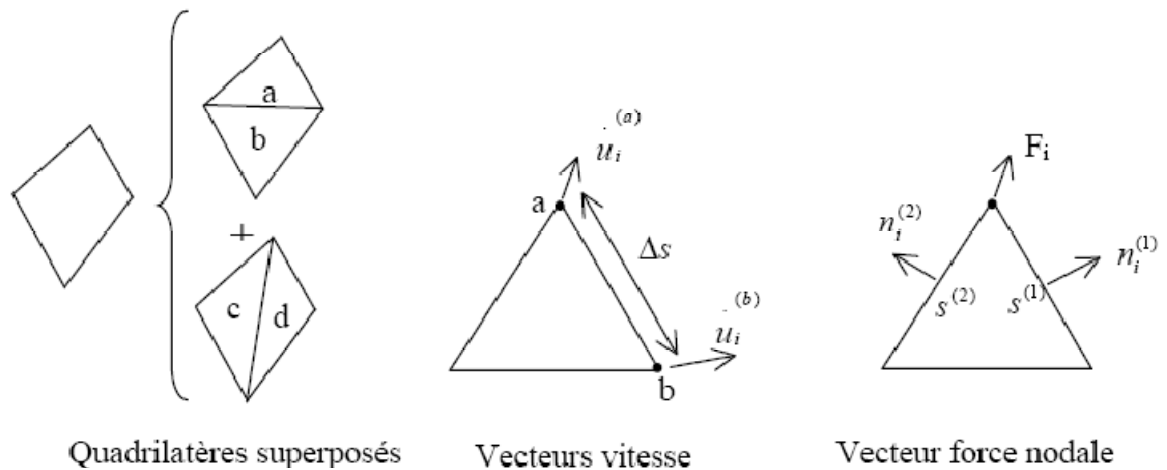


Figure 4.2 – Discrétisation mixte

A chaque étape de la Figure 1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (3.4)$$

où

s : périmètre de l'élément de surface A,

n_i : vecteur unitaire normal à s,

f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'équation 2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 4.2):

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (4.5)$$

Δs : distance du point a au point b,

A : aire de l'élément.

- b) A partir du tenseur des déformations e_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 4.3).
- c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F^g = g m g$
- d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 3.1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (4.6)$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement au nœud puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad (4.7)$$

Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\Sigma F_i^{(t)}$ est remplacé par $\sum F_i^{(t)} - \alpha \sum F_i^{(t)} \text{ signe } u_i^{t-\frac{\Delta t}{2}}$ dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

4-2.2 IMPLEMENTATION DE MODELES DE COMPORTEMENT MECANIQUES DANS LE LOGICIEL

Un certain nombre de modèles de comportement (Équation 4.3) sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- les modèles plastiques avec entre autres : 1) le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, 2) le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec Flac2D par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH). En 3D, le modèle doit être implémenté en langage C++, puis compilé en un fichier DLL (Dynamic Link Library). Cette méthode est également utilisable pour Flac2D.

4-2-3 ELEMENTS D'INTERFACE

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures).

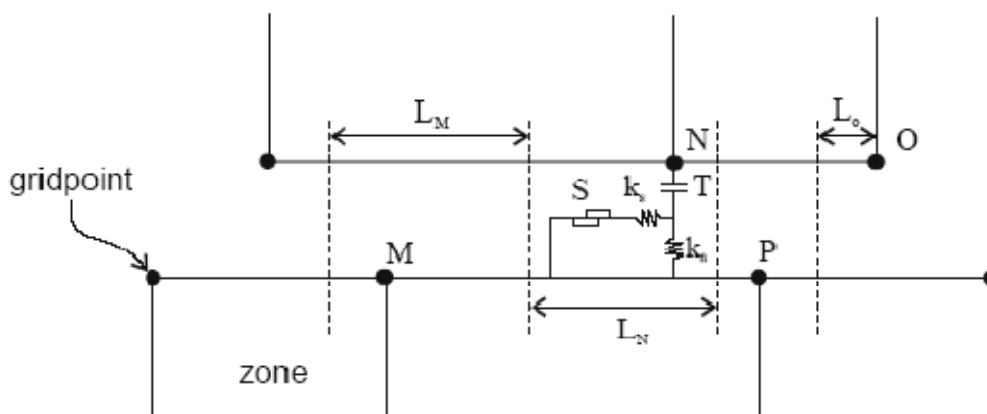


Figure 4.3 : Eléments d'interfaces

Les caractéristiques des interfaces sont :

La raideur normale k_n (contrainte/déplacement)

La raideur tangentielle k_s (contrainte/déplacement)

La cohésion c (contrainte)

L'angle de dilatance,

L'angle de frottement φ ,

La résistance à la traction T (force)

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur L est limitée par la relation :

$$F_{s\max} = c \cdot L + \tan \varphi \cdot F_n \quad (4.8)$$

Où F_n est la force normale. Si le critère est atteint, $F_s = F_{s\max}$ avec conservation du signe. Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Des tests préliminaires pour les cas étudiés dans cette thèse ont montré une faible sensibilité des résultats à ces deux paramètres. Afin de limiter les temps de calcul, Flac propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs k_n et k_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (4.9)$$

où K et G sont respectivement les module volumique et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

4-2.4 ELEMENTS STRUCTURELS

Afin de simuler les nappes de renforcement en géogrilles, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les nappes de renforcement : les éléments câble et les éléments poutre. La description faite de ces éléments correspond à leur utilisation en deux dimensions (Flac2D).

4-2.4.1 ELEMENTS CABLE

Lorsque le renforcement est utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement du sol, des éléments câbles peuvent être mis en œuvre. Ces éléments peuvent notamment modéliser des tirants et des boulons. Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud.

Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ces éléments peuvent être ancrés en un point spécifique du maillage ou bien liés au maillage afin qu'une force se développe le long de l'élément lorsque le maillage se déforme. Ces éléments ont été mis en œuvre afin de comparer les résultats à ceux obtenus par la modélisation avec les éléments poutre et pour effectuer des modélisations pour lesquelles la nappe de renforcement est soumise à une tension initiale.

4-2.4.2 ELEMENTS POUTRE

Les éléments poutre sont des éléments bidimensionnels avec trois degrés de liberté à chaque extrémité (translation en x, en y et rotation). Une représentation est donnée sur la Figure 3.4

Ces éléments peuvent être joints entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutre sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur et un moment d'inertie.

En général, le comportement des éléments poutre est élastique linéaire sans critère de rupture.

On attribue ainsi à chaque élément un module d'élasticité E .

Les éléments poutre sont généralement utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante. Des éléments poutre attachés au maillage via des éléments d'interface peuvent également simuler l'effet des géotextiles.

En assignant un *moment d'inertie nul* aux éléments poutre, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion. La raideur de la nappe de renforcement est alors $J = E \times A$. La modélisation des interfaces entre les éléments poutre et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant. Théoriquement, les paramètres d'interface doivent être déterminés à partir d'essais d'extraction de nappe. Pour simuler l'effet membrane dans la nappe, les calculs doivent être effectués en grandes déformations.

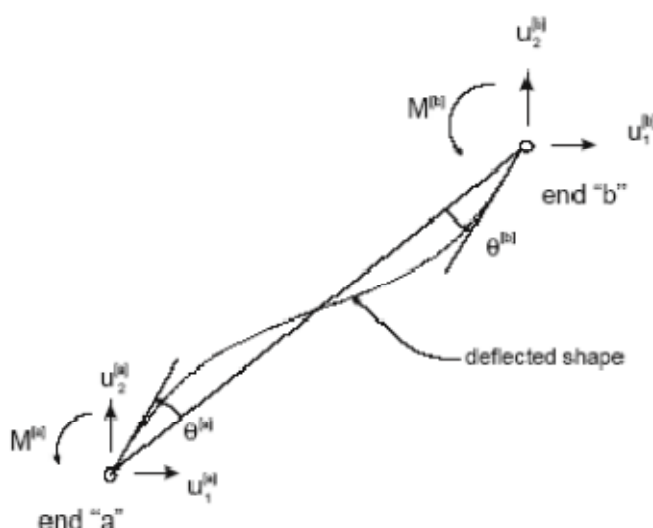


Figure 4.4 – Nomenclature pour un élément poutre

4-3 MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. C'est une loi spécifique du matériau considéré (contrairement aux équations générales de conservation valables pour tous les matériaux). La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = F(\epsilon_{ij}) \quad (4.10)$$

. ϵ_{ij} : le tenseur des déformations

. σ_{ij} : le tenseur des contraintes

F : fonctionnelle

Les lois de comportement sont généralement exprimées sous forme incrémentale

(Darve, 1974 ; Gudehus et Kolymbas, 1979), formulation dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction des contraintes, des déformations ou des deux. Pour un matériau non visqueux la formulation incrémentale se met sous la

forme (Darve *et al.*, 1988) :

$$\delta\epsilon_{ij} = G(\delta\sigma_{ij}) \quad (4.11)$$

où :

. $\delta\epsilon_{ij}$: l'incrément de déformation

. $\delta\sigma_{ij}$: l'incrément de contrainte

G : fonction tensorielle

4-3-1 ELASTICITÉ

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Dans cette partie nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

4-3-1-1 ELASTICITE LINEAIRE ISOTROPE

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations sont relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (4.12)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (4.13)$$

δ_{ij} : indice de Kronecker

. E : module d'Young ν : coefficient de Poisson

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.14)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (4.15)$$

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les paramètres E , ν , G et K sont des constantes.

4-3-1-2 ELASTICITE NON LINEAIRE : CAS DE L'HYPOELASTICITE

L'élasticité non linéaire permet la dépendance du comportement à l'état de contrainte ou de déformation. Le comportement est dit hypoélastique : l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais de la contrainte elle-même. La forme générale de ce type de comportement s'écrit :

$$\delta\sigma_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{rs}) \cdot \delta\epsilon_{ij} \quad (4.16)$$

L'approche hypoélastique de Duncan et Chang (1970) est basée sur une représentation hyperbolique, proposée par Kondner (1963) pour décrire le comportement des sols. La relation hyperbolique s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4.17)$$

Où :

E_i : le module d'Young initial,

ϵ_1 : la déformation axiale,

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: la contrainte déviatoire, σ_1 et σ_3 étant les contraintes principales majeure et mineure,

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la contrainte déviatoire ultime, relié à la contrainte déviatoire à la rupture par un rapport compris habituellement entre 0,6 et 0,9.

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique en introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) qui dépend de la contrainte σ_3 .

4-3-2 ELASTOPLASTICITE

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finies).

Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont, pour un modèle élastoplastique à un seul mécanisme :

La partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ϵ_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques,

La surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,

L'écroûissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,

La règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

4-3-2-1 PARTITION DES DEFORMATIONS

La plasticité est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement.

Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique. Sous forme incrémentale on a :

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (4.18)$$

$d\epsilon_{ij}^e$: incrément de déformation élastique

$d\epsilon_{ij}^p$: incrément de déformation plastique

La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par « décharge élastique » conduisant à la partition des déformations.

4-3-2-2 SURFACE DE CHARGE

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité.

Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que :

lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles,

lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors

avoir lieu, à condition que $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \partial \sigma_{ij} \geq 0$, on est alors dans le cas du chargement,

$f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

La Figure 4.5 illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage.

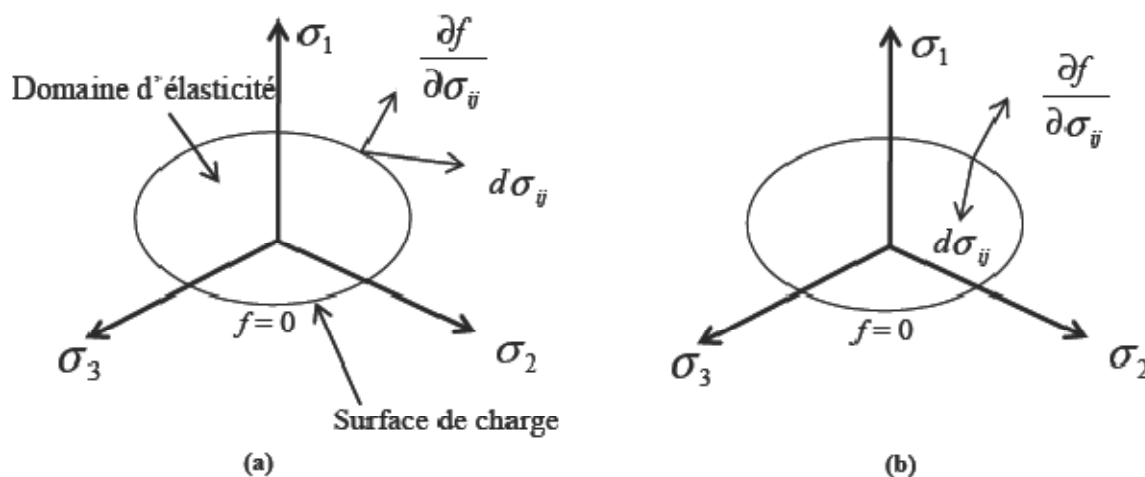


Figure 4.5 : surface de charge (a) et de décharge (b)

On peut distinguer la plastification au cisaillement, qui conduit à la rupture du sol et la plastification par compression, qui correspond à la compressibilité. En admettant ces deux phénomènes, on aura dans l'espace des contraintes un domaine fermé délimité par une courbe

(Modèle de Cam Clay de Burland et Roscoe, 1968) ou plusieurs courbes (Di Maggio et

Sandler, 1971 ; Chaffois et Monnet, 1985 ; Vermeer, 1982 ; Lade, 1987). Si on admet seulement la plastification au cisaillement, le domaine élastique intérieur pour lequel le sol est en équilibre sera ouvert (Frydman *et al.*, 1973 ; Monnet et Gielly, 1979). La Figure 6 illustre le cas de deux surfaces de charges délimitant un espace fermé dans le plan des contraintes (p,q), où p est la contrainte moyenne et q la contrainte déviatorique. La surface de charge en compression se referme sur l'axe des contraintes isotropes p, permettant une plastification par compression. On appelle ce type de surface « cap ».

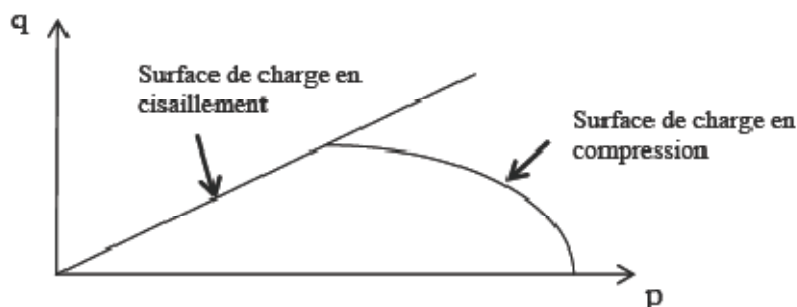


Figure 4.6 : surfaces de charge dans le plan (p,q), d'après le modèle de Chaffois et Monnet (1985).

La règle d'écoulement ne semble pas adaptée à la description du comportement des sols pulvérulents. Cette règle implique que la direction de l'incrément de déformation plastique ne dépend que de l'état de contrainte actuel, or des expérimentations montrent que cette direction dépend également de l'incrément de contrainte (Loret, 1981 ; Poorooshasb *et al*, 1966 ; Tan, 1990 ; Tatsuoka et Ishihara, 1974). L'unicité du potentiel n'est pas assurée (sauf près de la rupture) et la loi d'écoulement doit alors s'écrire sous la forme incrémentale :

$$d\varepsilon_{ij}^p = G_p(\sigma_{kl}, \sigma_{mn}) d\sigma_{sr}$$

Une alternative consiste à considérer une loi à plusieurs mécanismes plastiques. L'introduction des sources multiples de plasticité a été proposée par Koiter (1960) et Mandel (1965). Le croisement de plusieurs surfaces de charges, attachées à des mécanismes plastiques différents, crée une singularité au point de contrainte actuel, où le nombre de mécanismes activés dépend de la direction de la sollicitation. Un modèle à deux mécanismes rend la relation entre les tenseurs

$d\sigma_{ij}$ et $d\varepsilon_{ij}$ quadrilinéaire. Il se pose ensuite le problème de la dépendance ou l'indépendance des mécanismes entre eux. On parle de dépendance des mécanismes lorsqu'il y a mise en commun dans deux ou plusieurs surfaces d'un même paramètre d'écrouissage.

Les modélisateurs considèrent souvent qu'une approche avec deux mécanismes (déviatorique et volumique) est suffisante pour modéliser le comportement d'un sol granulaire sous chargement monotone. Pour modéliser les sollicitations cycliques, trois mécanismes sont nécessaires.

4-3-2-3 NOTION D'ECROUISSAGE

Un écrouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation.

Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.

Pour un écrouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.

Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation. La Figure 4.7 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écrouissage isotrope (a) et de l'écrouissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écrouissage cinématique s'avère nécessaire. Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.

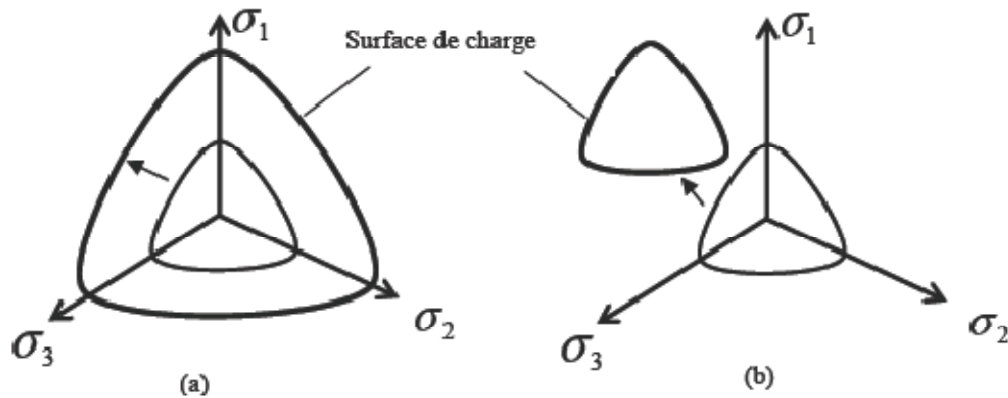


Figure 4.7 : écrouissage isotrope (a) et cinématique (b)

4- 3-2-4 SURFACE DE RUPTURE

La surface de rupture correspond à l'enveloppe des points de rupture ou résistances maximales dans l'espace des contraintes.

4 -3-2-5 REGLE D'ÉCOULEMENT PLASTIQUE

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$) et d'écrouissage (k) par l'intermédiaire d'un potentiel élastique g , qui peut être différent de la fonction de charge – on a alors un écoulement non associé :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.19)$$

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique. On peut introduire la variable H , appelée module d'écrouissage et définie par :

$$H \cdot d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (4.20)$$

La loi d'écoulement est fréquemment déduite de l'équation de contrainte - dilatance de

Rowe (1962). Le cadre de la « plasticité non associée » (lorsque le potentiel plastique est différent de la fonction de charge) est quasiment indispensable en mécanique des sols (Vermeer et De Borst, 1984 ; Lemaitre et Chaboche, 1988). Le multiplicateur plastique se détermine à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge (on doit vérifier $f = 0$). On a donc, au cours du pas de temps, $df = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé. Lorsqu'au moins deux mécanismes sont activés nous devons appliquer la théorie des multimécanismes (Koiter, 1960).

4 -3-3 HYPOPLASTICITE

L'hypoplasticité consiste à représenter le comportement du sol à l'aide d'une structure mathématique simple : elle ne nécessite qu'une seule équation tensorielle. L'hypoplasticité diffère de l'élastoplasticité dans le sens où il n'y a pas de partition des déformations en partie élastique et partie plastique. La structure mathématique de la modélisation n'utilise plus les concepts tels le

potentiel plastique, la surface de charge, la règle d'écoulement et la condition de consistance (Dafalias, 1986).

4.4 MODELES DE COMPORTEMENTS

4.4.1 CLASSIFICATION DES MODELES DE COMPORTEMENT

Il existe un nombre considérable de modèles de comportement des sols. Certains sont basés sur les principes théoriques de la mécanique et d'autres sur des observations expérimentales (Lade, 2005a). Plusieurs auteurs proposent des revues bibliographiques et différentes classifications des modèles sont alors proposées. Les modèles sont classés :

selon le type de sol pour lequel ils conviennent (cohérent, non cohérent, granulaire). De Borst et Groen (2000) distinguent la modélisation élastoplastique des argiles de la modélisation élastoplastique des sables. Le comportement des argiles est généralement modélisé par un modèle de type Cam Clay alors que le comportement des sables sous chargement monotone est pris en compte par un modèle à double mécanisme tel que le modèle de Lade (1977). Cependant ces deux classes de modèles ont une surface de charge dépendant du niveau de contrainte et la partie élastique dépend également du niveau de contrainte.

selon la théorie sur laquelle ils sont basés. Monnet (1983) classe les modèles selon qu'ils font appel ou non à la plasticité, et dans ce cas suivant que le domaine d'élasticité soit fermé (modèles de Cam Clay ; Di Maggio et Sandler, 1971 ; Prevost et Hoeg, 1975) ou non (Monnet, 1977). Saada (1988) classe les modèles selon qu'ils sont basés sur la théorie incrémentale, la théorie de l'élastoplasticité avec un comportement isotrope ou anisotrope, la théorie de la viscoplasticité. Il distingue ensuite les différents critères de rupture, isotropes ou anisotropes.

Nous présentons donc dans un premier temps quelques modèles visant à simuler le comportement des sols granulaires puis des modèles visant à simuler le comportement des argiles compressibles, sous chargement monotone, cela afin de guider notre choix sur la mise en œuvre de modèles réalistes pour nos simulations numériques.

