



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A/ Mira Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Magister
Option : Matériaux et structures

Présenté par :

M^{elle} SEDIRA Rima

Thème :

**Etude paramétrique de l'influence des caractéristiques du sol sur le dimensionnement
et le comportement des fondations superficielles des bâtiments**

Devant le jury :

M ^f CHELOUAH .N	Maitre de conférences Université A/Mira Bejaia	Président
M ^f CHERARRED .M .	Professeur USTHB Alger	Rapporteur
M ^f BAHAR .R .	Professeur USTHB Alger	Examineur
M ^f TAHAKOURT A.E.K .	Professeur Université A/Mira Bejaia	Examineur

Soutenu le

Remerciement

Au Nom De Dieu Le Clément ET Le Miséricordieux

Je remercie Dieu le tous puissant de me avoir donné patience, courage et santé pour l'élaboration de cette thèse.

Je tiens à remercier profondément le Professeur CHERARRED MERZOUK, mon directeur de thèse, pour avoir encadré mes travaux. J'aimerais surtout exprimer vers lui ma reconnaissance la plus profonde pour les multiples aides scientifiques et morales qu'il m'a accordées.

Je remercie vivement :

Le Professeur CHELOUAH. N de l'Université A/Mira Bejaia pour avoir accepté de présider au jury de cette thèse.

Les Professeurs BAHAR .R . Université USTHB, Alger et TAHAKOURT .A.E.K de l'Université A/Mira Bejaia, examinateurs de cette thèse, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner et pour les suggestions qu'ils ont proposées pour son amélioration.

Sincèrement à :

Mon père, à ma mère, je tiens à l'exprimer toute ma reconnaissance parce qu'ils m'ont guidé et soutenu avec tous les moyens possibles tant au niveau scientifique qu'au niveau personnel et moral.

Mes frères, mes sœurs, ma famille et tous mes amis pour leur soutien moral pendant toute la période de ma thèse.

Finalement j'aimerais remercier tous les enseignants de département de Génie Civil, université de Béjaia surtout M/kheffache.T, ainsi d'université de Jijel.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et de m'apporter de l'affection, la tendresse, l'amour et les conseils nécessaires pendant les moments les plus critiques.

Je vous souhaite une excellente santé, que dieu vous accorde une longue vie, pleine de joie.

Amène

Je souhaite la longue vie pleine de croyance et de bonheur à.

Mes frères, Mes sœurs

Soyons unis pour devenir ce que nous l'espérons, et que nous aide à le réaliser.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Le dimensionnement des fondations se fait à la base des caractéristiques mécaniques des sols déterminées à partir des essais géotechniques. Les reconnaissances géotechniques sont onéreuses et la plupart du temps le choix des valeurs caractéristiques d'un sol s'effectue sur la base de quelques résultats d'essai en place et/ou en laboratoire, il en résulte des incertitudes. Une mauvaise estimation de ces caractéristiques va conduire à des conséquences non négligeables sur le comportement de la structure et aussi sur le plan économique (coûts de réalisation).

Dans ce travail on a effectué une étude paramétrique, sur des projets réels et des sites réelles, en faisant changer des sites (caractéristiques du sol) pour les différents projets et en dimensionne les fondations, ensuite, on effectue l'évaluation des coûts. Les résultats obtenus dans cette étude paramétrique, ont mis en évidence l'influence des caractéristiques du sol sur le dimensionnement des fondations superficielles ainsi l'influence sur les coûts de réalisation.

Abstract

The dimensioning of a shallow foundation consists of verifying the stability thereof and notably that the underlying subgrade soil is able to withstand the stresses that will be applied to it. The foundation design is the basis for determining the mechanical characteristics of soils from the geotechnical tests. Geotechnical investigations are expensive and most of the time the choice of characteristic values of soil is made on the basis of some test results in place and / or laboratory, resulting in uncertainty. A poor estimation of these characteristics will lead to significant consequences on the behavior of the structure and also on the economic (cost of production).

In this work we conducted a parametric study on real projects and real sites, by changing sites (soil characteristics) for different projects and size the foundations, then we carry out the assessment of costs. The results obtained in this parametric study have highlighted the influence of soil characteristics on the design of shallow foundations and the influence on the costs of realization.

ملخص

إن تصميم أساس سطحية هو للتحقق من استقرارها بما في ذلك طبقة التربة غير قادرة على تحمل الضغوط التي سيتم تطبيقها عليه. تصميم الأساس هو الأساس لتحديد الخصائص الميكانيكية للتربة من الاختبارات الجيوتقنية. التحقيقات الجيوتقنية وغالبية الثمن في معظم الوقت يتم اختيار القيم من سمات التربة الطبيعية بناء على بعض نتائج الاختبار في مكان و / أو المختبر، مما أدى إلى عدم اليقين. من سوء تقدير هذه الخصائص يؤدي إلى عواقب وخيمة على سلوك الهيكل وكذلك على الاقتصادية (تكلفة الإنتاج).

في هذا العمل الذي نقوم بإجراء دراسة بارامترية على مشاريع حقيقية وأماكن حقيقية، من خلال تغيير المواقع (خصائص التربة) لمشاريع مختلفة و حساب حجم الأسس، ثم نقوم بتنفيذ تقييم التكاليف. أبرزت نتائج هذه الدراسة البارامترية تأثير خصائص التربة على تصميم الأساسات سطحية والتأثير على تكاليف التحقيق.

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les fondations	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition des fondations.....	3
I.2.1 Type des fondations.....	4
I.2.1.1 Fondations superficielles.....	5
I.2.1.2 Fondations profondes.....	6
I.3 Rupture et capacité portante.....	6
I.3.1 Rupture d'un sol.....	7
I.4. profondeur caractéristique.....	10
I.5 Philosophies de conception des fondations.....	11
I.5.1 Charge admissible sur le sol de fondation.....	11
I.5.2 Méthode des états limites.....	12
I.6 Pathologie des fondations.....	12
I.7 Conclusion.....	13
Chapitre II : Méthodes de l'évaluation de la capacité portante des sols sous fondations superficielles à partir des essais de laboratoire	14
II.1 Introduction	14
II.2 capacité portante des fondations superficielles.....	15
II.2.1 Définition	15
II.2.2 Théorie de la capacité portante.....	16
II.2.2.1 Théorie de Rankine	17
II.2.2.2 Théorie de Prandtl	19
II.2.2.3 Théorie de Terzaghi (1943)	20
II.2.2.4 Equation de Meyerhof (1963)	24

II.2.3 Etude des trois facteurs N_c , N_γ et N_q	24
II.2.4 Critiques générales des méthodes classiques.....	29
II.2.5 Cas des semelles isolées et radiers.....	31
II.2.6 Cas particuliers.....	35
II.2.6. 1 Charge excentrées et inclinées.....	35
II.2.6. 2 Fondation sur talus.....	42
II.2.6. 3 Fondation à base oblique.....	48
II.2.6. 4 Effet de profondeur.....	49
II.2.7 Cas générale.....	50
II.2.8 Capacité portante des sols cohérents ($\varphi=0$).....	51
II.2.9 Capacité portante des sols pulvérulents.....	52
II.2.10 Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante.....	52
II.2.11 Fondations en milieu stratifié.....	53
II.3 contrainte admissible.....	53
II.4 conclusion.....	55
Chapitre III : Méthodes de l'évaluation de la capacité portante des sols sous fondations superficielles à partir des essais in situ.....	56
III.1 introduction.....	56
III.2 Calcul de capacité portante des fondations superficielles à partir d'essais in situ....	56
III.2.1 Essai préssiométrique.....	56
III.2.1.1 Détermination de la contrainte de rupture qu sous une fondation superficielle soumise a une charge verticale centrée a partir des essais au pressiomètre Ménard.....	61

III.2.1.2 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus.....	64
III.2.2 Essai pénétrométrique.....	70
III.2.2.1 Détermination de la contrainte de rupture qu sous une fondation superficielle soumise a une charge verticale centrée a partir d'essai de pénétration statique.....	72
III.2.2.2 Détermination de la contrainte de rupture qu sous une fondation superficielle à partir d'essai de pénétration dynamique.....	81
III.2.2.3 Détermination de la pression admissible sous une fondation superficielle a partir d'essai de pénétration normalisé (Standart Pénétration Test)	82
III.3 Contrainte admissible	85
III.4 Vérification de la capacité portante des fondations superficielles.....	86
III.5 Conclusion.....	87
Chapitre IV Étude paramétrique de l'influence des caractéristiques de sol sur le calcul de la capacité portante	89
IV .1 Introduction.....	89
IV .2 Nature et objectifs des différents types d'étude de sol.....	89
IV .3 Description quantitative et identification des sols.....	90
IV .3.1 Identification des sols.....	91
IV .4. Étude paramétrique de l'influence des paramètres mécaniques c et ϕ	92
IV.4.1 Cas de chargement.....	94
IV.4.2 Calcul de l'influence de différents paramètres sur le dimensionnement des fondations	95
IV.4.3 Résultats de l'étude paramétrique.....	98
IV .4.3.1 Série1 variation de la cohésion.....	98
IV.4.3.2 Série2 variation de l'angle de frottement.....	103
IV 5. Influence des facteurs de portance N_γ , N_q , N_c	109
IV .6. Identification des sols in situ.....	111

IV.6.1 Influence des paramètres préssiométriques.....	112
IV.7 Cas d'un essai pénétromètre dynamique.....	119
IV.8 Dimensionnement des fondations superficielles « Pressiomètre et essais de laboratoire ».....	122
IV.9 Dimensionnement des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et essais de laboratoire ».....	125
IV.10 Dimensionnement des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et pressiomètre ».....	126
IV.11 Conclusion.....	127
Chapitre V : Impact économique –étude de cas	128
V. 1 Introduction	128
V .2 Normalisation et coût budgétaire du projet.....	129
V. 3 Cahier des charges et faisabilité du projet.....	129
V .4 Méthode de calcul des quantités.....	131
V. 5 Étude paramétrique de l'influence des paramètres géotechniques sur l'estimation du coût des fondations.....	133
V 5.1 Exemple numérique du calcul de coût des fondations pour la réalisation d'une école fondamentale (bloc classes).....	133
V .5.2 influence des paramètres mécaniques c et ϕ sur l'estimation du coût des fondations	136
V 5.2.1 série1 :Variation de la cohésion.....	136
V.5.2.1 série 2 :Variation de l'angle de frottement.....	143
V.6 Influence des facteurs de portance N_γ , N_q , N_c sur le dimensionnement des fondations.....	148
Influence des paramètres préssiométriques sur l'estimation du coût des fondations.....	148
V. 8 Influence des paramètres pénétrométriques sur le coût des fondations.....	155
V. 9 Comparaison du coût des fondations pour différentes méthodes de	

dimensionnement.....	158
V .9.1Coût des fondations superficielles « Pressiomètre et essais de laboratoire ».....	158
V. 9.2 Coût des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et essais de laboratoire ».....	159
V. 9.3 Coût des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et pressiomètre	159
V.10 conclusion.....	160
Conclusion générale et recommandations.....	161
Annexe I	

Chapitre

Figure I. 1 : types des fondations.....5
Figure I .2: Types des fondations superficielles.....6
Figure I.3 : Chargement d'une fondation superficielle.....7
Figure I.4 : courbes de tassement8.....8
Figure I.5.1: rupture généralisée par cisaillement.....9
Figure I.5.2 : Rupture locale par cisaillement.....9
Figure I.6 : Nature de la rupture dans le sol – densité relative du sable et D_r/B^*10
Figure I.7 : influence de la taille de la fondation.....11

Chapitre

II

Figure II.1 : fondation superficielle.....15
Figure II.2 : Différentes formes d'une fondation superficielle.....15
Figure II.3 : Différentes positions d'une fondation superficielle.....16
Figure II.4 : Différentes situations de charge d'une fondation superficielle et présence d'une nappe.....16
Figure II.5 : Principe de la théorie de Rankine.....17
Figure II.6 : mécanisme de rupture de Prandtl.....20
Figure II.7 : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.....20
Figure II.8 : Méthode de superposition de Terzaghi.....21
Figure II.9: surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue (rigide et rugueuse).....23
Figure II.10 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse).....24
Figure II.11 : équilibre des terres sous la fondation.....25
Figure II.12 : Comparaison de facteur de capacité $N \gamma''$ (Note: la courbe 1-Chen ,la courbe 2-Vesic, la courbe 3-Terzaghi, la courbe 4-Meyerhof, Courbe 5-Lundgren et Mortensen,