4 -3.4.2 MODELE VISANT A SIMULER LE COMPORTEMENT DES SOLS GRANULAIRES

La plupart des modèles se basent sur les observations expérimentales du comportement des sols granulaires (généralement des sables) effectuées sur des essais triaxiaux. Les sols granulaires présentent un comportement complexe qui dépend de l'état de contrainte, de densité et de l'histoire du chargement. Les observations sont généralement les suivantes (Cambou et Jafari, 1988 ; Mestat, 2002) :

Déformations irréversibles dès l'apparition de faibles déformations : le domaine élastique est très petit.

Les sables denses présentent un pic de résistance, le cisaillement est accompagné successivement par de la contractance puis de la dilatance alors que les sables lâches ont un comportement *asymptotique* et diminuent de volume.

L'enveloppe des points de rupture peut généralement être approximée par une droite passant par l'origine dans le plan de Mohr.

Pour les très grandes déformations, on n'observe plus de variation de volume, cet état est appelé « état critique ».

Pour de fortes pressions, on observe une courbure de l'enveloppe de rupture vers l'axe des compressions.

La trace de la surface de rupture dans le plan est proche d'un triangle curviligne sans point anguleux (Lade, 1977), comme illustré par la Figure 4.8

Les sables humides ou légèrement cimentés présentent de la cohésion : l'enveloppe de rupture ne passe plus par l'origine.

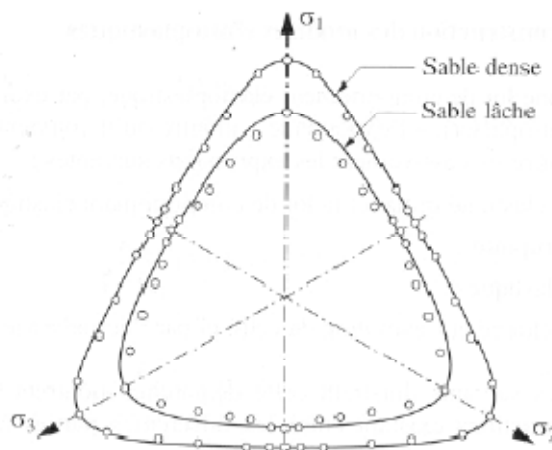


Figure 4.8 – Trace de la surface de rupture d'après Lade (1977)

4 - 3.4.2.1 MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE

MODELE DE MOHR-COULOMB

Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon), Mestat (2002). Il s'agit d'un modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écrouissage, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes). Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $f(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement φ). Ce modèle permet de simuler la rupture du sol par cisaillement.

La surface de rupture a pour équation :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (4.21)$$

où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales extrêmes telles que $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, les contraintes de compressions étant négatives.

Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Tresca. Dans l'espace des contraintes

principales, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Figure 1) et qui dégénère en cylindre lorsque $\varphi = 0$. Il est important de remarquer que la contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans le critère, l'angle de frottement est ainsi le même en compression et en extension, ce qui est réfuté par l'expérience. Les paramètres c et φ se déterminent à l'aide des contraintes à la rupture obtenues par au moins deux essais triaxiaux, en traçant $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ en fonction de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. La droite obtenue a pour ordonnée à l'origine c et pour pente $\sin \varphi$.

L'écoulement est non associé lorsque $\psi \neq \varphi$ et le potentiel plastique s'écrit :

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) * \sin\psi - 2c * \cos\psi + cte = 0 \quad (4.22)$$

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (oedomètre et appareil triaxial), Mestat (2002) :

- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson
- c : Cohésion
- φ : Angle de frottement
- ψ : Angle de dilatance

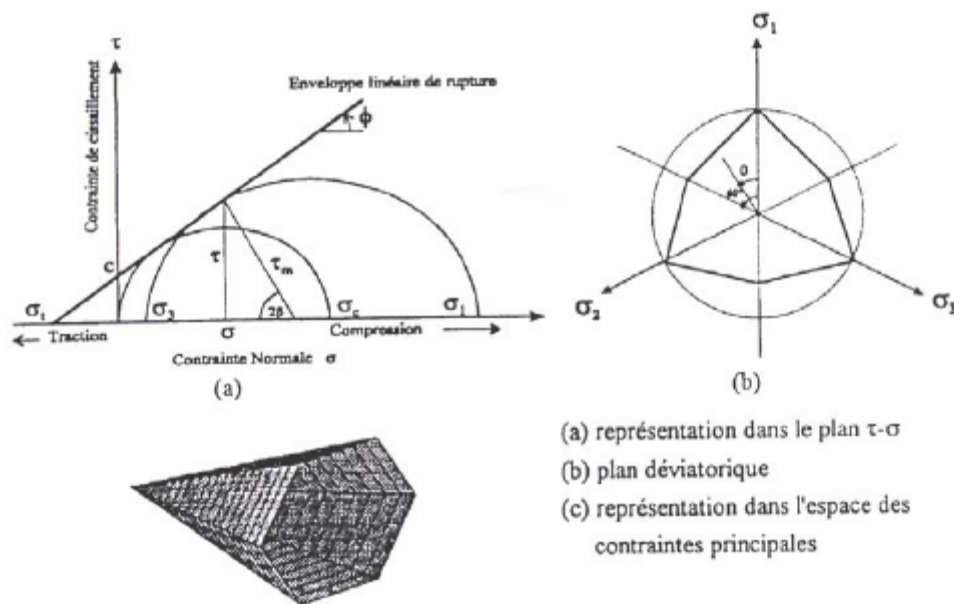


Figure 4.9 : critère de rupture de type Mohr-coulomb

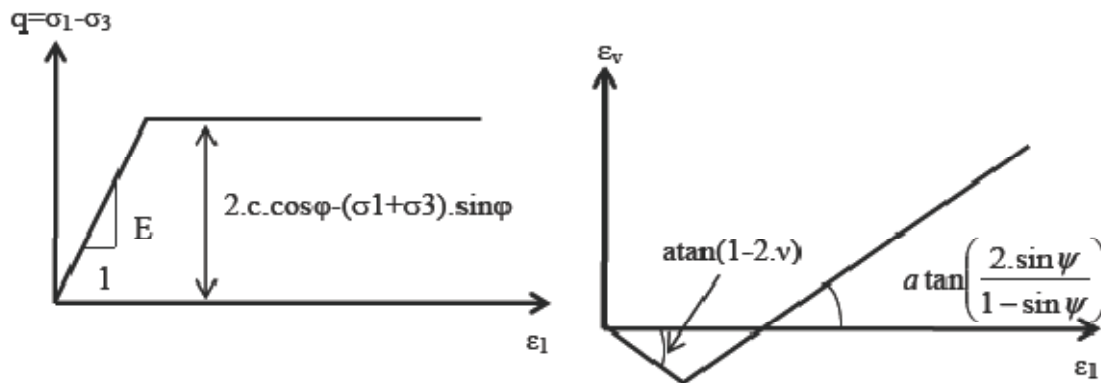


Figure 4.10 : modèle Mohr-coulomb -essai triaxial.

4.5 CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT

Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à identifier est important, et les données expérimentales se révèlent vite insuffisantes

CHAPITRE V : ETUDE DU COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE FILANTE SUR SABLE RENFORCE AU DESSUS D'UNE ARGILE EN PENTE

5.1-INTRODUCTION.

Les travaux de recherches menés dans le cadre de cette thèse, concernent l'étude numérique du comportement d'une semelle filante située au dessus d'un talus. Initialement constitué d'argile molle dont la couche supérieure est remplacée par un sable dense renforcé. Aussi, nous procéderons au calcul de la capacité portante de la semelle filante située au dessus du talus pour différentes configurations incluant la variation des paramètres tel que l'épaisseur de la couche de sable, le nombre de géogrilles, leurs largeur , et la position de la semelle par rapport à la crête du talus.

5.2 -SIMULATION NUMERIQUE

5-2-1 PRESENTATION DU CAS ETUDIE

On considère une semelle filante superficielle isolée de largeur B posée au dessus d'un talus constitué de deux couches (sable dense sur argile molle voir **Figure 5.1**). La fondation est soumise à une charge verticale. Les paramètres géométriques de l'étude sont :

b : distance entre la semelle et la crête du talus

B : largeur de la semelle filante

d : épaisseur de la couche de sable

H : hauteur du talus

h : distance verticale entre deux nappes successives de géogrille.

u : distance verticale entre la semelle et la première nappe de géogrille

La pente du talus est 2/3 soit un angle de $33,69^\circ$

Les valeurs des paramètres géométriques pour le présent cas sont

B = 0.75 m (largeurs de la semelle filante)

H : 3.88 m

Les propriétés des différents matériaux sont :

Argile : $\varphi=25^\circ$ C =25 Kpa $\gamma = 1615 \text{ kg/m}^3$

Sable : $\varphi=40^\circ$ $\psi = 10^\circ$ C =0 Kpa $\gamma = 1927 \text{ kg/m}^3$

Géogrille : EA = 2000 KN/m

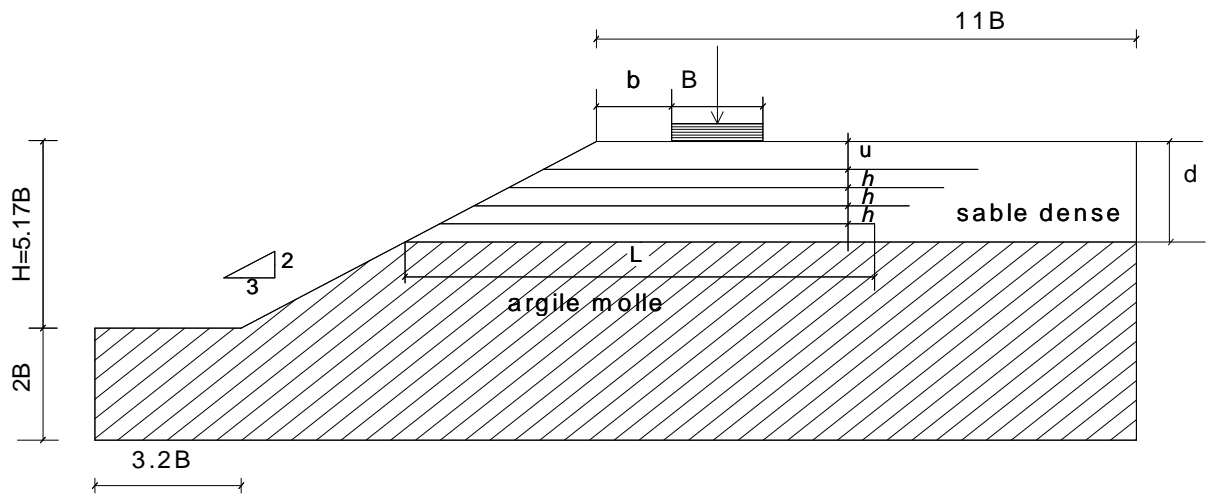


Figure 5.1 : semelle filante au-dessus d'un talus (en bicouche) renforcé par géogrilles.

La série de calculs à effectuer pour l'étude paramétrique comporte 32 essais dont le détail est reporté sur le tableau 5.1

série	Paramètres constants	Paramètres à varier				
1	Sable non renforcé	L'épaisseur de la couche de sable				
		0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
2	$b/B=0, d/B=1.5, N=1, \text{ et } L/B=5$	Distance entre la semelle et la géogrille « u »				
		0.25	0.50	0.75	1.00	1.25
3	$b/B=0, d/B=1.5, N=2, u/B=0.25 \text{ et } L/B=5$	Distance entre les géogrilles « h/B »				
		0.25	0.5	0.75	1.00	
4	$b/B=0, d/B=1.5, N=3, u/B=0.25 \text{ et } h/B=0.4$	Longueur des géogrilles « L/B »				
		2	3	4	5	6
5	$b/B=0, d/B=1.5, u/B=0.25, h/B=0.4 \text{ et } L/B=6$	Nombre de nappes de géogrilles « N »				
		1	2	3	4	
6	Sable non renforcé $d=1.5B$	Position de la semelle « b/B »				
		0	1	2	3	4
7	$d/B=1.5, u/B=0.25, h/B=0.4 \text{ et } L/B=5 \text{ et } N=3$	Position de la semelle « b/B »				
		0	1	2	3	4

TABLEAU 5.1 : PROGRAMME DE SIMULATION POUR L'ETUDE PARAMETRIQUE

5-2-2 MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES.

Le maillage doit résulter d'un compromis entre une description aussi complète que possible de la géométrie, des résultats satisfaisants, et des temps de calcul raisonnable.

les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, condition aux limites, chargements) doivent être utilisées aux maximums afin de réduire la taille du système étudié.

le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de l'ouvrage (semelle) et là où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

Il n'y a pas de règle précise pour augmenter la taille de la maille, il suffit d'assurer une augmentation progressive et régulière loin des zones sensibles.

Dans le présent cas, aucune symétrie n'existe le problème est modélisé dans son ensemble (Figure 5.2).

Par ailleurs, il est à signaler que le maillage adopté est assez dense notamment dans les zones sollicitées ; vue les difficultés géométriques pour l'insertion des éléments de renforcement (géogrilles), l'examen de l'influence du maillage sur les valeurs de capacité portante n'a pas été réalisé et on a préféré l'utilisation d'un maillage dense et ce malgré les temps de calculs, car il est démontré que pour le code Flac2d plus le maillage est plus les résultats sont précis.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure (comme illustré sur la fig.5.2). Les frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

Les nœuds au contact de la semelle sont bloqués dans les deux directions (x, et y) et subissent une vitesse dirigée suivant y

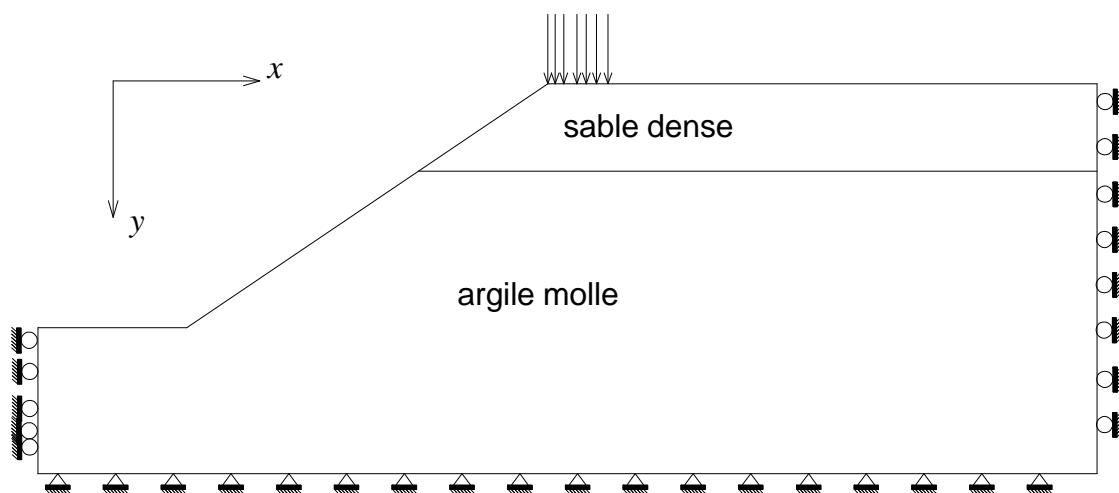


Figure 5.2 : Les conditions aux limites

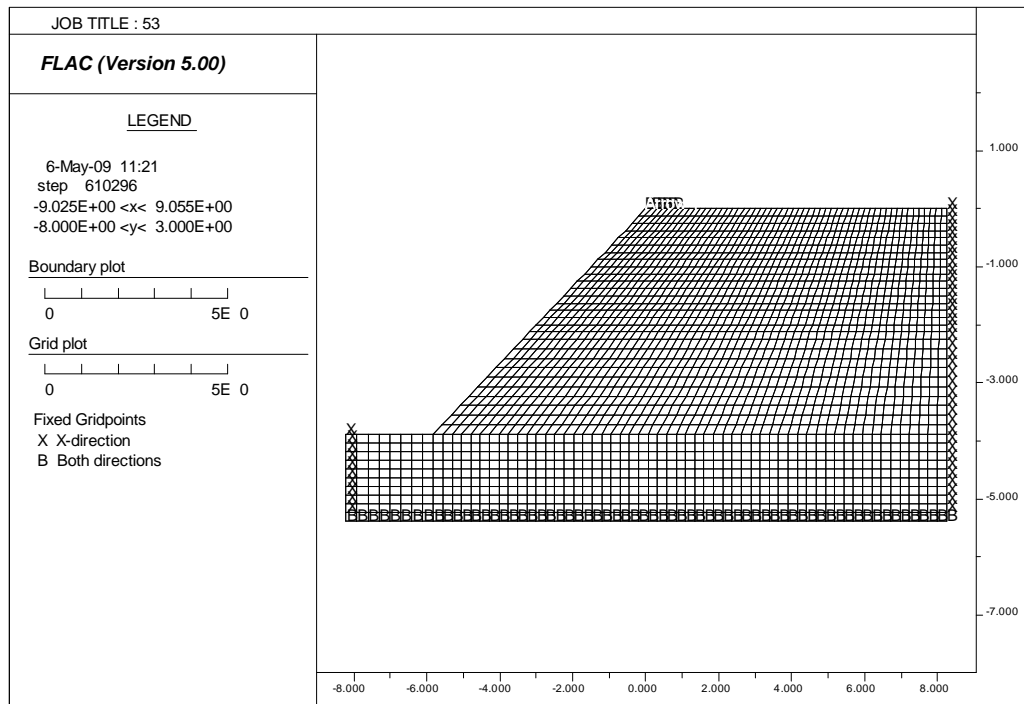


Figure 5.3 : le maillage du talus est réalisé par grille de 63x38

5 2-3 MODELES DE COMPORTEMENT.

Pour la présente étude, nous avons jugé plus pratique d'utiliser le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-coulomb, caractérisé par les paramètres suivant :

E : module d'Young ν : coefficient de poisson γ : poids volumique

c : la cohésion du sol ϕ : l'angle de frottement du sol ψ : l'angle de dilataance du sol.

Dans le code FLAC, il est préférable, pour les propriétés élastiques des géomatériaux, d'utiliser les modules volumiques K et de cisaillement G que le module de Young E et le coefficient de Poisson ν .

$$K = E / 3(1-2\nu) \qquad G = E / 2(1+\nu)$$

Le couple (K, G) donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple (E, ν) ne donne pas un sens pour un certain matériau admissible à l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au chargement volumique mais non au cisaillement. A l'autre extrême le matériau résiste au cisaillement mais non au chargement volumique.

5-2-4 PROCEDURE DE SIMULATION.

Comme n'importe quelle procédure dans le code FLAC 2D l'actuelle procédure suit plusieurs étapes spécifiques lors de l'exécution, qui sont les suivantes :

- génération du maillage ;
- frontières et conditions initiales ;
- choix du modèle constitutif et propriétés du sol ;
- chargement et séquence de modélisation ;
- interprétation des résultats.

Pour la procédure de simulation, la fondation est considérée comme rigide donc le chargement est effectué par l'application d'une vitesse de déplacement sur les nœuds en contact entre la fondation et le sol.

Au cours du déplacement de la fondation, on enregistre la charge à travers la résultante des forces nodales de tous les nœuds sous la fondation.

Le calcul concerne le calcul de la capacité portante q_u de la fondation, qui est déterminée par la division par la surface ($B \cdot 1$) de la résultante des forces verticales aux nœuds de la base de la fondation au moyen de la courbe *chargement-tassement* comme indiqué au premier chapitre si la courbe ne présente un extrémum le point de la courbe correspondant à $\frac{\Delta s}{\Delta q} \approx c^{te}$ selon (Vésic) correspondra à la capacité portante ultime

5-3. VALIDATION

Nous utiliserons les résultats expérimentaux trouvés dans la littérature [41], pour la validation des résultats numériques obtenues, bien entendu, il est évident que les résultats numériques et expérimentaux ne seront pas identiques et ceci pour les raisons suivantes :

Les résultats expérimentaux sont ceux du modèle réduit réalisé à l'échelle de $=1/10$ et sous la gravité terrestre. Ici, il bon de rappeler que l'effet d'échelle a une influence importante sur les résultats.

Les caractéristiques mécaniques matériaux utilisés dans la simulation numérique, sont pris à partir des bases de données d'un logiciel (sable dense et argile molle)

Ainsi la comparaison sera qualitative et nous n'avons la prétention de proposer de nouvelles paramètres Pour la détermination de la capacité portante pour ce type de configuration.

5.4 - CALCULS DE L'INFLUENCE DES DIFFERENTS PARAMETRES.

Un facteur non-dimensionnel nommé BCI est introduit représentant le rapport de la charge ultime de la fondation sur le talus renforcé (q_u renforcé) sur la charge ultime sur talus non renforcé (q_u).

$$BCI = \frac{q_u \text{ (renforcé)}}{q_u}$$

Aussi pour le tassement de la semelle (S), un facteur non-dimensionnel est défini comme le rapport du tassement par rapport à la largeur de la semelle (B) soit le rapport (S/B, %).

La capacité portante ultime est déterminée à partir de la courbe charge-déplacement, correspondant au pic de la courbe après lequel la courbe décroît. Dans le cas où la courbe ne présente pas de point de rupture (pic), la capacité portante ultime est prise au point de la courbe charge-tassement ayant une pente nulle ou constante (Vésic 1973-chapitre I).

5-4-1 RESULTATS DE L'EFFET DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE DU SABLE DENSE SANS RENFORCEMENT (1^{ÈRE} SÉRIE).