6-Hansen).....	28
Figure II.13: Schéma de Gorbunov (J. Costet. & G. Sanglerat 1983).....	29
Figure II.14 : fondation filante sous charge excentrée.....	35
Figure II.15 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.....	35
Figure II.16 : fondation doublement excentrée.....	37
FigureII.17 : fondation filante sous charge inclinée.....	37
Figure II.18 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.....	38
Figure II.19: facteur N_{cq} pour les sols cohérents ($\varphi=0$) selon Meyerhof.....	38
Figure II.20 : facteur $N_{\gamma q}$ pour les sols pulvérulents ($c=0$) selon Meyerhof.....	38
Figure II.21: variation de N^*_q	39
Figure II.22: variation de N^*_γ	39
Figure II.23 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.....	41
Figure II.24 : Fondation sur un terrain en pente.....	42
Figure II.25 : fondation dans la pente d'un talus.....	43
Figure II.26 : variation de N_{cq} pour les sols cohérents ($\varphi=0$).....	44
Figure II.27 : variation de $N_{\gamma q}$ pour les sols pulvérulents($c=0$).....	44
Figure II.28 : fondation au sommet d'un talus.....	44
Figure II.29 : variation de N_{cq} pour les sols cohérents ($\varphi=0$).....	45
FigureII.30 : variation de $N_{\gamma q}$ pour les sols pulvérulents($c=0$).....	45
Figure II.31 : données du calcul de la portance d'une semelle filante en tête de talus (Bakir et al.1994).....	48
Figure II.32 : Fondation à base oblique chargée normalement.....	48
Figure II.33 : fondation enterré ($\varphi=0$) et profondeur critique d'une fouille.....	51
Figure II.34 : modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique.....	52
Figure II.35 : diffusion des contraintes.....	53

Figure III.1 : Principe de l'essai préssiométrique.....	57
Figure III.2 : Courbe de pressiomètre.....	58
Figure III.3 : Détermination de Pl_e^* pour un terrain homogène.....	63
Figure III.4 : Facteur de portance préssiométrique pour les semelles carrées ou circulaires.....	65
Figure III.5 : Facteur de portance préssiométrique pour les semelles filantes.....	66
Figure III.6 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993).....	67
Figure III.7 : Fondation en crête de talus.....	67
Figure III.8: Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul.....	68
Figure III.9 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastrée et située près de la crête de talus.....	68
Figure III.10 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus.....	69
Figure III.11 : schéma de principe de l'essai au pénétromètre statique.....	71
Figure III.12 : abaque de Meyerhof.....	74
Figure III.13: définition de la résistance de pointe (ou de cone) équivalente pour les fondations superficielles (fascicule 62-V; 1993).....	77
Figure III.14 : facteur de portance pénétrométrique (semelles carrées).....	79
Figure III.15 : facteur de portance pénétrométrique (semelles filantes).....	79
Figure III.16: Principe de pénétromètre dynamique.....	80
Figure III.17: pénétrogramme dynamique.....	80
Figure III.18 : Principe de pénétromètre normalisé.....	81
Figure III.19 : abaques de dimensionnement des semelles reposant sur du sable (d'après Peck et al.1974).....	82

Figure III.20 : abaque pour corriger les valeurs de N en fonction de la profondeur (d'après Peck et al.1974).....	83
Figure III.21 : valeurs des facteurs N_γ , N_q en fonction de N.....	83
Figure III.22: abaque de Peck, Hansan et Thornburn ,1974.....	85
Figure III.23 : Définition de la contrainte de référence.....	87

Chapitre

IV

Figure IV.1 : Modèle de Meyerhof (cas d'une semelle filante).....	93
Figure IV.2 : Méthode de prise en compte de l'excentricité (cas des semelles isolés).....	94
Figure IV.3 : Modélisation des structures par le logiciel SAP 2000.....	95
Figure IV.4 : Plan de coffrage des fondations (projet lycée 1000 places à Ouled Rabah).....	95
Figure IV.5: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 1).....	100
Figure IV.6: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 2).....	100
Figure IV.7: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 3).....	101
Figure IV.8: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 4).....	102
Figure IV.9: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 1).....	105
Figure IV.10: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 2).....	106
Figure IV.11: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 3).....	107
Figure IV.12: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 4).....	107
Figure IV.13 : comparaison des largeurs B_{min} (m) d'une semelle filante selon les différentes solutions « DTR – Eurocode – Terzaghi – Meyerhof ».....	110
Figure IV.14: variation des facteurs N_γ , N_q , N_c avec l'angle de frottement.....	111
Figure IV.15 : valeurs du facteur K_p	113
Figure IV.16: profil pressiométrique.....	114
Figure IV.17 : variation de B_{min} en fonctions des pressions limites Pl^*e pour différents sites.....	118

Figure IV.18 : pénétrogramme dynamique.....120

Figure IV.19 : variation de B_{\min} en fonction de la charge N_{ult} 124

Chapitre **V**

Figure V.1 : Les paramètres décisionnels qui interviennent dans le coût de l'infrastructure.128

Figure V.2 : Courbes de variations du coût en fonction de la cohésion « Coût=f (cohésion)».....139

Figure V.3 : Graphique séquentiel en 3D du coût maximal des projets($c=c_{\min}$).....140

Figure V.4 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment.....142

Figure V.5 : Courbe de variations du coût en fonction de l'angle de frottement « Coût=f (angle de frottement) ».....146

Figure V.6 : Graphique séquentiel en 3D du coût maximal des projets ($\varphi=\varphi_{\min}$).....147

Figure V.7 : Graphique séquentiel en 3D du coût des projets.....152

Figure V.8 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment « Cas des résultats pressiométriques ».....155

Figure V.9 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment « Cas des résultats pénétrométriques».....157

Chapitre **I**

Tableau I.1: Valeurs estimées de capacité portante admissible d'après DTR-BC 2.331.....11

Chapitre **II**

Tableau II.1 : coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement générale.22

Tableau II.2 : coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement locale....23

Tableau II.3 : coefficients de capacité portante de Meyerhof.....25

Tableau II.4 : valeurs du coefficient N_γ selon divers auteurs.....27

Tableau II.5 : valeurs du facteur N_γ28

Tableau II.6 : valeurs du coefficient proposées par certains auteurs N_γ proposés par certains auteurs.....30

Tableau II.7: Coefficients de forme d'après Terzaghi 1943.....32

Tableau II.8 : Coefficients de forme d'après Meyerhof, Brinch Hansan.....33

Tableau II.9 : Coefficients de forme d'après Vesic.....33

Tableau II.10 Coefficients de forme.....34

Tableau II.11 : coefficients de forme d'après l'Eurocode 7-1(1994).....34

Tableau II.12: valeurs des coefficients d'excentricité de charge (Caquot et Kérisel 1966)...36

Tableau II.13 : valeurs des coefficients i_q et i_γ (Caquot et Kérisel, 1966)40

Tableau II.14: valeurs des coefficients d'inclinaison de Tran -Vo –Nhiem
(cités par Bourges 1993).....41

Tableau II.15 : valeurs des coefficients d'inclinaison d'après l'Eurocode 7-1(1994).....42

Tableau II.16 : Facteurs de capacité portante Sur la base de l'analyse de Saran et Handa....46

Tableau II.17 : Valeurs du coefficient correcteur g_γ pour le terme N_γ d'après T.V. Nhiem...46

Tableau II.18 : Valeurs du coefficient correcteur g_q pour le terme N_q47

Tableau II.19 : Valeurs du coefficient correcteur g_c pour le terme N_c	47
Tableau II.20 : comparaison des valeurs de la portance d'une semelle filante en tête d'un talus.....	48
Tableau II.21 : coefficients réducteurs b_γ , b_q et b_c d'après Binch Hansan, Lancellotta.....	49
Tableau II.22 : coefficients réducteurs b_γ , b_q et b_c d'après l'Eurocode 7.....	49
Tableau II.23 : Valeurs des coefficients correcteurs : b_γ , b_q et b_c (d'après T.V. Nhiem).....	49
Tableau II.24 : Valeurs des coefficients correcteurs d_γ , d_q et d_c d'après Meyerhof et Brinch Hansan.....	50
Tableau II.25: poids volumique γ et q dans l'équation générale "condition drainée".....	52

Chapitre

III

Tableau III.1 : classification des sols d'après Ménard.....	60
Tableau III.2 : plage des pressions limites P_1 et E_m en fonction de la nature du sol.....	60
Tableau III.3 : valeurs du rapport E_m/P_1	61
Tableau III.4 : valeurs du coefficient rhéologique du sol (α).....	61
Tableau III.5 : plage des pressions limites en fonction de la nature et la catégorie du sol....	62
Tableau III.6 : valeurs de k_p pour les terrains homogènes.....	62
Tableau III.7 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).....	65
Tableau III.8 : coefficient i_δ	66
Tableau III.9 : expression du coefficient correcteur $i\delta\beta$ (fascicule 62-V, 1993).....	70
Tableau III.10 : classification des sols en fonction du « Friction ratio » $FR=qs/qc$ (%).....	72
Tableau III.11 : Identification qualitative de la nature des sols à partir de la résistance de pointe et de l'effort total. (R. Bahar 1997).....	73
Tableau III.12 : Valeur du coefficient de portance k_c (Fascicule 62 de 1993).....	78
Tableau III.13 : corrélation entre N , la consistance et la résistance à la compression (cas des argiles)	84

Tableau III.14 : corrélation entre N et la compacité.....84

Tableau III.15 : ordre de grandeur de la réduction forfaitaire à appliquer aux contraintes admissibles q_{ad} (D'après T.N-Nhiem).....86

Chapitre IV

Tableau IV.1: programme d'investigation correspondant aux sites étudiés.....90

Tableau IV.2 : Désignation des notations utilisées dans le tableau III.1.....91

Tableau IV.3 : Propriétés physiques des sols étudiés.....91

Tableau IV.4 : Propriétés mécaniques des sols étudiés.....92

Tableau IV.5 : Facteurs de portance d'après le DTR BC 2.331.....93

Tableau IV.6 : cas de chargements (semelles filantes).....94

Tableau IV.7 : cas de chargements (semelles rectangulaire et carrées).....95

Tableau IV.8 : Série de variation de la cohésion.....96

Tableau IV.9 : Série de variation d'angle de frottement.....96

Tableau IV.10 : Chargement appliqué sur la fondation.....97

Tableau IV.11 : Propriétés géotechniques.....97

Tableau IV.12 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 1).....98

Tableau IV.13 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 2).....98

Tableau IV.14 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 3).....99

Tableau IV.15 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 4).....99

Tableau IV.16 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 1).....104

Tableau IV.17 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 2).....104

Tableau IV.18 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 3).....104

Tableau IV.19 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 4).....105

Tableau IV.20 : Données géotechniques (site : école fondamentale à Beni Hbib).....109

Tableau IV.21 : Largeurs minimales B_{min} (m) d'une semelle filante selon les différentes solutions109

Tableau IV.22 : valeurs des coefficients N_γ , N_q , N_c proposés par l'Eurocode 7-1.....110

LISTE DES FIGURES

Tableau IV.23 : coupe lithologique « sondages SP1, SP2, site 1 ».....	112
Tableau IV.24 : coupe lithologique « sondage SP1, site 2 ».....	112
Tableau IV.25 : coupe lithologique « sondage SP1, site 3 ».....	112
Tableau IV.26 : coupe lithologique « sondage SP1, site 4 ».....	113
Tableau IV.27: caractéristiques pressiométriques du site université de Tassoust.....	114
Tableau IV.28 : cas de chargement d'une semelle carrée.....	115
Tableau IV.29 : Largeur minimale B_{\min} (m) d'une semelle carrée selon les résultats pressiométriques.....	115
Tableau IV.30 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (SP1, site 1).....	115
Tableau IV.31 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (SP2, site 1).....	116
Tableau IV.32: Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (SP1, site 2).....	116
Tableau IV.33: Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (SP1, site 3).....	116
Tableau IV.34: Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (SP1, site 4).....	117
Tableau IV.35 : cas de chargement d'une semelle filante.....	120
Tableau IV.36 : Largeur minimale B_{\min} (m) d'une semelle filante selon les résultats pénétrométriques.....	120
Tableau IV.37 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (Pd1, site 1).....	121
Tableau IV.38 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (Pd1, site 2).....	121
Tableau IV.39 : caractérisation au laboratoire.....	122
Tableau IV.40 : caractérisation au laboratoire (site 60 logements Djimla).....	122
Tableau IV.41 : caractéristiques pressiométriques (site 60 logement Djimla).....	123
Tableau IV.42 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles « méthode de laboratoire c, ϕ ».....	123
Tableau IV.43: Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles « méthode de laboratoire c, ϕ ».....	126

Chapitre

IV

Tableau V.1 : Caractéristiques architecturales des projets étudiés.....	131
Tableau V.2 : Bordereau des prix unitaires.....	131

LISTE DES FIGURES

Tableau V.3: Méthode de calcul des quantités (cas des fondations).....	132
Tableau V.4 : Désignation des notations utilisées dans le Tab IV.3.....	132
Tableau V.5 : Différents postes de dépense composants le coût des fondations.....	133
Tableau V.6: Caractéristiques géotechniques (site 60 logements sociaux Djimla).....	134
Tableau V.7 : Cas du chargement appliqué.....	134
Tableau V.8 : Caractéristiques géométriques des semelles.....	135
Tableau V.9 : Différents postes de dépenses composants le coût des semelles type S1.....	135
Tableau V.10 : coût des fondations (série1, projet 1).....	136
Tableau V.11 : coût des fondations (série1, projet 2).....	137
Tableau V.12 : coût des fondations (série1, projet3).....	137
Tableau V.13 : coût des fondations (série1, projet 4).....	138
Tableau V.14 : coût des fondations (série2, projet 1).....	143
Tableau V.15 : coût des fondations (série2, projet 2).....	144
Tableau V.16 : coût des fondations (série2, projet 3).....	144
Tableau V.17 : coût des fondations (série2, projet 4).....	145
Tableau V.18 : coût des fondations selon les différentes solutions « DTR, Eurocode, Terzaghi, Meyerhof ».....	148
Tableau V.19 : coût des fondations (SP1, site 1).....	149
Tableau V.20 : coût des fondations (SP2, site 1).....	149
Tableau V.21 : coût des fondations (SP1, site 2).....	149
Tableau V.22 : coût des fondations (SP1, site 3).....	150
Tableau V.23 : coût des fondations (SP1, site 4).....	150
Tableau V.24 : coût des fondations (Pd1, site 1).....	156
Tableau V.25 : coût des fondations (Pd1, site 2).....	156
Tableau V.26 : comparaison des coûts de réalisation des fondations« Pressiomètre et essais de laboratoire.....	158

LISTE DES FIGURES

Tableau V.27 : comparaison des coût des fondations « Essai de laboratoire et pénétrromètre ».....159

Tableau V.28 : comparaison des coût des fondations « Essai pressiomètre et pénétrromètre dynamique159

Introduction générale

Dans son sens le plus strict, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges, elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol.

Indépendamment de l'obligation légale faite au maître d'ouvrage publique de faire réaliser une étude géotechnique, tout constructeur doit dans son propre intérêt prendre en compte la nature du sous sol pour adapter son projet en conséquence, définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité -coût .La technique des fondations concerne donc simultanément deux problèmes: l'évaluation de la capacité portante du sol et le calcul de l'élément intermédiaire qui lui transmet les charges. Très souvent, seul le second aspect du problème est envisagée; il peut en résulter des désordres, car l'aptitude d'une fondation à servir de support est limitée par les caractéristiques du terrain convient donc de ne pas dissocier les deux problèmes.

Dans l'histoire déjà longue de la mécanique des sols, des discussions passionnées ont opposé les tenants des méthodes de dimensionnement des fondations superficielles issues directement de la mécanique (des milieux continus et des solides) aux partisans des méthodes issues de l'exploitation des essais en place (essais de pénétration statique et dynamique, essais pressiométriques...).

Les méthodes de calcul à partir d'essais en place ont fait leurs preuves pour les fondations profondes et superficielles et, dans les règles de calcul des fondations d'ouvrages d'art, elles ont reçu une position de monopole, alors qu'elles coexistent avec les méthodes traditionnelles dans les règles applicables aux fondations de bâtiments.

L'objectif de cette étude est le dimensionnement des fondations superficielles selon les différentes méthodes de calcul de la capacité portantes, en utilisant les résultats des essais aux pressiomètre et pénétromètre statique, des exemples numériques sur des cas traités réellement sont illustrés. Des exemples d'analyse des résultats d'essais au laboratoire, pénétromètre dynamique et pressiomètre réalisés au niveau de la wilaya de Jijel sont également exposés. Dans ce contexte, le cadre général de ce travail est l'étude de l'influence des caractéristiques géotechniques du sol sur le dimensionnement des fondations superficielles et leur impact sur le coût de réalisation.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres, une introduction générale et des conclusions.

- ✓ Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique, la définition des fondations, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture des fondations superficielles ont été présentés dans ce chapitre.
- ✓ Le deuxième et troisième chapitres portent sur la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire ainsi que les essais in situ.

Les différents cas spécifiques des fondations dépendant de plusieurs paramètres (types de chargement, morphologie des terrains, la forme des fondations....etc.) ont été illustrés dans ce chapitre.

- ✓ Le quatrième chapitre est consacré à la description générale de la méthodologie nécessaire, du point de vue géotechnique et béton armé, pour le dimensionnement des fondations des bâtiments réalisés en béton armé en utilisant des données géotechniques pour différents sites, dont les méthodes de calcul de capacité portante déjà exposées dans le deuxième et le troisième chapitre.
- ✓ Le cinquième chapitre partie essentielle de ce mémoire traite l'influence des caractéristiques géotechniques ainsi que le choix de la méthode de dimensionnement des fondations sur l'estimation des coûts de réalisation de ces dernières. Le chapitre est consacré d'abord aux descriptions des projets, dont les résultats sous-tendent le choix d'un certain nombre de variantes architecturales auxquelles le dimensionnement des fondations a été appliqué.

Chapitre I

Généralités sur les fondations

I.1 Introduction

Pour l'établissement d'un projet (bâtiment ou ouvrage d'art), deux types d'études doivent être entreprises :

L'étude de son environnement, permettant de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage, et la mise au point des documents d'exécution (plans et notes de calcul).

Si, dans un projet, la deuxième étude est toujours systématiquement conduite, il est fréquent de constater que les reconnaissances du sol de fondation sont incomplètes ou proviennent parfois essentiellement d'extrapolation de reconnaissances avoisinantes.

Or la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation.

Les sinistres dus à la mauvaise réalisation des fondations sont d'un coût très élevé .c'est pourquoi la réalisation, avant tous travaux, d'une étude de sol par un professionnel (géotechnicien) est indispensable.

Cette diligence, d'un coût peu élevé, permet de réduire le nombre de sinistres. C'est une démarche que doit envisager tout futur maître d'ouvrage, à titre de réflexe. Les résultats de l'étude de sol déterminent le type de fondations à mettre en oeuvre. La première phase de l'opération de construction, les fondations d'un ouvrage sont essentielles à sa pérennité.

I.2 Définition des fondations

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure. Leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment, et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la superstructure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

Les principales charges sur les fondations sont les charges permanentes et les surcharges variables agissant à la verticale sur la superstructure.

De plus, les fondations doivent ancrer la superstructure pour qu'elle résiste au glissement, au renversement et au soulèvement dus au vent, aux mouvements soudains du sol résultant d'un tremblement de terre et à la poussée que le sol et les eaux souterraines environnants exercent sur

les murs du sous-sol. Parfois, les fondations doivent aussi contrebalancer la poussée venant d'une structure cintrée ou sollicitée en traction.

I .2.1 Type des fondations

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduit à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique.

Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

La distinction entre fondations superficielles et profondes se fait selon la valeur du rapport de la hauteur du sol d'assise D sur la largeur de la fondation B .

Lorsque $D/B < 1.5$: il s'agit de fondations superficielles

Si $1.5 < D/B < 5$: il s'agit de fondations semi profondes

Si $D/B > 5$: il s'agit de fondations profondes

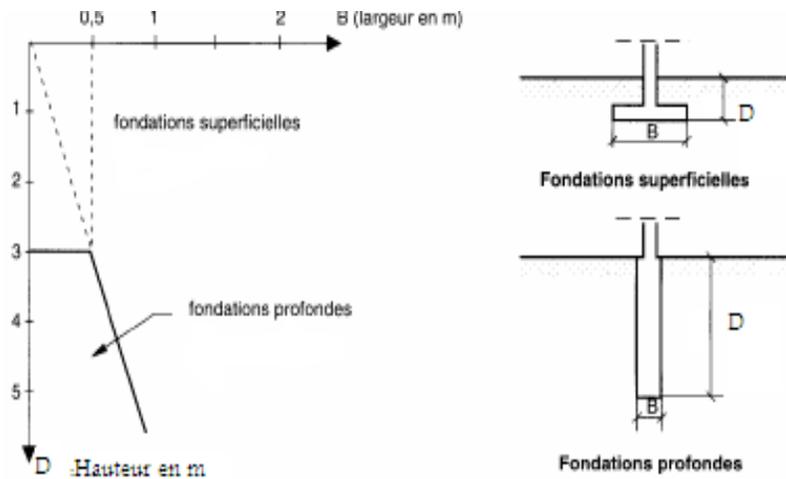


Figure I. 1 : types des fondations [16]

I.2.1.1 Fondations superficielles

Ces fondations conviennent lorsque le sol relativement proche de la surface est stable et a une capacité portante adéquate. Elles sont construites immédiatement sous la partie la plus basse de l'infrastructure et transmettent directement au sol d'appui les charges du bâtiment par pression verticale.

Une fondation superficielle est définie par des caractéristiques géométriques :

L : longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle.

B : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle.

D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

Les trois types de fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées sous poteaux sont telles que $L < 5 B$. Cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- Les semelles filantes sous murs ou sous plusieurs poteaux rapprochés, sont telles que $L > 5B$ généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L
- Les radiers sous l'ensemble ou une partie d'un ouvrage, de dimensions B et L importantes ;

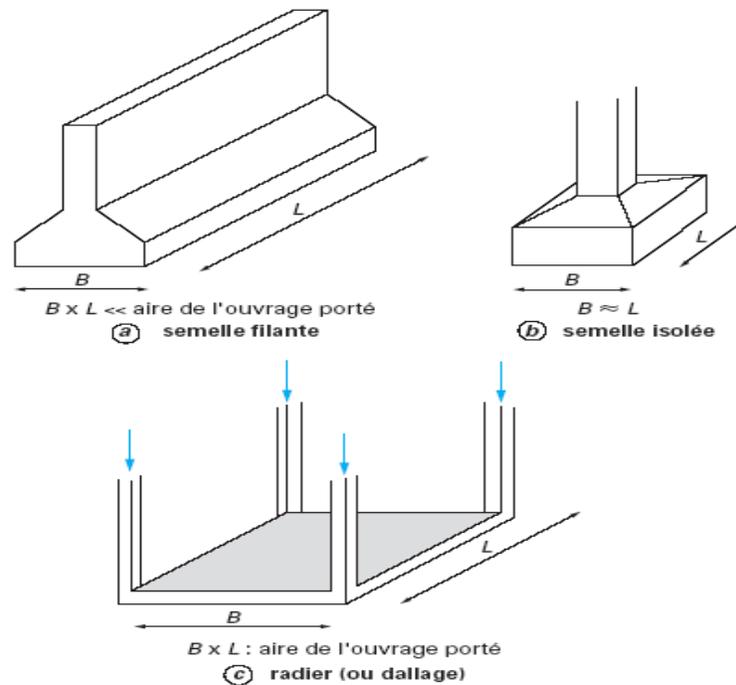


Figure I .2: Types des fondations superficielles

I.2.1.2 Fondations profondes

Les fondations sont profondes lorsque le sol environnant est instable ou que sa capacité portante est insuffisante. Elles s'enfoncent sous un tel sol pour atteindre une couche d'appui plus appropriée, constituée de roc ou de sable et de gravier denses se trouvant bien au-dessous de la superstructure.