Comme indiqué sur le tableau 5.1, cette première série concerne l'effet de l'épaisseur de la couche de sable (sol de substitution) sur la capacité portante ultime (q_u). Les résultats obtenus sont illustrés sur les Figures 5.4 et 5.5

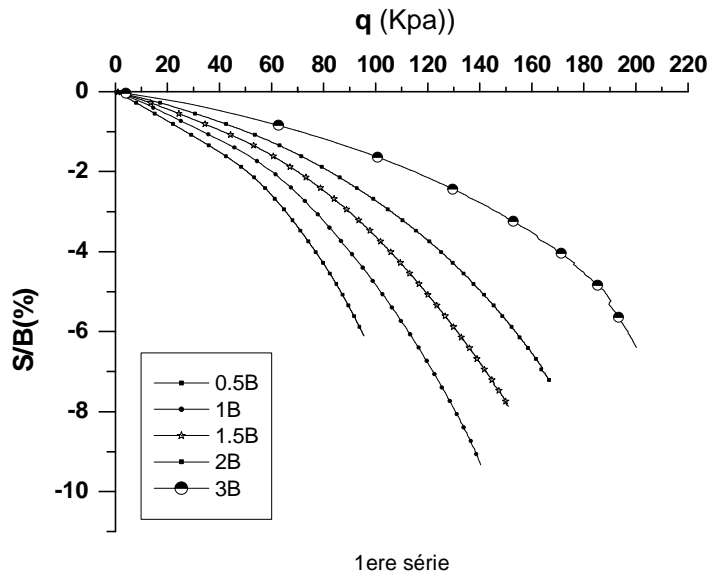


Figure 5.4 : courbes charge-tassement pour les différentes épaisseurs de la couche du sable (résultats numériques). d/B

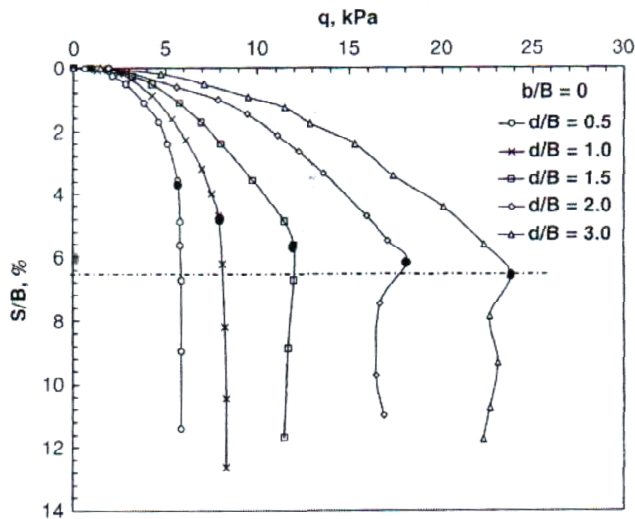


Figure 5.5 : résultats expérimentaux sur modèle réduit (41)

Commentaire :

On peut voir clairement que plus la couche de sable est épaisse plus la capacité portante croit. Et ceci que ce soit pour le modèle numérique où le prototype expérimental.

On se rapportant aux relations empiriques proposés par **Omar et al [33]**, concernant la profondeur critique des renforts chapitre II (équations 2.10 et 2.11) qui stipulent que l'accroissement de la capacité portante se réalise seulement quand la profondeur du renforcement ne dépasse pas $2B$ pour une semelle continu et $1.2B$ pour une semelle carrée. Bien entendu, ces résultats sont valables pour le cas d'une semelle sur un terrain horizontal.

Le choix d'une épaisseur de la couche de sable $d=1.5 B$ pour le reste des essais (couche renforcée) semble acceptable, bien que dans l'étude expérimentale, il n'est pas fait mention de la motivation de ce choix

5-4-2 RESULTATS DE L'EFFET DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE ENTRE LA PREMIÈRE GEOGRILLE ET LA SEMELLE (2^{ÈME} SERIE).

$u/B=0.25-0.5-0.75-1.00$ et 1.25

les valeurs des autres paramètres sont :

$b/B=0, d/B=1.5, N=1,$ et $L/B=5$

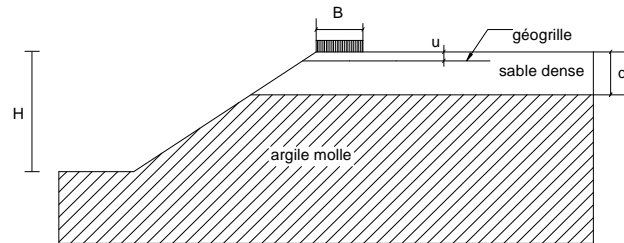


Figure 5.6 : recherche de l'effet du rapport u/B sur q_u

Les résultats numériques et expérimentaux obtenus sont les suivants :

u/B	0.25	0.5	0.75	1.00	1.25
q_u (Kpa) num	128	130	129	126	125
q_u (Kpa) exp	16.75	17.5	17.25	16.5	16.45

Discussion :

Comme indiqué au chapitre II ; La valeur de $(u/B)_{max}$, recommandée par Binquet et Lee [29,30] est de l'ordre de 0.67 (renforcement bande métallique), cependant les résultats de tests sur prototypes de Guido et al [31] pour une semelle carrée et de Omar et al [36] pour semelle filante (continue) montre que $(u/B)_{cr}$ varie approximativement de 0.25 à 0.4. Notons que ces propositions sont pour le cas d'une semelle sur un terrain parfaitement horizontale.

Pour la présente étude, on trouve que la valeur approximative de $u/B=0.5$ donne la plus grande valeur de q_u et ceci que ce soit numériquement où expérimentalement.

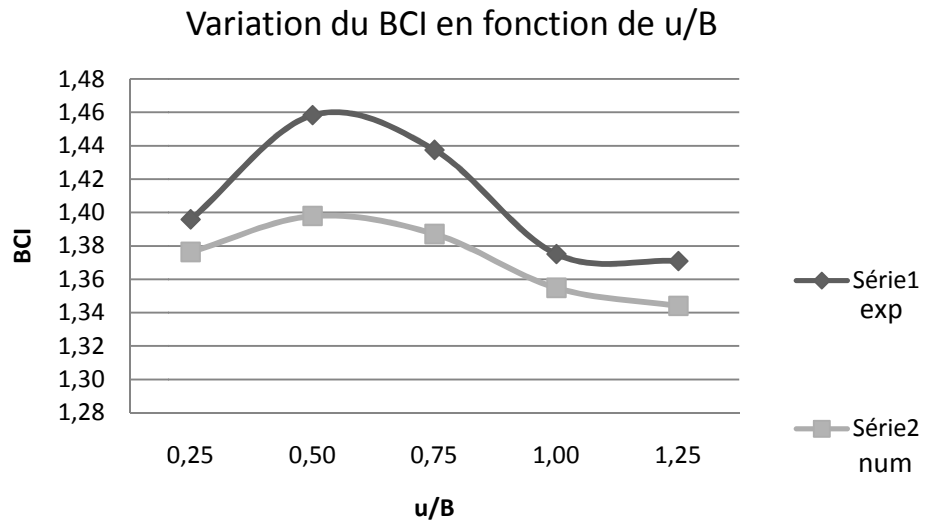


Figure 5.7 : variation du BCI en fonction du paramètre u/B

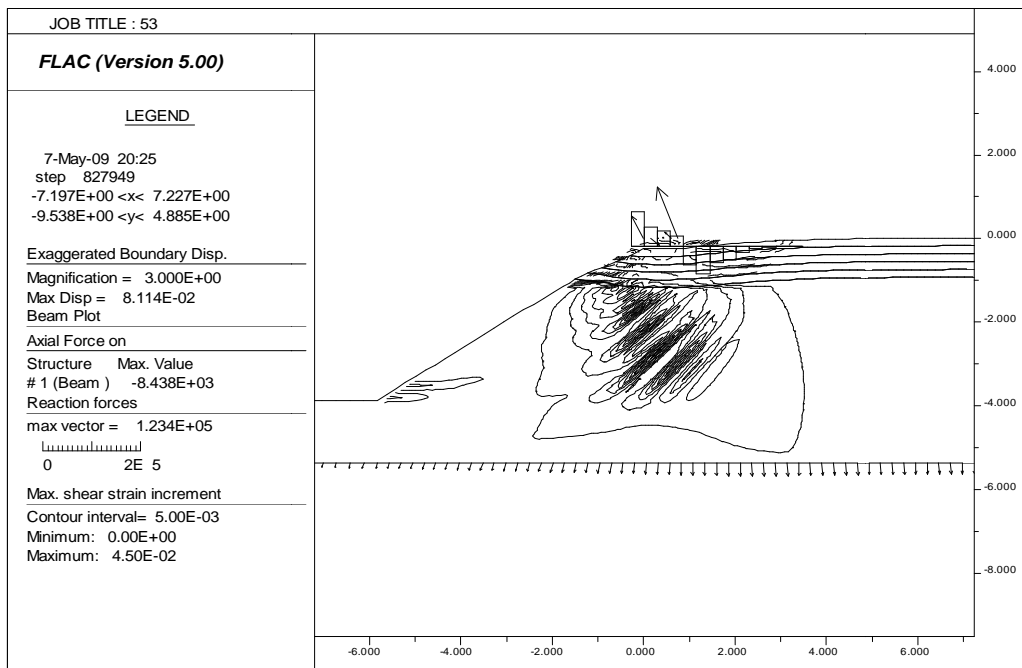


Figure 5.8 : déformations au sein du massif du talus et efforts dans les éléments de renforcement

5-5-3 CALCUL DE L'EFFET DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE ENTRE DEUX GEOGRILLES SUCCESSIVES (3^{ÈME} SERIE).

$h/B=0.25-0.5-0.75-1.00$

les valeurs des autres paramètres
 $b/B=0, d/B=1.5, N=2,$
 $u/B=0.25$ et $L/B=5$

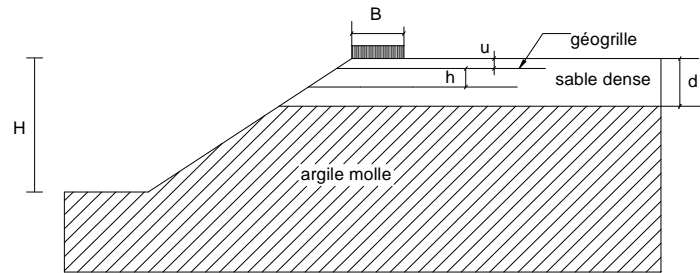


Figure 5.9 : recherche de l'effet du rapport h/B sur q_u

Les résultats numériques et expérimentaux obtenus sont les suivants :

h/B	0.25	0.5	0.75	1.00
q_u (Kpa) num	154	158	149	141
q_u (Kpa) exp	20.57	21.9	19.5	18.5

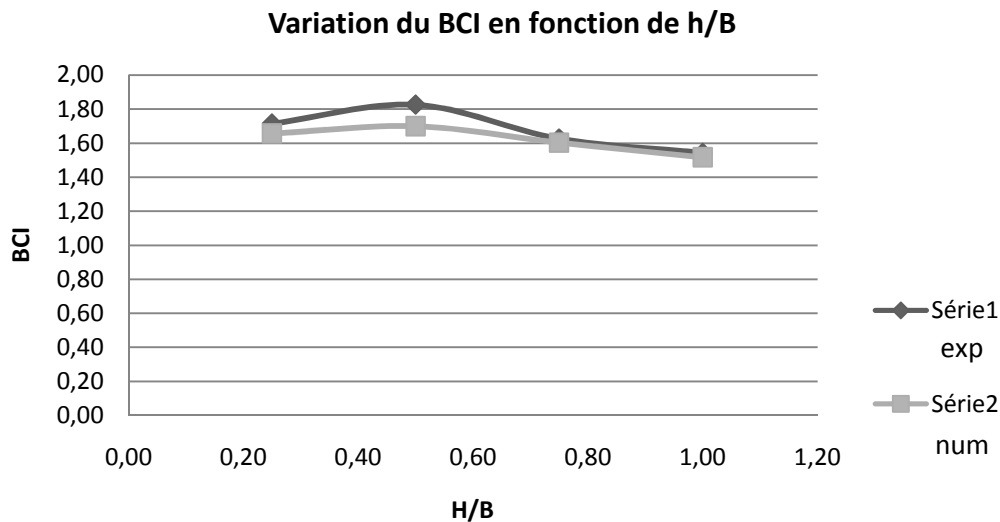


Figure 5.10 : variation du BCI en fonction de h/B

Pour ce paramètre, je n'ai trouvé aucune donnée précise dans mes recherches bibliographiques, cependant selon les résultats obtenues, il apparaît qu'au-delà de $h/B = 0.5$ la capacité portante ultimes décroît.