Les fondations profondes peuvent être :

- un puits, sorte de semelle de très grande hauteur, (fondation semi profonde),
- une semelle appelée massif, sous laquelle seront réalisés des pieux.

Il existe aussi d'autres sortes de fondations profondes qui sont spéciales telles que les micropieux (pieux de petits diamètres), les barrettes, les parois moulées, les parois berlinoises

I.3 Rupture et capacité portante

Le tassement désigne l'affaissement graduel que subit une ossature à mesure que le sol sous ses fondations se consolide sous l'action des charges.

Il faut prévoir un certain tassement pendant la construction, l'augmentation de la charge sur les fondations faisant diminuer le volume de l'eau et de l'air présents dans le sol. Habituellement, cette consolidation est peu prononcée et survient assez rapidement lorsque les charges s'exercent sur un sol

dense et granuleux, tel que du gravier et du sable grossier. Lorsque le sol d'appui est constitué d'argile humide et compacte ayant une structure en écailles et une porosité relativement élevée, la consolidation peut être très prononcée, se produire lentement et durer plus longtemps

I.3.1 Rupture d'un sol

Dés qu'une charge Q est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement S . On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une "courbe de tassement". (Figure I.3)

L'expérience montre que le comportement d'un sol sous une semelle dont la sollicitation (charge Q) augmente progressivement comprend grossièrement trois phases :

- Phase pseudo élastique pendant laquelle la sollicitation augmente avec un enfoncement très limité,
- Phase plastique où il y a rupture du sol par cisaillement et gonflement de part et d'autre de la semelle,
- phase de rupture ou de destruction où se produit souvent, un déversement de la fondation, du fait du bouleversement des couches constituant le sol de fondation.

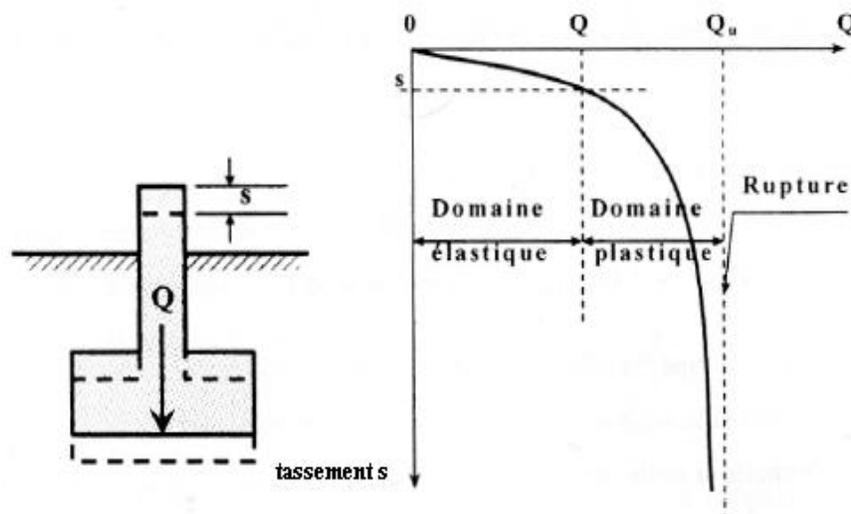


Figure I.3 : Chargement d'une fondation superficielle [4]

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe a l'allure de courbe (1) de la figure I.4. L'abscisse qu (1) de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut

supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression q_u (1) est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation $q_u = Q_u/A$, c'est une contrainte moyenne et non une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l'allure de la courbe (2) de la figure I.4.

La rupture n'est pas très bien définie, la figure montre comment on peut déterminer dans ce cas la capacité portante $q_u(2)$ par l'intersection de cette asymptote et de la tangente de la courbe à l'origine.

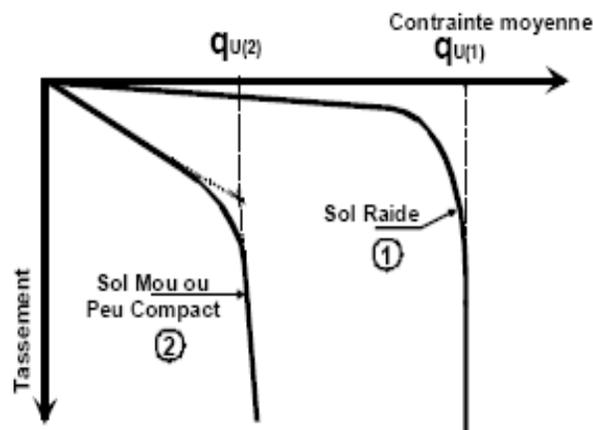


Figure I.4 : courbes de tassement [1]

Des études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes :

Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur (Figure I.5.1), il s'agit d'une "rupture généralisée par cisaillement" correspondant à la courbe (1) de tassement de la figure I.4

Si au contraire, les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide, la relation entre la charge et le tassement est dans ce cas, donnée par la courbe (2) de la figure I.4 ; la capacité portante $q_u(2)$ est atteinte avant même que la rupture soit parvenue jusqu'à la surface ; c'est pourquoi ce type de rupture est appelé "rupture locale par cisaillement". (Figure I.5.2)

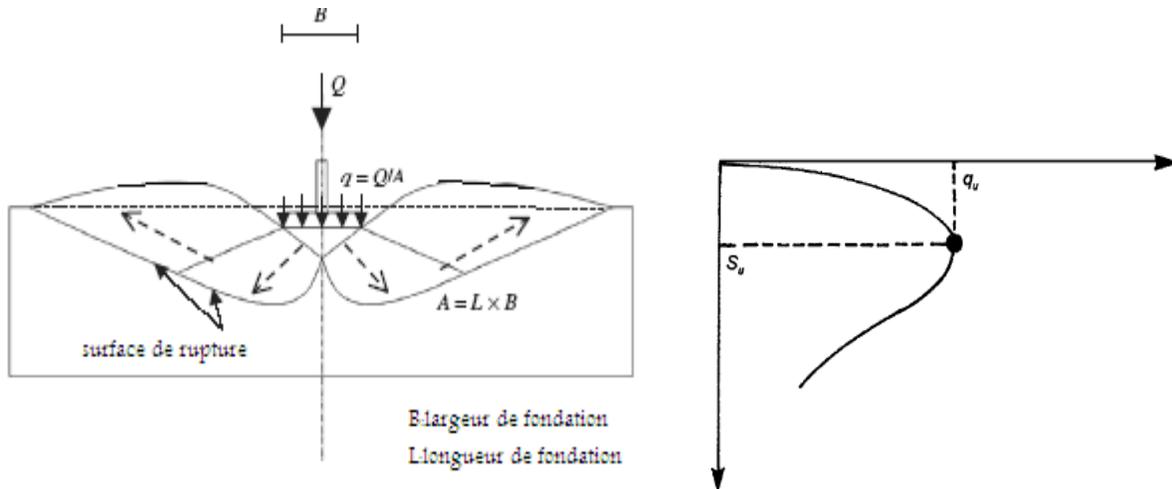


Figure I.5.1: rupture généralisée par cisaillement [7]

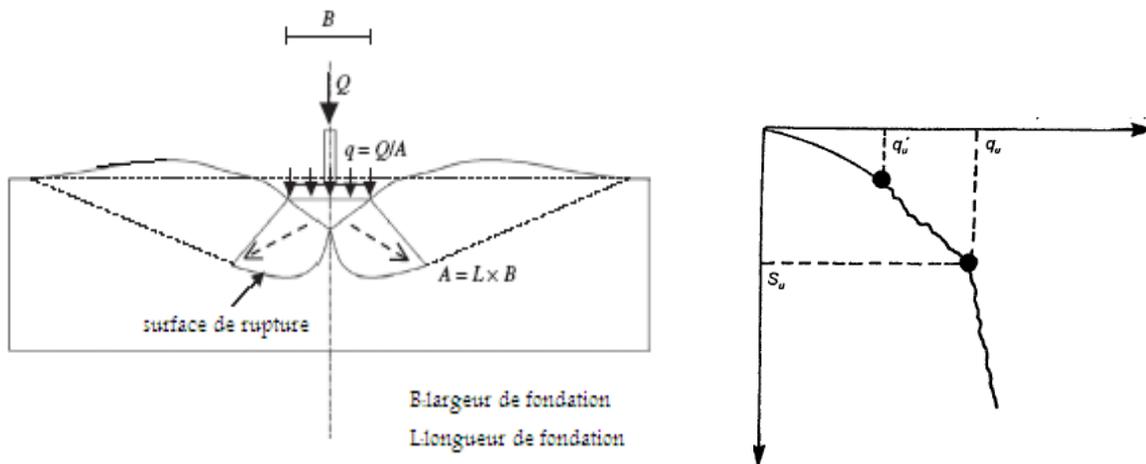


Figure I.5.2 : Rupture locale par cisaillement [7]

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 qui a réalisé une multitude d'essais sur modèles réduits (en sable). [5]. Un résumé des conclusions établis par Vésic est présenté dans la figure I.6

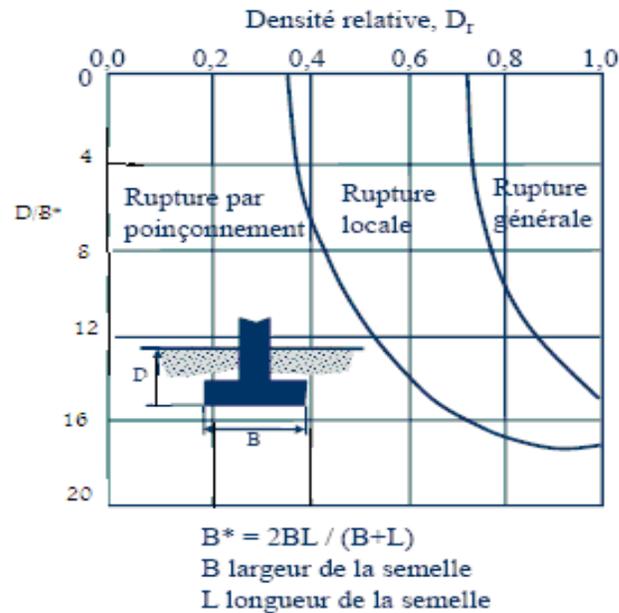


Figure I.6 : Nature de la rupture dans le sol – densité relative du sable et D_r/B^* [5].

Avec :

- D_r est la densité relative du sable
- B^* : rayon hydraulique de la fondation qui est défini par la relation : $B^*=A/P$
- A et P correspondent à l'aire et périmètre de la fondation

A partir de la Figure I.6; on peut avoir que lorsque $D/B^* \geq 18$; le poinçonnement est le mode de rupture dans tous les cas indépendamment de la densité relative du compactage du sable [5]

I.4 Profondeur caractéristique

La pression exercée à la surface du sol entraîne des pressions dans les couches de sol situées en dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondations et la charge appliquée. Pour pouvoir mettre au point, en toute sécurité, un projet de fondation, il est important donc d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques des différentes couches de terrains intéressées. Pour préciser cette exigence, on introduit la notion de « **profondeur caractéristique** », c'est la profondeur pour laquelle la nature du terrain n'a pratiquement plus d'influence sur la tenue de la fondation, ni sur son tassement [1]

Si on trace les courbes d'égalité de pression sous une fondation, on obtient un « **bulbe de pression** », ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions (Figure I.7)

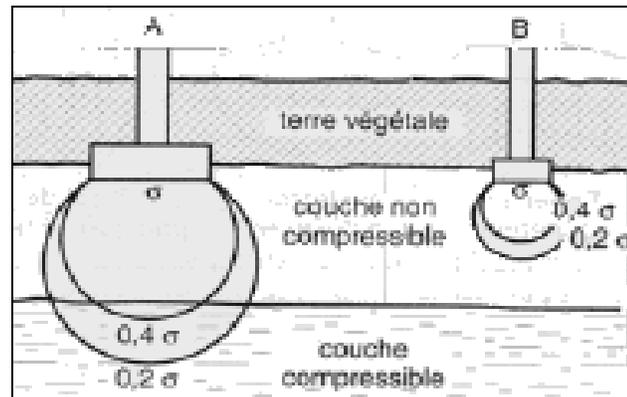


Figure I.7 : influence de la taille de la fondation [1]

La figure I.7 montre à quel point la taille de la fondation réagit sur celle des bulbes des pressions. Plus la fondation est large; plus le terrain de fondation est sollicité en profondeur.

I.5 Philosophies de conception des fondations

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

I.5.1 Charge admissible sur le sol de fondation

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de la charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles.

La valeur du coefficient de sécurité adoptée pour le calcul des fondations est définie par le maître de l'ouvrage (la valeur minimale à recommander est de 3)

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars)

Nature du sol	Capacité portante admissible estimée (bars)
saines non désagrégées de stratification favorable	5 à 30

Terrain non cohérent à bonne compacité	2.5 à 5
Terrain non cohérent à moyenne compacité	0.5 à 2.5
Argile	0. 2 à 2

Tableau I.2: Valeurs estimées de capacité portante admissible d'après DTR-BC 2.331[9]

I.5.2 Méthode des états limites

Un état limite est un état au delà duquel la structure, ou un élément de la structure, est mise hors service, c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue .les états limites se classent en deux catégories : les états limites ultimes (ELU) correspond à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage ; Pour les fondations superficielles, on distingue essentiellement :

- l'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;
- l'ELU de renversement ;
- l'ELU de glissement sur la base ;
- l'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation ;
- lorsque les déplacements peuvent nuire au bon comportement de la structure (tassements, par exemple), l'état limite de déplacement.

Les états limites de service (ELS) au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité; qui comprennent les états limites de fissuration et de déformations. Pour les fondations superficielles, on envisage essentiellement :

- l'état limite de service de mobilisation du sol (limitation des déplacements) ;
- l'état limite de service de décompression du sol ;
- l'état limite de service du matériau constitutif de la fondation (durabilité de la fondation) ;

L'approche aux « états limites », consistent à s'assurer que : [9]

$$q_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_d} (q_u - q_0) + q_0 \dots\dots\dots [1.1]$$

Avec q_{ref} : charge de calcul appliqué normalement à la base de la fondation.

q_u : capacité portante de calcul (ou résistance de calcul)

q_o : contrainte minimale au niveau de l'assise de la fondation

γ_d : coefficient de sécurité partiel, qui prend les valeurs suivantes sous les différents états limites :

$\gamma_d = 2$ pour l'E.L.U

$\gamma_d = 3$ pour l'E.L.S

I-6 Pathologie des fondations

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses. Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale.

Les désordres peuvent être dus à :

Une **reconnaissance de sol incomplète** et donc souvent un sol mal adapté : profondeur insuffisante des sondages, présence de cavités non détectées, nappe d'eau insoupçonnée, agressivité de l'eau, point dur sous un radier, terrain d'assise non homogène ou peu résistant et très compressible, sol compressible d'épaisseur variable sous radier, sols différents sous un même bâtiment,

Une **erreur de calcul ou de conception** : fondations inadaptées ou mal calculées, fondations différentes sous un même ouvrage, radier chargé inégalement, fondations sur un remblai récent non stabilisé, chargement dissymétrique de l'ouvrage,

une **mauvaise exécution** : fondation non mise hors gel car profondeur trop faible, ferrailage de la fondation mal positionné, bétonnage des pieux mal surveillé, oubli du drainage, présence de terre dans le béton des fondations,

une **cause extérieure** : vibrations importantes lors du battage des pieux d'une construction voisine, pieux pouvant être endommagés par les charges apportées par une fondation superficielle à proximité,

I.7 Conclusion

Un projet de fondation correct doit répondre à trois sortes de préoccupations :

Tout d'abord, la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux.

Puis, la fondation doit être exercée sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante

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

Enfin, on recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...

Chapitre II

Méthodes d'évaluation de la capacité portante des sols sous fondations superficielles à partir des essais de laboratoire

II .1 Introduction

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur suffisante qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondations projeté.

Des que la fondation atteint une certaine importance, il est essentiel de procéder à des sondages de reconnaissance soigneusement exécutés par des spécialistes des prélèvements d'échantillons ou des essais au pénétromètre (ou avec un appareil donnant des renseignements analogues) doivent obligatoirement faire partie du programme de reconnaissance.

Fonder superficiellement les ouvrages et les bâtiments est une solution à la fois ancienne et banale. Les problèmes géotechniques que pose cette solution au concepteur sont classiques et concernent, d'une part, la détermination de la portance du sol de fondation, et d'autre part, l'estimation des déplacements de la fondation sous l'effet des sollicitations générées par la superstructure lors de sa réalisation et durant sa durée de service prévue.

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de la géotechnique. C'est exactement la question dont la réponse permet le dimensionnement rationnel d'une semelle et atteint le but principal de sa conception qui est le transfert, en sécurité, des charges de la superstructure au sol de fondation.

Dans la pratique, il existe deux approches classiques pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle :

La première, analytique, est basée sur la théorie de la plasticité parfaite. Elle nécessite la connaissance des caractéristiques intrinsèques : la cohésion et l'angle de frottement interne du sol,

La deuxième, empirique, est fondée sur l'interprétation directe d'essais in situ comme le pressiomètre ou le pénétromètre.

II.2 Capacité portante des fondations superficielles

II.2.1 Définition

Soit une fondation de largeur B , de longueur L , encastrée à une profondeur D , Figure II.1. La fondation est dite filante (ou continue) si $L/B > 5$, sinon c'est une semelle isolée. Elle est considérée

comme superficielle si les mécanismes de rupture mis en jeu au cours d'une sollicitation entraînent des déformations importantes en surface, en pratique si $D/B \leq 1,5$

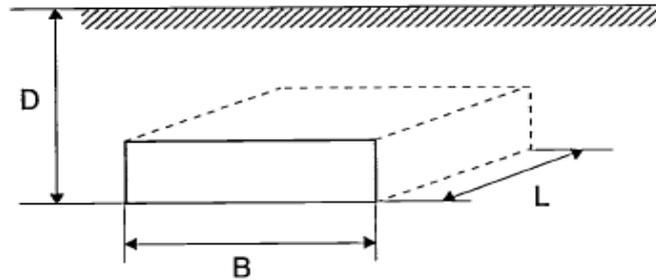


Figure II.1 : fondation superficielle

La capacité portante q_u d'une fondation soumise à un chargement donné est la contrainte moyenne maximale que le sol peut reprendre sans atteindre la rupture.

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ et par sa résistance au cisaillement drainé (cohésion effective c' et angle de frottement interne ϕ') ou non drainé (cohésion non drainé c_u), ou encore par des paramètres issus des essais en place.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend de :

- ✓ La forme des fondations (semelles filantes; carrés, rectangulaires ou circulaires, Figure II.2

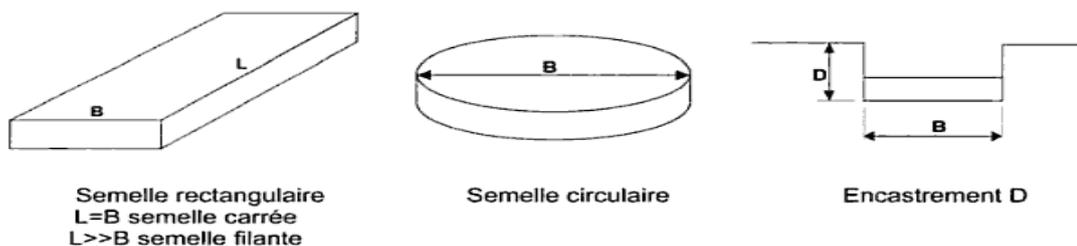


Figure II.2 : Différentes formes d'une fondation superficielle

- ✓ L'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontale, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée). (Figure II.3)

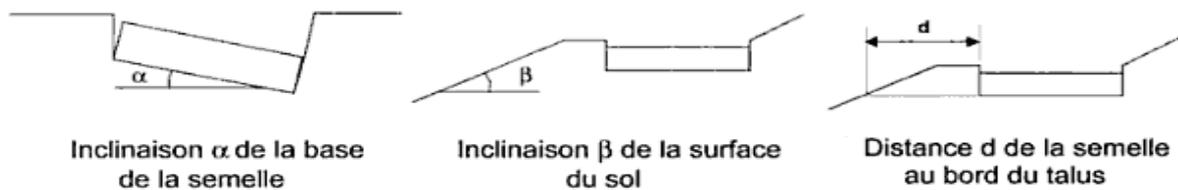


Figure II.3 : Différentes positions d'une fondation superficielle

- ✓ La géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- ✓ Les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse)
- ✓ Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée) Figure II.4,
- ✓ L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs), Figure II.4

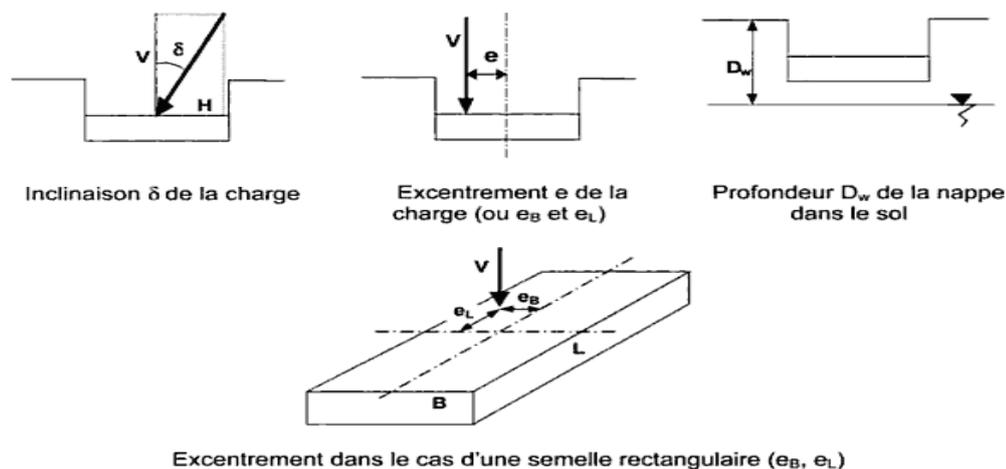


Figure II.4 : Différentes situations de charge d'une fondation superficielle et présence d'une nappe

II.2.2 Théorie de la capacité portante

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite ; c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes.

Les méthodes de calcul correspondantes ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à des précurseurs (Terzaghi; Meyerhof, Brinch Hasan; Caquot....) qui ont établis un ensemble de règles validés par l'expérience et couvrant la plus part des situations courantes.

A partir des années 1950, l'évolution de la théorie de la plasticité a offert des outils d'analyse qui proposent un nouveau regard sur les méthodes de calcul classiques (Salencon 1974; Chen1975) [30], mais dont l'utilisation n'a pas modifié la pratique des études de fondations.

II.2.2.1 Théorie de Rankine

Pour Rankine le problème se ramène à l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure II.5), Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran [13].

La figure II.5 représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

- ✓ Le coin I est un coin actif
- ✓ Le coin II est un coin passif

Les résistances horizontales ou latérales et qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par « P » et elles se caractérisent par une même magnitude et deux directions opposées.