5-4-4 CALCUL DE L'EFFET DE LA LONGUEUR DES GEOGRILLES (4^{EME} SERIE).

$L/B = 2 - 3 - 4 - 5$ et 6

les valeurs des autres paramètres
 $b/B=0, d/B=1.5, N=3, u/B=0.2$
 5 et $h/B=0.4$

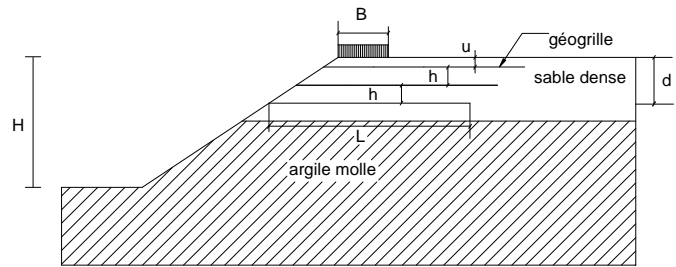


Figure 5.11 : recherche de l'effet du rapport L/B sur q_u

Les résultats numériques et expérimentaux obtenus sont les suivants :

L/B	0	2	3	4	5	6
q_u (Kpa) num	93	120	184	204	222	233
q_u (Kpa) exp	12	16	19	21.5	23	23.40

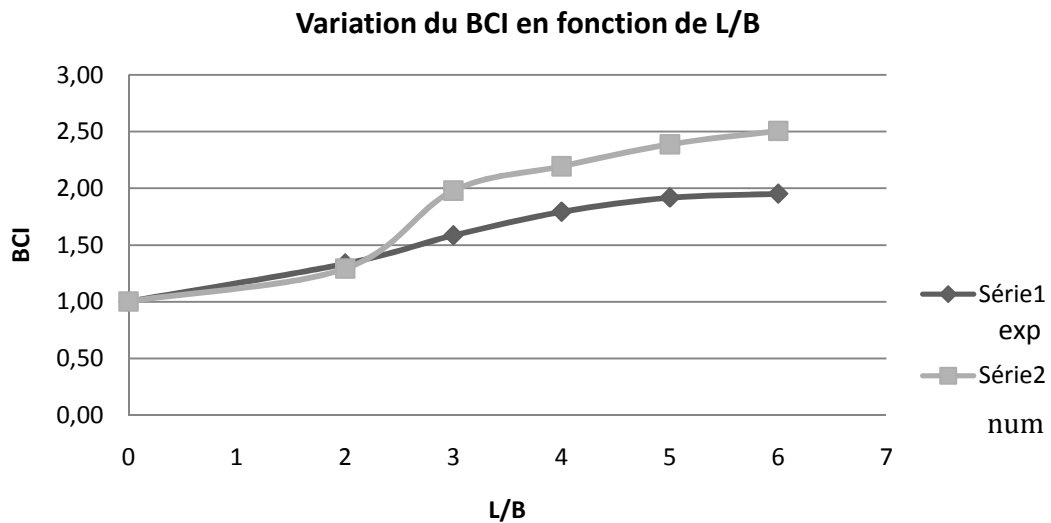


Figure 5.12 : variation du BCI en fonction de L/B (longueur de la géogrid)

Discussion

Selon l'étude bibliographique (chapitre II), pour une *fondation sur un terrain horizontal*, $(L/B)_{cr}$ est de l'ordre de 8 pour une semelle continue et de l'ordre de 4.5 pour une semelle carrée. Il est utile de rappeler que généralement qu'avec les autres paramètres demeurant constants, de l'ordre de 70% ou plus du BCR_u est réalisé avec $L/B \approx 2$, le reste c'à d les 30 % du BCR est réalisé quand L/B croit de 2 jusqu'à la valeur de $(L/B)_{cr}$.

5-4-5 RESULTATS DE L'EFFET DU NOMBRE DE GEOGRILLES (5^{EME} SERIE).

Binquet and lee [29,30] suite à des essais sur modèles réduits sont arrivé à conclure que le nombre des nappes de renforcements (N) doit être supérieur à 4 sont toute fois dépassé 6 ou 7.

Les résultats expérimentaux sont illustrés sur la Figure 5.13

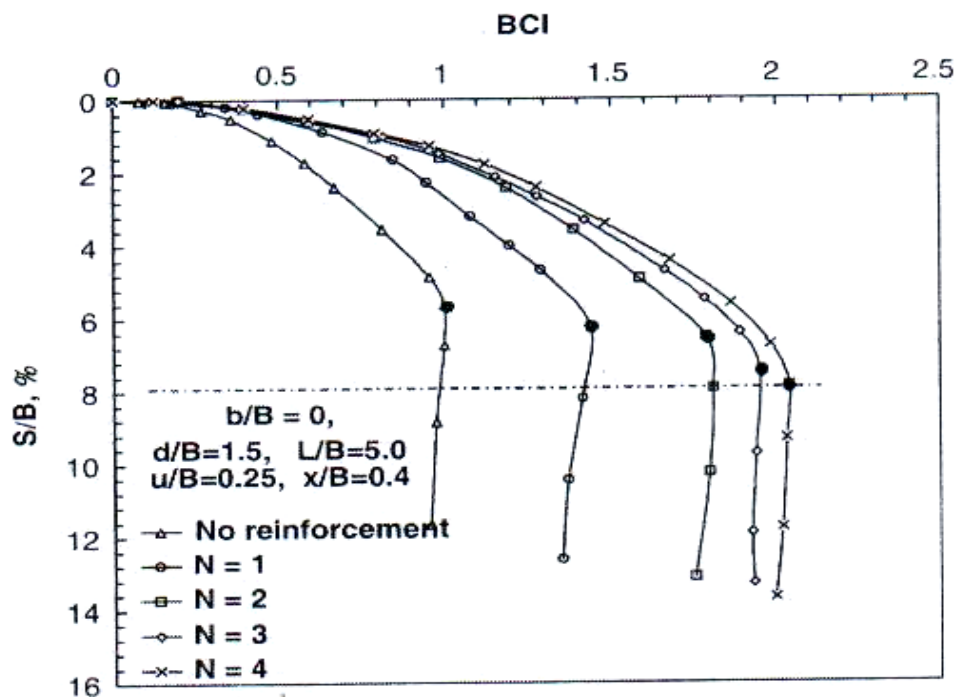


Figure 5.13 : Variation du BCI en fonction de S/B du modèle réduit (expérimental) réf.[41]

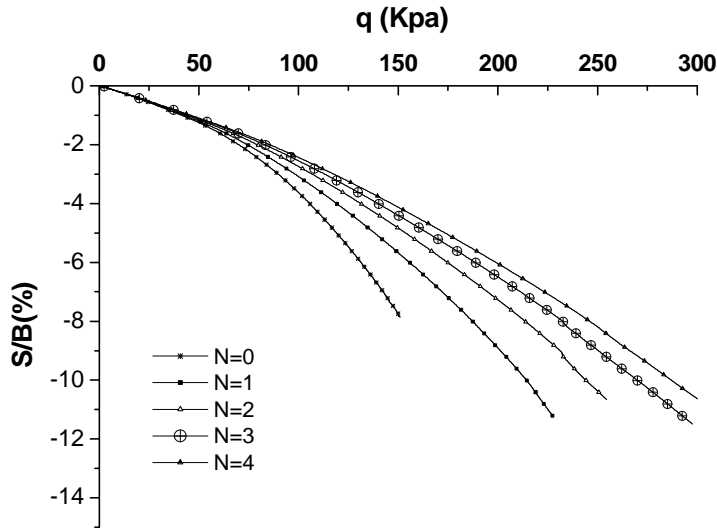


Figure 5.14 : variation de la charge ultime en fonction du nombre de géogridle (résultats numériques)

Il est évident que plus le nombre de géogridles augmente plus la capacité portante croit

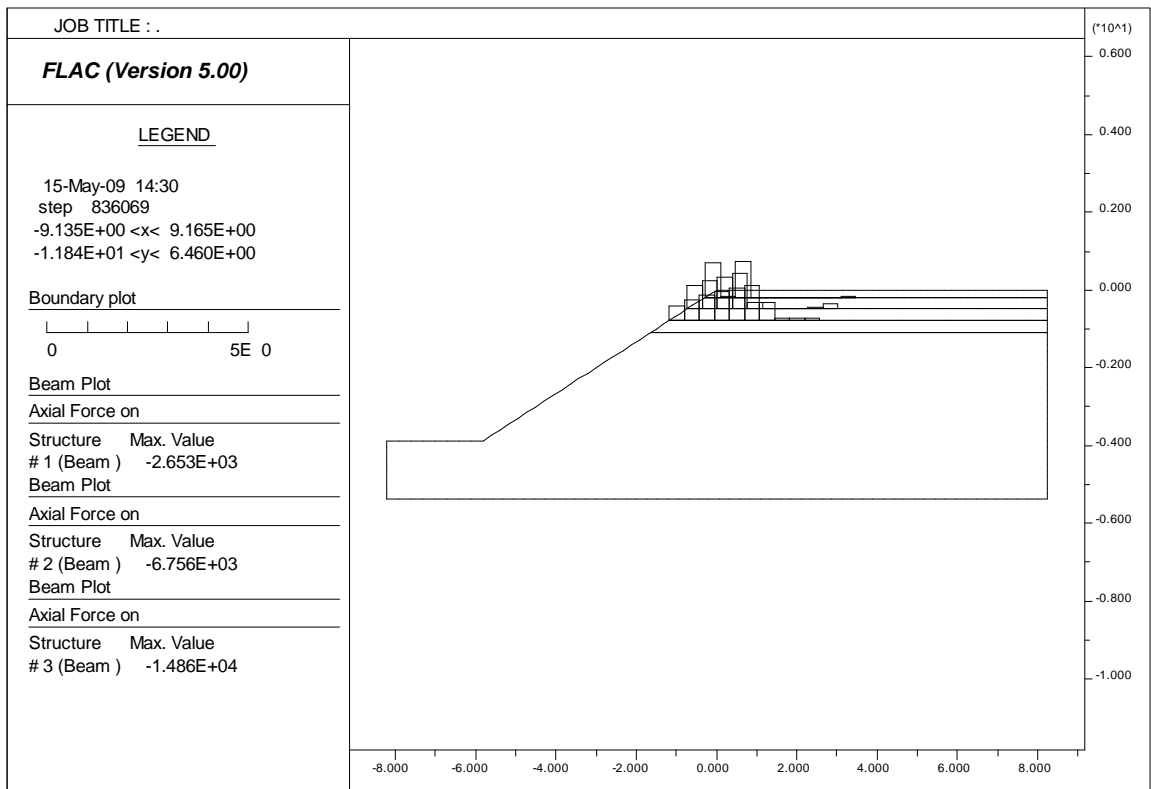


Figure 5.15 : Efforts dans les inclusions.