Cependant, la force P associée au coin (I) représente la pression active. Tandis que la force P du coin (II) est la pression passive [13]

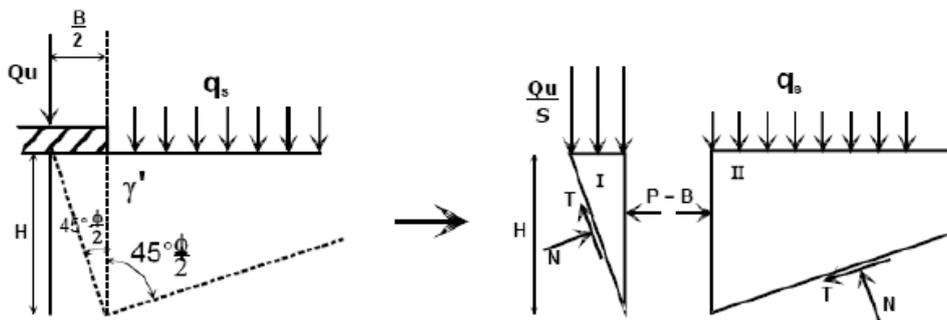


Figure II.5 : Principe de la théorie de Rankine [13]

Pour le cas passif (coin II) nous avons [13]

$$P = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2 + 2CH \sqrt{K_p} + q K_p H$$

$$\text{Où, } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Pour le cas actif, nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 - 2CH \sqrt{K_a} + q_u K_a H$$

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

Les deux résultantes sont supposées avoir une même magnitude, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2} \gamma K_p H^2 + 2CH \sqrt{K_p} + q K_p H = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 - 2CH \sqrt{K_a} + q_u K_a H$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma H \left(\frac{1}{K_a} \right) (K_p - K_a) + \frac{2C}{K_a} (\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) + q K_p^2$$

Mais, $K_p = \frac{1}{K_a}$

$$H = \frac{B}{2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{B}{2 \sqrt{K_a}}$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \gamma B K_p^{\frac{3}{2}} (K_p - K_p^{-1}) + 2C (K_p^{1/2} + K_p^{-1/2}) + q K_p^2$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \gamma B (K_p^{5/2} - K_p^{1/2}) + 2C (K_p^{3/2} + K_p^{1/2}) + q K_p^2$$

La capacité portante : $q_u = 1/2 \gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q$ [2.1]

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B (K_p^{5/2} - K_p^{1/2})$$

$$N_c = 2 (K_p^{3/2} + K_p^{1/2})$$

$$N_q = K_p^2$$

N_γ est le facteur de surface, N_q est le facteur de profondeur et N_c est le facteur de cohésion.

L'inconvénient d'une pareille hypothèse est d'imposer, en tout point de l'écran, la direction de la contrainte qui s'exerce sur l'écran, et donc de ne pas tenir compte de la valeur de frottement entre l'écran et le sol (dans notre cas, le frottement sol-sol).

Ainsi, pour l'étude de l'équilibre, sous l'extrémité de la fondation, entre un coin actif sous la demi-semelle et un coin passif à l'extérieur (I et II de la figure II.5), la théorie de Rankine suppose que le frottement sol-sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Le schéma de Rankine (Figure II.5) n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se forme un coin, limité par des faces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se conduisent en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol sur sol

II.2.2 2 Théorie de Prandtl

Supposons un sol pulvérulent, bidimensionnel, non pesant, d'angle de frottement interne ϕ , chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes p et q (figure II.6).

Prandtl a étudié la rupture sous une fondation à partir de la théorie de Rankine en considérant un schéma de rupture (Figure II.6), avec un coin de sol sous la fondation en état de poussée et un coin en état de butée. Ce problème bidimensionnel a été résolu pour la première fois par Prandtl 1920.

Prandtl a supposé que la zone en rupture de poussée sous la fondation se limitait au triangle ABA' (Figure II.6). Dans cette zone, les lignes de rupture sont des droites inclinées à $\pi/4 + \phi/2$ avec l'horizontale.

Sous la surface $A'D'$, le sol est en rupture de butée les lignes de rupture sont des droites inclinées à $\pi/4 - \phi/2$ avec l'horizontale.

Les lignes extrêmes de ces deux zones forment un angle $B A' C'$ dans lequel les lignes de rupture issues de A' sont des droites, dans cet angle la deuxième famille de lignes de rupture est constituée de spirales logarithmiques de pôle A' puisque ces lignes doivent couper toutes les droites issues de A' sous l'angle $\pi/2 - \phi$

Le sol n'est ainsi en rupture qu'au-dessus de la ligne $DCBC'D'$

La valeur limite de p est alors, d'après Prandtl [2]

$$p = q \cdot N_q(\phi)$$

$$\text{Avec : } N_q(\phi) = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

Dans le cas où la fondation superficielle est enterrée (Figure II.6), la surcharge q est due au poids des terres au-dessus du niveau de la fondation : $q = \gamma D$; la force maximale p_q applicable à une fondation de largeur B et de longueur infinie est alors par unité de longueur :

$$P_q = B \gamma D N_q(\phi) \dots [2.2]$$

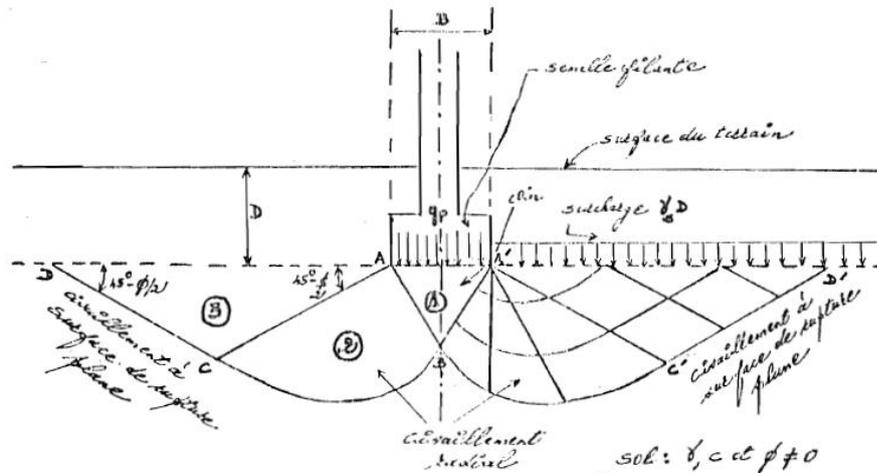


Figure II.6 : mécanisme de rupture de Prandtl

II.2.2 3 Théorie de Terzaghi (1943)

Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante avec surface rugueuse soumise à une charge verticale centrée. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi) [36].

En règle générale la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D$ à l'extérieur (Figure II.7)



Figure II.7 : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure II.8)

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne ϕ ,
- Sol pesant, mais sans cohésion,
- Sol non pesant, et cohérent.

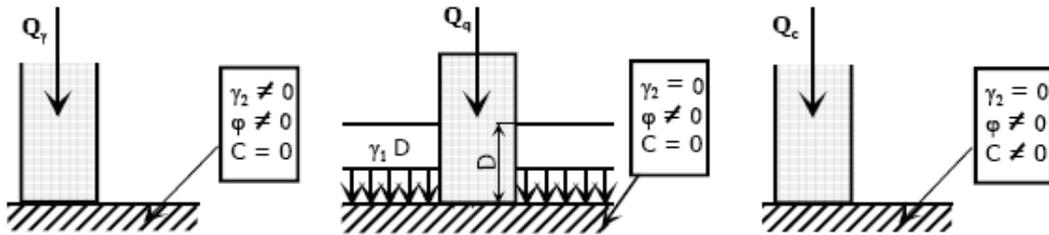


Figure II.8 : Méthode de superposition de Terzaghi [4]

Le principe de superposition n'est strictement valable qu'en élasticité, à l'état de rupture dans un sol, ce principe n'est qu'approximatif [36]. Sokolovski a montré, en comparant les résultats obtenus par la méthode exacte d'une part et par la superposition des états de l'hypothèse de Terzaghi.[2]

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

$$q_u = 1/2\gamma B N_\gamma (\varphi) + c N_c (\varphi) + q N_q (\varphi) \dots \dots \dots [2.3]$$

Avec :

q_u : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

γ : poids volumique du sol sous la base de la fondation

q : surcharge verticale latérale équivalente au sol au dessus de la base à la fondation: $q = \gamma \cdot D$

c : cohésion du sol sous la base de la fondation

$N_\gamma (\varphi)$, $N_c (\varphi)$ et $N_q (\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation

$$N_c = \cot \varphi \left[\frac{e^{\left[\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi \right) \tan \varphi \right]}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - 1 \right]$$

$$N_q = \frac{e^{\left[\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi \right) \tan \varphi \right]}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \varphi \left(\frac{k_p}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

K_p est le coefficient des poussés des terres passives

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ sont donnés par le tableau II.1 [8]

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	22.63	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 II.1 : coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement générale [8]

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones

(Figure II.6) :

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol φ .
- Une zone de cisaillement radiale BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par fonction : $r=r_0.e^{\theta \tan \varphi}$
- zone passive de Rankine triangulaire BFD

Dans les zones de cisaillement radiales et passives; les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture [31].

Lorsqu'on se trouve en présence de sols très compressibles, comme l'argile molle, il arrive fréquemment que les tassements constatés ne soient plus acceptables, bien avant qu'un état d'équilibre plastique ait pu se développer dans le massif (**cas d'une rupture au cisaillement locale**).

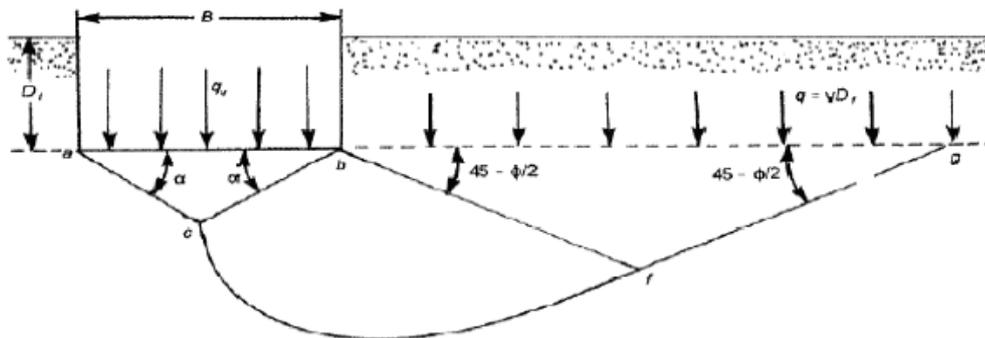


Figure II.9: surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue (rigide et Rugueuse) [5]

Pour limiter les tassements absolus et différentiels à une valeur acceptable, Terzaghi propose de prendre en compte un angle de frottement réduit ϕ' et une cohésion réduite c' tels que : [1]

$$\text{tg } \phi' = 2/3 \text{tg } \phi \quad ; \quad C' = 2/3C$$

Dans ce cas, la capacité portante (que l'on notera q_u') a pour valeur :

$$q_u' = 1/2 \gamma B N_\gamma'(\phi) + 2/3 C N_c'(\phi) + q N_q(\phi) \dots \dots \dots [2.4]$$

Avec : $N'(\varphi) = N(\varphi) = N(\arctan^2/3 \tan \varphi)$

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 II.2 : coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement locale [8]

Les valeurs de N_c , N_γ , N_q , N'_c , N'_γ et N'_q sont reportées sur la figure II.10 en fonction de φ

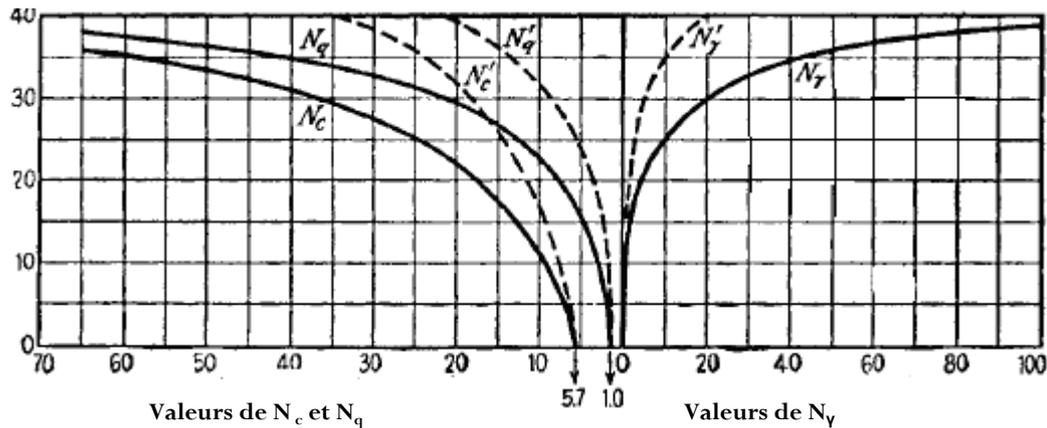


Figure II.10 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse) [8]

II.2.2 4 Equation de Meyerhof (1963)

Meyerhof explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour N_c , par Reissner(1924) pour N_q et par lui-même (Meyerhof 1961) pour N_y .

Ces coefficients ne tiennent pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au dessus de la fondation [6] :

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

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

$$N_y = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

II.2.3 Etude des trois facteurs N_c , N_y et N_q

On suppose le cas le plus simple, celui d'une semelle filante reposant sur un massif homogène horizontal soumise à une charge verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

La fondation est de largeur B est enterrée dans le massif à une profondeur D.

On s'exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur Q pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation(Figure II.11).On constate alors qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif ce coin refoule les terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' du coin agissent comme de véritables écrans de butée pour lesquels $\delta = -\phi$ puisqu'il s'agit du frottement du terrain sur lui-même.

On suppose, en première approximation que le sol situé au dessus de l'horizontale AA' de la base de la fondation, n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité γD .

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Tableau II.3 : coefficients de capacité portante de Meyerhof [5]

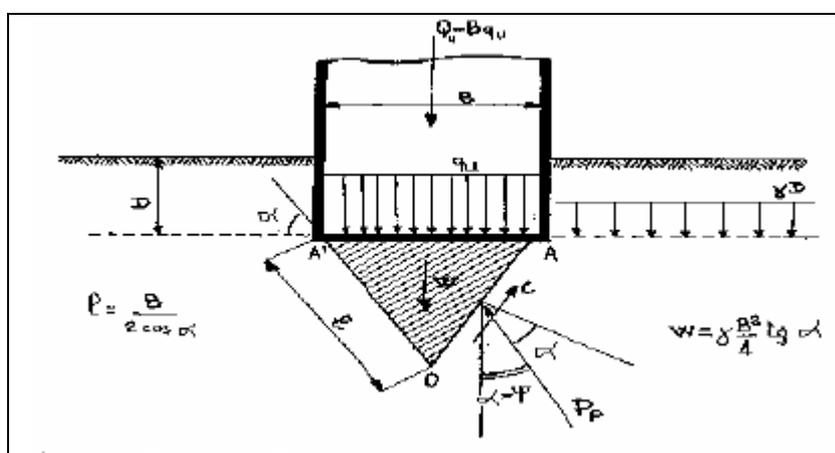


Figure II.11 : équilibre des terres sous la fondation

La détermination de la butée sur l'écran OA est aisée. Cette butée peut se décomposer en une force de cohésion $C=C_1$ portée par OA et une force de frottement P_p d'obliquité $-\phi$ et d'intensité :

$$P_p = K_{py} \gamma l^2 / 2 + K_{pq} \gamma D l + K_{pc} c l$$

où les coefficients de butée k_{py} , K_{pq} , K_{pc} correspondant à un terre plein horizontal, à un écran faisant un angle $\pi/2 - \psi$ avec la verticale, et à une obliquité $\delta = -\phi$.

L'équilibre du coin OAA' donne :

Par raison de symétrie, l'équilibre horizontal est assuré en projetant sur la verticale; on obtient :

$$Q+W=2P_p \cos(\psi-\varphi) + 2C \sin \psi$$

Avec : $W=\gamma B^2/4 \tan \psi$

W : représente le poids du coin et Q la charge de rupture de la fondation.

Il vient finalement :

$$q_u = Q/B = \gamma \frac{B}{2} \left[\frac{k_{p\gamma} \cos(\psi - \varphi)}{2 \cos^2 \psi} - \frac{\tan \psi}{2} \right] + \gamma D \frac{k_{pq} \cos(\psi - \varphi)}{\cos \psi} + c \left[\frac{k_{pc} \cos(\psi - \varphi)}{\cos \psi} + \tan \psi \right]$$

soit :

$$q_u = Q/B = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

Les trois facteurs ne dépendent que des angles ψ et φ . On les appelle les facteurs de capacité portante :

- Le facteur N_γ qui commande le terme $\gamma B/2 N_\gamma$ appelé " Terme de surface "
- Le facteur N_q qui commande le terme $\gamma D N_q$ appelé " Terme de profondeur "
- Le facteur N_c qui commande le terme $c N_c$ appelé " Terme de cohésion "

Il existe un consensus international apparent sur les facteurs de portance de profondeur (N_q) et de cohésion (N_c) à utiliser pour calculer la capacité portante des semelles filantes et la plupart des recommandations préconisent les formules analytiques suivantes :

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

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot.

Pratiquement tous les auteurs se sont ralliés à la valeur $\psi = \pi/4 + \varphi/2$ qui correspond d'ailleurs à la valeur minimale du coefficient N_q . On constate que pour $\varphi=0$, $N_q=10$ et que N_q croit très rapidement ensuite des que φ dépasse 30° .

Les essais pour mesurer les valeurs de N_q sont également fort délicats et les conclusions de certains expérimentateurs sont fort controversées. L'expérience montre cependant indiscutablement que la formule de Prandtl Caquot est approchée par défaut pour les fondations à faible profondeur en milieu serré. Ceci est d'autant plus sensible que les dimensions de la fondation sont plus faibles. C'est Kérisel qui a mis en évidence, pour la première fois en 1961, cet effet d'échelle très net.

Par ailleurs, Tcheng a montré, en 1966, que les résultats obtenus par de nombreux expérimentateurs ont pu être faussés par la flexibilité des parois des cuves contenant le sable utilisé pour les essais de poinçonnement des semelles, il a prouvé, en effet, qu'en employant pour les cuves d'essais, des

parois soit très souples, soit relativement rigides, soit extrêmement rigides (donc absolument indéformables), les résultats obtenus pour N_q étaient très variables.

L'influence de la cohésion se traduit par la présence du terme de cohésion cN_c . l'expression littérale de ce facteur est donnée par : $N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$

C'est-à-dire à $\psi = \pi/4 + \varphi/2$, c'est la valeur minimale de N_c quand ψ varie.

Le facteur N_γ est le coefficient dont la détermination a soulevé le plus de controverses. Cela tient à deux causes. Tant que les méthodes générales de calcul de Sokolovski n'ont pas été diffusés, le calcul de N_γ qui dérive du calcul de $k_{p\gamma}$, dépendant des procédés plus ou moins approchés mis au point par différents auteurs, pour la détermination du coefficient de butée. D'autre part, il y avait aussi des divergences sur le choix de la valeur critique de ψ .

Kaquot et Kérisel ont donné une table des valeurs de N_γ calculées avec les méthodes qu'ils ont employées pour les tables de butée (confirmées par de nouveaux calculs utilisant la théorie de Sokolovski). pour cette détermination, ils ont choisis comme valeur de $\psi = \pi/4 + \varphi/2$, Terzaghi admet

$\psi = \varphi$.

Biarez et Nhiem recherchent eux la valeur de ψ qui conduit au coin minimal de butée.

φ	Terzaghi	Kaquot et Kérisel	Biarez et Nhiem	φ	Terzaghi	Kaquot et Kérisel	Biarez et Nhiem
10	0.55	1.00	0.47	30	18.1	21.8	18.1
12		1.40	0.76	32		29.8	25.0
14		1.97	1.16	34		40.8	34.7
16		2.73	1.72	36		56.8	48.8
18		3.68	2.49	38		79.8	69.6
20	3.44	4.97	3.54	40	102	113	100
22		6.73	4.96	42		165	144
24		9.03	6.89	44	260	244	209
26		12.1	9.5	46		369	309
28		16.4	13.1	48	780	576	467

Tableau II.4 : valeurs du coefficient N_γ selon divers auteurs [1]

La différence sensible des valeurs du facteur N_γ selon les auteurs a été illustrée par de Beer (1965) qui a comparé ces valeurs pour $\varphi = 40$ degrés :

Gorbunov-Possadof	192
Buisman	163
Kaquot et Kérisel	113
Berezancev	100
Landgren	95

Dans les relations proposées par Meyerhof, Brinch Hansen, Vesič et celle donnée par l'Eurocode 7, le coefficient de portance N_γ est fonction de N_q .

Référence	Terme de surface N_γ
Meyerhof (1963)	$(N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$
Brinch Hansen (1970)	$1.5(N_q - 1) \tan \varphi$
Vesic (1970)	$2(N_q + 1) \tan \varphi$
Eurocode 7(1996)	$2(N_q - 1) \tan \varphi$

Tableau II.5 : valeurs du facteur N_γ

On indique aussi une formule empirique d'origine expérimentale due à Fedar, qui donne une expression approchée de N_γ , sans référence du coefficient N_q cette fois : [1]

$$N_\gamma = 0.01e^{\varphi/4} \quad (\varphi \text{ est exprimé en degrés})$$

Cette dernière relation n'est valable que dans l'intervalle $25^\circ < \varphi < 45^\circ$; ça met bien en évidence la croissance très rapide de N_γ avec φ . On doit toutefois préciser qu'elle conduit à des valeurs de N_γ nettement supérieures à celles que l'on admet habituellement. [1]

Lundgren et Mortensen ont développé par des méthodes numériques (en utilisant la théorie de la plasticité) pour la détermination exacte de lignes de rupture ainsi que le facteur de capacité portante N_γ pour des cas particuliers. [5]

Chen a également donné une solution pour N_γ dans lequel il a utilisé l'analyse limite supérieure théorème proposé par Drucker et Prager. [5]

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{5} \right)$$

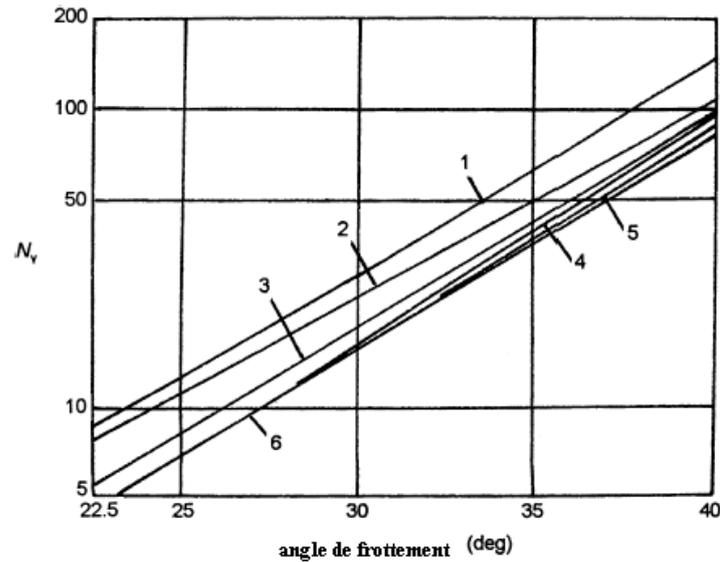


Figure II.12 : Comparaison de facteur de capacité N_γ (Note: la courbe 1-Chen la courbe 2-Vesic, la courbe 3-Terzaghi, la courbe 4-Meyerhof, Courbe 5-Lundgren et Mortensen, 6-Hansen) [5]

Le tableau II.6 donne des valeurs de N_γ proposées par certains auteurs [5].