A partir de la figure 5.14, on remarque que plus l'inclusion est profonde plus elle est sollicitée, cependant la validation de ce constat pas des résultats expérimentaux n'est pas possible dans la présente étude

/

5-4-6 RESULTATS RELATIFS A LA POSITION DE LA SEMELLE PAR RAPPORT A LA CRETE DU TALUS NON RENFORCE (6^{EME} SERIE).

Pour cette série, on recherche l'effet de la variation de la position de la semelle par rapport à la crête du talus sur la capacité portante ultime. (L'épaisseur de la couche de sable $d=1.5B$)

b/B	0	1	2	3	4
q_u (Kpa) num	93	168	175	177	178
q_u (Kpa) exp	12	14.5	18	21	22

Influence de la position de la semelle / crête du talus

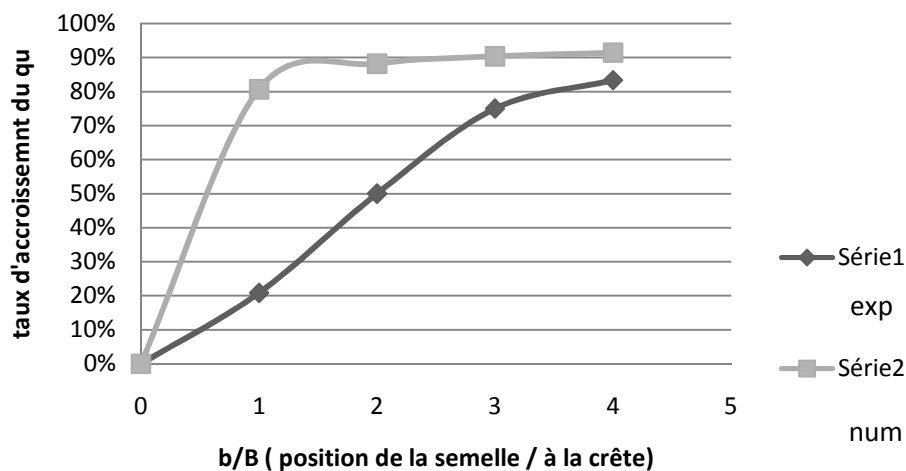


Figure 5.16 : Influence de la position de la semelle par rapport à la crête du talus non renforcé

Les résultats expérimentaux ou numériques, prouvent que la capacité portante augmente quand la semelle s'éloigne de la crête du talus et devient quasiment constante à partir la valeur de $b/B=3$ pour les résultats des simulations numériques.

Par ailleurs, d'après l'étude bibliographique ces résultats sont des plus acceptables ($\beta=33.69^\circ$) aussi, il est rapporté qu'à partir de $b/B>6$ l'effet du talus sur la capacité portante disparaît.

5-4-7 RESULTATS RELATIFS A LA POSITION DE LA SEMELLE PAR RAPPORT A LA CRETE DU TALUS RENFORCE (7^{EME} SERIE).

Pour cette série, c'est la même recherche que pour la 6^{ème} série mais dans le cas du **talus renforcé**. (L'épaisseur de la couche de sable renforcée $d=1.5B$)

b/B	0	1	2	3	4
q_u (Kpa) exp	23	26	30.5	35	36.5
q_u (Kpa) num	181	186	185	178	162

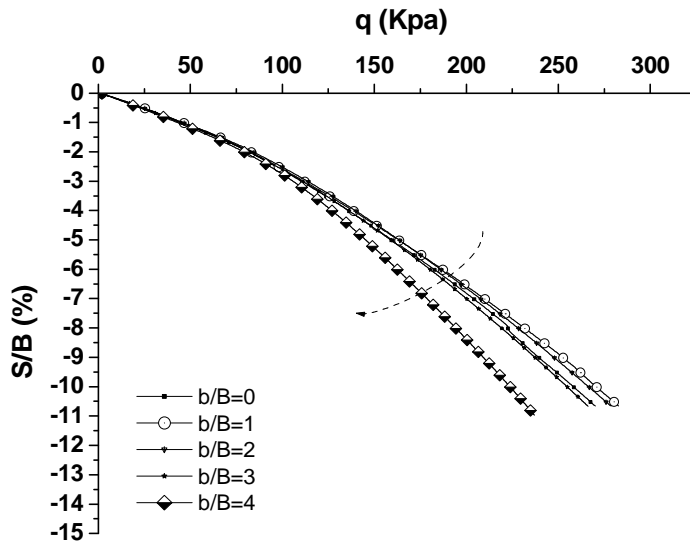


Figure 5.17 : variation de la capacité de la capacité portante en fonction de la position de la semelle par rapport à la crête du talus renforcé (résultats numériques).

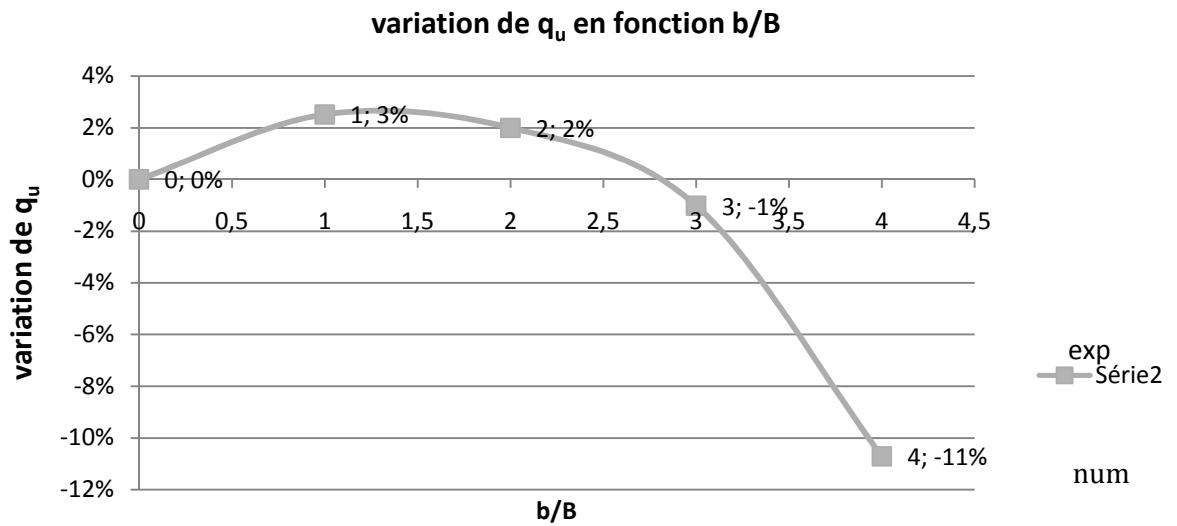


Figure 5.18 : résultats numériques relatant l'influence de la position de la semelle (par rapport à la crête du talus) sur la capacité portante

La simulation numérique montre que la capacité portante q_u décroît à partir de la valeur de $b/B = 2$.

/

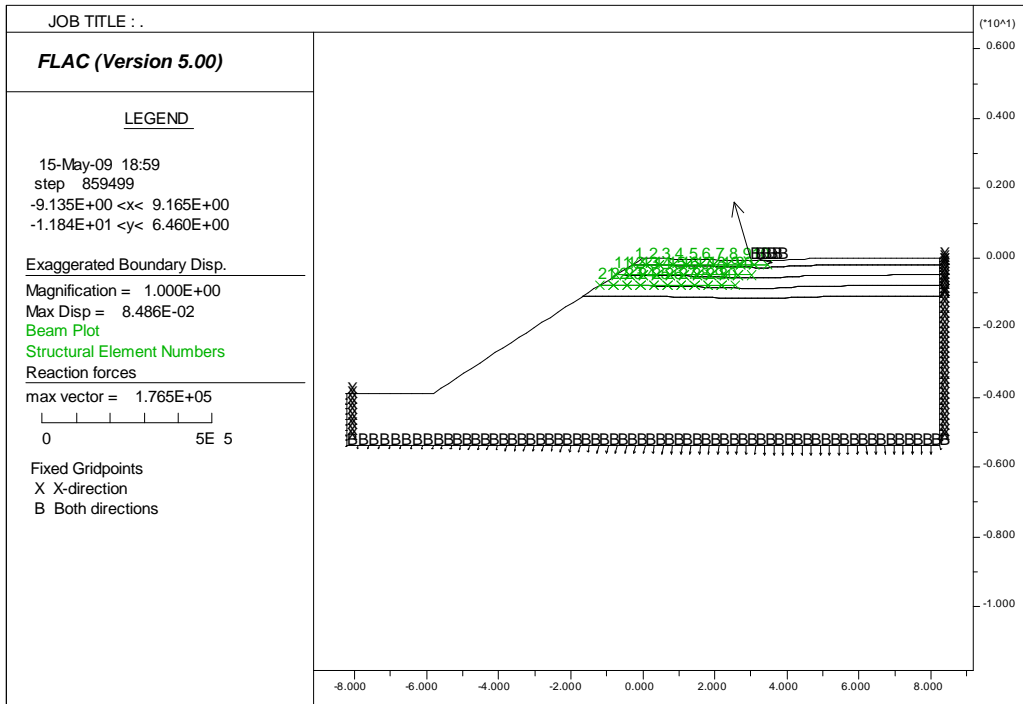


Figure 5.19 : déformation dans le sol pour $b/B=4$.

On remarque que à cette position de la semelle ($b/B=4$) par rapport à la crête du talus le sol n'est quasiment pas renforcé, à part la 1^{ère} géogrille qui arrive à peine à la moitié de la semelle, aussi il semble logique la régression de la capacité portante dans cette configuration. Et afin de consolider mon hypothèse, j'ai augmenté la largeur des géogrilles comme indiquée sur la Figure 5.19.

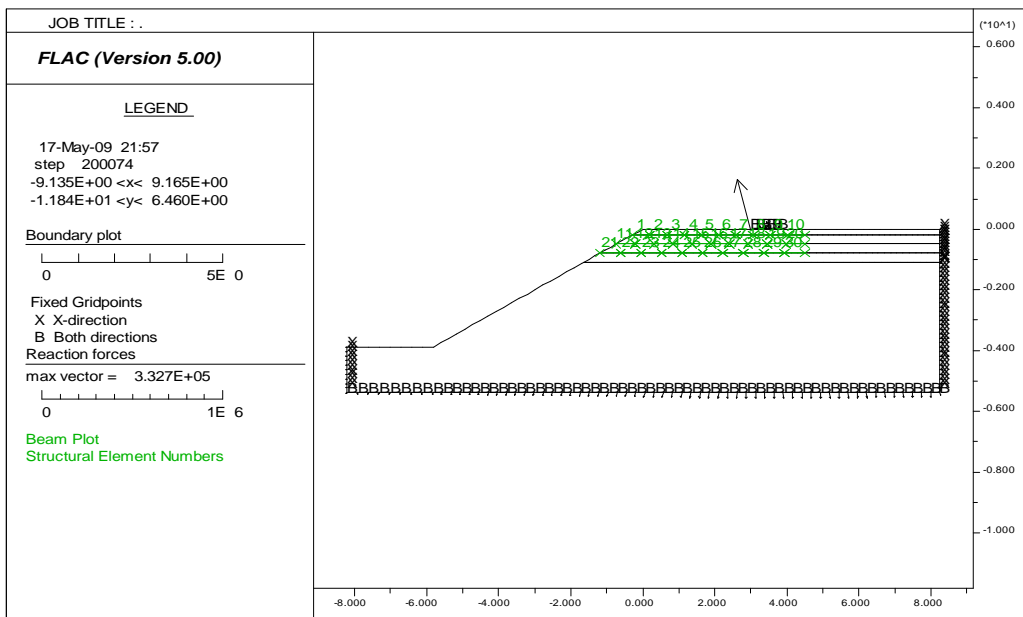


Figure 5.20 : géogrilles prolongées sous la semelle.

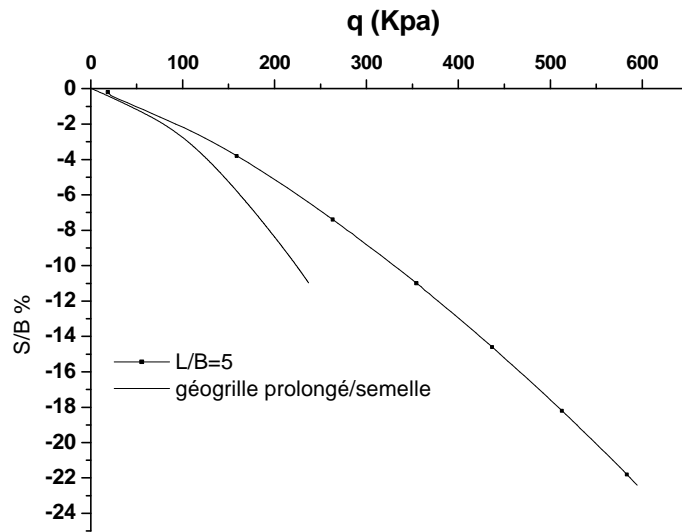


Figure 5.21 : comparaison entre la configuration $b/B=4$ et la configuration où les géogrilles sont prolongées au-delà de la semelle.

CONCLUSION GENERALE :

Après avoir simulé numériquement l'effet de la couche de substitution en sable sur la capacité portante d'une semelle filante posée au dessus du talus, ainsi que l'effet du renforcement de cette couche par des géogrilles on peut présenter les conclusions suivantes :

Le remplacement partiel du talus constitué d'argile molle par une couche de sable augmente significativement la capacité portante de la semelle et ceci que soit près ou sur la crête du talus.

Les inclusions (géogrilles) , bien qu'il n'apportent pas un gain considérable en terme de capacité portante , Néanmoins cela permet de réduire la couche de remplacement (sable) pour à tassement égal.

L'effet du renforcement par géogrilles dépend de la position de la semelle par rapport à la crête du talus, d'ailleurs en terme de BCI les géogrilles ont un meilleur rendement quand la semelle est située sur la crête du talus par rapport aux autres positions (dans la configuration actuelle).

Pour le cas ou la couche de substitutions en sable a une épaisseur égale à 1.5 la largeur de la semelle, la longueur d'ancrage des géogrilles devra être supérieure ou égale à 5 fois la largeur de la semelle ($L/B \geq 5$) . d'autres le nombre de géogrilles dans cette configuration peut être 3 ou 4 car à partir de $N=3$ l'effet du nombre de géogrilles s'attenu.

Il à remarqué qu'il y a une assez bonne similitude des résultats expérimentaux et numériques à l'exception de la dernières série (7^{ème}) comme indiqué au chapitre 5 ceci étant du à la position de la semelle par rapport aux géogrilles.

Remarque :

A partir d'études similaires tous les chercheurs positionnent la semelle à une distance de $0.5 B$ de la crête du talus ce qui est logique car on imagine la difficulté dans les essais expérimentaux à maintenir le sol au-dessous de la semelle dans le cas de $b/B=0$

Dans la 7^{ème} série (variation de la position de la semelle /à la crête sur talus renforcé) la référence bibliographique [41] rapporte l'accroissement de la capacité portante ce qui à l'évidence faux car l'effet des géogrilles a disparus dans cette configuration.

Il a été fait mention que plus l'inclusion est profonde plus elle est sollicitée, ce constat mérite d'être valider expérimentalement ce qui permettra un dimensionnement adéquat

TRAVAUX FUTURS

1- pour la présente étude, nous avons prospecté les effets du renforcement par des géogrilles sur la capacité portante, avec beaucoup d'hypothèses simplificatrices, notamment la modélisation de la semelle, l'interface sol- semelle (parfaitement rugueuse), l'interface sol-inclusion, et le modèle rhéologique, Ainsi il est clair que beaucoup de recherches restent à effectuer concernant ces paramètres.

2-Les géotextiles en général sont des géomatériaux relativement récents, ce qui offre un horizon ouvert pour de nouvelles recherches.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York, 1943.
2. Vesic, A. S., Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech Found. Div., ASCE*, 99(1), 45, 1973.
3. Vesic, A. S., Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highway Res. Rec 39*, National Research Council, Washington, D.C., 112, 1963. Remarques les Figures extraites
4. Kumbhojkar, A. S., Numerical evaluation of Terzaghi's N_1 , *J. Geotech. Eng., ASCE*, 119(3), 598, 1993.
5. Krizek, R. J., Approximation for Terzaghi's bearing capacity, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 91(2), 146, 1965.
6. Meyerhof, G. G., The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, 2, 301, 1951. © 1999 by CRC Press LLC
7. Reissner, H., Zum erddruckproblem, in *Proc., First Intl. Conf. Appl. Mech.*, Delft, The Netherlands, 1924, 295.
8. Prandtl, L., Über die eindringungs-festigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden, *Z. Ang. Math. Mech.*, 1(1), 15, 1921.
9. Meyerhof, G. G., Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotech. J.*, 1(1), 16, 1963.
10. Hansen, J. B., A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
11. Caquot, A., and Kerisel, J., Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent, in *Proc., III Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Zurich*, Switzerland, 1, 1953, 336.
12. Lundgren, H., and Mortensen, K., Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, in *Proc., III Intl. Conf. Mech. Found. Eng., Zurich*, Switzerland, 1, 1953, 409.
13. Mandel, J., and Salencon, J., Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude theorique), *Geotechnique*, 22(1), 79, 1972.
14. Milovic, D. M., and Tournier, J. P., Comportement de fondations reposant sur une couche compressible d'épaisseur limitée, in *Proc., Conf. Comportement des*

- Sols Avant la Rupture, Paris, France, 1971, 303.
15. Pfeifle, T. W., and Das, B. M., Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on rigid rough base. *Soils and Foundations*, 19(1), 1979, 1.
 16. Mandel, J., and Salencon, J., Force portante d'un sol sur une assise rigide, in *Proc., VII Int. Conf. Soil Mech. Found Engg.*, Mexico City, 2, 1969, 157.
 17. Buisman, A. S. K., *Grondmechanica*, Waltman, Delft, 1940.
 18. Vesic, A. S., Bearing capacity of shallow foundations, in *Foundation Engineering Hand-book*, Winterkorn, H. F., and Fang, H. Y., Eds., Van Nostrand Reinhold Co., 1975, 121.
 19. DeBeer, E. E., Analysis of shallow foundations, in *Geotechnical Modeling and Applications*, Sayed, S. M., Ed., Gulf Publishing Co., 1975, 212.
 - inclined load, *Canadian Geotech. J.*, 15(4), 565, 1978..
 20. Caquot, A., and Kerisel, J., *Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations*. Gauthier-Villars, Paris, 1949.
 21. Hanna, A. M., and Meyerhof, G. G., Design charts for ultimate bearing capacity for sands overlying clays, *Canadian Geotech. J.*, 17(2), 300, 1980.
 22. Meyerhof, G. G., The ultimate bearing capacity of foundations on slopes, in *Proc., IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, London England, 1, 1957, 384.
 23. Hansen, J. B., A revised and extended formula for bearing capacity, *Bulletin 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
 24. Saran, S., Sud, V. K., and Handa, S. C., Bearing capacity of footings adjacent to slopes, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 115(4), 553, 1989.
 25. Graham, J., Andrews, M., and Shields, D. H., Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes, *Canadian Geotech. J.*, 25(2), 238, 1988.
 26. Gemperline, M. C., Centrifuge modelling of shallow foundations, in *Proc., ASCE Spring Convention*, 1988.
 - 27 Shields, D., Chandler, N., and Garnier, J., Bearing capacity of foundations in slopes, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 116(3), 528, 1990.
 - 28 Vidal, H., La terre Armée, *Anales de l'institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, France, July-August, 888, 1966.

29. Binquet, J., and Lee, K. L., Bearing capacity tests on reinforced earth mass, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 101(12), 1241, 1975.
30. Binquet, J., and Lee, K. L. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 101(12), 1257, 1975.
31. Guido, V. A., Biesiadecki, G. L., and Sullivan, M. J., Bearing capacity of a geotextile rein-forced foundation, in Proc, XI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, 3, 1985, 1777.
32. Sakti, J., and Das, B. M., Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers, Trans. Res. Rec. No. 1153, National Academy of Sciences, Washington, DC, 40, 1987.
33. Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E., Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand, Geotech. Testing J., ASTM, 16(2), 246, 1993.
34. Yetimoglu, T., Wu, J. T. H., and Saglamer, A., Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand, J. Geotech. Eng., ASCE, 120(12), 2083, 1994.
35. Guido, V. A., Knueppel, J. D., and Sweeney, M. A., Plate load tests on geogrid-reinforced earth slabs, in Proc., Geosynthetics '87, 1987, 216.
36. Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E., Shallow foundations on geogrid-reinforced sand, *Trans. Res. Rec. No. 1414*, National Academy of Sciences, Washington, DC, 59, 1993.
37. Shin, E. C., Das, B. M., Puri, V. K., Yen, S. C., and Cook, E. E., Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay, *Geotech. Testing J.*, ASTM, 17(4), 534, 1993.
38. Adams, M. T., and Collin, J. G., Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundation, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 123(1), 66, 1997.
39. Huang, C. C., and Meng, F. Y., Deep footing and wide-slab effects on reinforced sandy ground, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 123(1), 30, 1997.
- 40- Guides LCPC ,ouvrage de soutènement (2003)
- 41- Mostafa A El Sawwaf, Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope, geotextiles and géomembrane (sciencedirect 2006)