II.2.4 Critiques générales des méthodes classiques

Les théories que l'on vient d'exposer et qui conduit à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulèvent un certain nombre de critiques :

La première porte sur la forme du coin $OA\hat{A}$. Des expériences minutieuses sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport B/D est inférieur à 0.5. Pour lever cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude de coin, en adoptant pour OA et $O\hat{A}$ des arcs de lignes de glissement. Biarez a pu montrer, ainsi, que pour les faibles encastresments, il existe certaines formes de coin donnant des résultats plus faibles que pour les coins limités par des droites. [1]

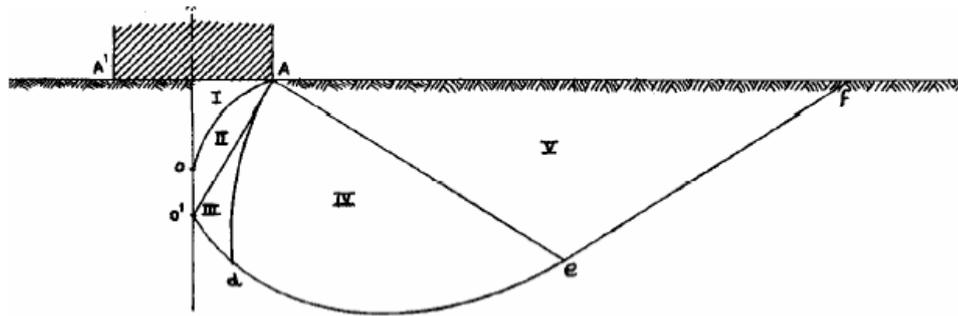


Figure II.13: Schéma de Gorbunov (J. Costet. & G. Sanglerat 1983)[5]

angle de frottement (deg)	N_γ			
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.01	0.002	0.07	0.00
2	0.04	0.01	0.15	0.01
3	0.06	0.02	0.24	0.02
4	0.10	0.04	0.34	0.05
5	0.14	0.07	0.45	0.07
6	0.20	0.11	0.57	0.11
7	0.27	0.15	0.71	0.16
8	0.35	0.21	0.86	0.22
9	0.44	0.28	1.03	0.30
10	0.56	0.37	1.22	0.39
11	0.69	0.47	1.44	0.50
12	0.85	0.60	1.69	0.63
13	1.04	0.74	1.97	0.78
14	1.26	0.92	2.29	0.97
15	1.52	1.13	2.65	1.18
16	1.82	1.38	3.06	1.43
17	2.18	1.66	3.53	1.73
18	2.59	2.00	4.07	2.08
19	3.07	2.40	4.68	2.48
20	3.64	2.87	5.39	2.95
21	4.31	3.42	6.20	3.50
22	5.09	4.07	7.13	4.13
23	6.00	4.82	8.20	4.88
24	7.08	5.72	9.44	5.75
25	8.34	6.77	10.88	6.76
26	9.84	8.00	12.54	7.94
27	11.60	9.46	14.47	9.32
28	13.70	11.19	16.72	10.94
29	16.18	13.24	19.34	12.84
30	19.13	15.67	22.40	15.07
31	22.65	18.56	25.99	17.69
32	26.87	22.02	30.22	20.79
33	31.94	26.17	35.19	24.44
34	38.04	31.15	41.06	28.77
35	45.41	37.15	48.03	33.92
36	54.36	44.43	56.31	40.05
37	65.27	53.27	66.19	47.38
38	78.61	64.07	78.03	56.17
39	95.03	77.33	92.25	66.75
40	115.31	93.69	109.41	79.54
41	140.51	113.99	130.22	95.05
42	171.99	139.32	155.55	113.95
43	211.56	171.14	186.54	137.10
44	261.60	211.41	224.64	165.58
45	325.34	262.74	271.76	200.81

Tableau II.6 : valeurs du coefficient N_γ proposés par certains auteurs[5]

La figure II.13 montre, dans le même esprit, la solution proposée par Gorbunov. Il discerne cinq zones différentes dans le schéma de rupture :

- le coin AOÀ en équilibre surabondant limité par une courbe OA le long de laquelle l'obliquité des contraintes diffère assez nettement de φ (zone I) ;
- une zone OAÒ en équilibre plastique qui complète le coin et sur la frontière AÒ da laquelle l'obliquité de la contrainte est égale à φ (zone II);
- les zone III, IV et V, enfin, correspondent au problème classique de la butée.

Une autre critique porte sur l'évaluation de la butée. Pour calculer son intensité, on a comme dans le cas de la poussée formulé l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre. Plus encore que dans le cas de la poussée, cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les lignes de glissement des différents équilibres présentent maintenant une courbure notable et sont loin d'être superposables.

Les vérifications expérimentales de la capacité portante montrent que les formules classiques actuelles sont plutôt dans le sens de la sécurité ; c'est la meilleure justification de l'approximation faite qui permet de séparer l'effet du poids du sol de celui de la cohésion et de celui de l'encastrement de la fondation dans le terrain, ce qui simplifie beaucoup les calculs [20].

Une autre approximation a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au dessus du plan horizontal AA' de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au de-là du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport B/D est grand.

Au-delà des difficultés et des critiques précédentes, les procédures de calcul classiques, basées sur l'équilibre limite, imposent les directions des plans de rupture et c'est une approximation très grossière. D'autre part les théories précédentes supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec l'angle de dilatation ψ égale à l'angle de frottement φ . Il est bien connu que pour les sols réels ψ est généralement considérablement inférieur à φ . Quelques solutions ont été effectuées pour les matériaux non associés avec $\psi=0$ telle que les solutions de Davis et Booker (1973), et Zienkiewicz et Al (1975), mais les analyses annoncées de ces études étaient pour des angles de frottement de 30° , et il n'est en aucun cas clair que le même résultat aurait été trouvé pour des angles plus grands.

En définitive, malgré les critiques que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteurs N_γ , N_q et N_c , ces méthodes restent une approche simple et commode.

II.2.5 Cas des semelles isolées et radiers

Comme on vient de le dire ; il n'est pas possible d'assimiler toutes les semelles ou tous les radiers à des semelles filantes ; faute de mieux, on utilise la formule donnant la capacité de la semelle filante, en affectant chacun des trois facteurs de capacité portante de coefficients correcteurs ; choisis de manière empirique, au vu des résultats d'essais de laboratoire et des constatations faites sur la capacité portante de semelles réelles.

La relation 2.3 est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_γ , S_c et S_q , pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_u = 1/2 \gamma B N_\gamma (\varphi) S_\gamma + c N_c (\varphi) S_c + q N_q (\varphi) S_q \dots \dots \dots [2.5]$$

Coefficients de forme			
fondations	Rectangulaire ou carrées (B/L=1)		circulaires
S_γ	1-0.2B/L	0.8	0.6
S_c	1+0.2B/L	1.2	1.3
S_q	1	1	1

Tableau II.7: Coefficients de forme d'après Terzaghi 1943

Pour les fondations qui développent une rupture au cisaillement locale, Terzaghi propose les modifications suivantes :

Fondation carrée

$$q_u = 0.8 \gamma B / 2 N'_\gamma (\varphi) + 0.867 c N'_c (\varphi) + q N'_q (\varphi) \dots \dots \dots [2.6]$$

Fondation circulaire

$$q_u = 0.6 \gamma B / 2 N'_\gamma (\varphi) + 0.867 c N'_c (\varphi) + q N'_q (\varphi) \dots \dots \dots [2.7]$$

Coefficients de forme	Référence
------------------------------	------------------

$\text{si } \varphi > 10^\circ$	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ $S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$		Meyerhof [6]
$\text{si } \varphi = 0$	$S_q = S_\gamma = 1$ $S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$		
Sous charge verticale	$S_c = 0.2 \frac{B}{L}$ $S_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi$ $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$		Brinch Hansan [6]
Sous charge inclinée	charge inclinée dans le sens de B	charge inclinée dans le sens de L	
	$S_{cB} = 0.2 i_{cB} \frac{B}{L}$ $S_{qB} = 1 + \frac{B}{L} i_{qB} \sin \varphi$ $S_{\gamma B} = 1 - 0.4 \frac{B i_{\gamma B}}{L i_{\gamma L}}$	$S_{cL} = 0.2 i_{cL} \frac{L}{B}$ $S_{qL} = 1 + \frac{L}{B} i_{qL} \sin \varphi$ $S_{\gamma L} = 1 - 0.4 \frac{L i_{\gamma L}}{B i_{\gamma B}}$	

Tableau II.8 : Coefficients de forme d'après Meyerhof, Brinch Hansan

Coefficients de forme	Référence
$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi$ $S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$ $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	Vesic [6]

Tableau II.9 Coefficients de forme d'après Vesic

Coefficients de forme	Référence
$S_c = S_q = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	Manuel canadien d'ingénierie des fondations [6]
$S_c = 1 + 0.3 \frac{B}{L}$ $S_q = 1 + 1.5 \frac{B}{L}$ $S_\gamma = 1 - 0.25 \frac{B}{L}$	Normes de l'Ancienne Union Soviétique [6]
$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$ $S_q = 1$ $S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$	DTU 13.12[16] DTR- BC 2.331[9]

Tableau II.10 Coefficients de forme

forme	Conditions non drainés		Conditions drainés	
	rectangulaire e	Carrée ou circulaire B/L=1	rectangulaire	Carrée ou circulaire B/L=1
S_γ	-	-	1-0.3B/L	
S_c	1+0.2B/L	1.2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi')$	1 + sin φ'

Tableau II.11 : coefficients de forme d'après l'Eurocode 7-1(1994) [12]

II.2

.6 Cas particuliers

Dès l'apparition de la formule de Terzaghi, il y a eu un grand nombre de campagnes d'essais en laboratoire dans le but de valider ou d'améliorer son domaine de validité. Les modifications les plus

connues sont celles proposées par **Meyerhof (1963)**; **Brinch Hansen (1970)** qui visait à tenir compte des caractéristiques géométriques de la fondation et du chargement par l'introduction d'une série de facteurs correctifs.

II.2.6.1 Charge excentrées et inclinées

- *Charge verticale excentrée*

On définit l'excentrement de la force Q appliquée à la fondation par la distance e du point d'application de cette force à l'axe de la fondation Figure II.14.

L'excentricité de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations. On étudiera d'abord le cas d'une semelle filante qui supporte une charge verticale excentrée.

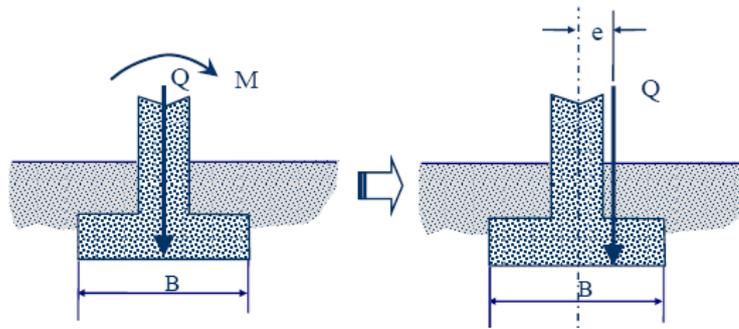


Figure II.14 : fondation filante sous charge excentrée

Meyerhof a proposé en 1953 d'attribuer à cette semelle une largeur fictive centrée sur la charge : $B=B-2e$ (Figure II.15)

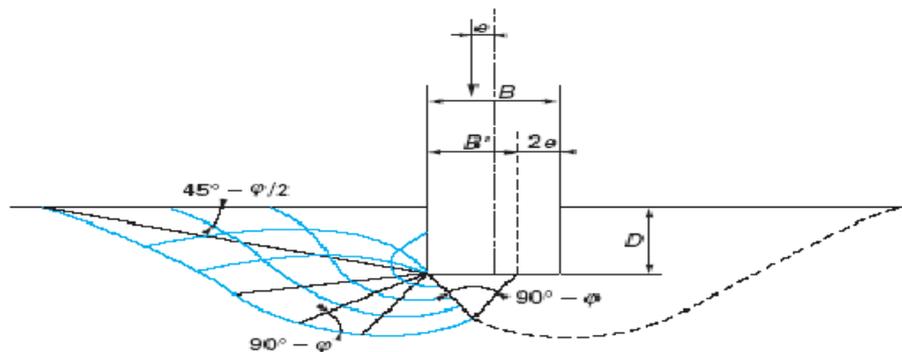


Figure II.15 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [12]

La charge portante Q par unité de longueur de la semelle est alors égale à :

$$Q=B'. q_u =B'(1/2\gamma B'N \gamma (\varphi) +cN_c (\varphi) + q N_q(\varphi))\dots\dots\dots [2.8]$$

Pour tenir compte de l'excentricité de la charge appliquée à une semelle filante; les auteurs préconisent d'appliquer aux termes de la capacité portante des coefficients réducteurs égaux à $(B-2e)/B$ pour le terme de profondeur N_q et à $(B-2e)/(B+2e)$ pour le terme de surface N_γ . les valeurs de ces coefficients sont données dans le tableau II.12

e/B	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.30	0.4	0.5
e_γ	1	0.82	0.67	0.54	0.43	0.33	0.25	0.11	0
e_q	1	0.9	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.20	0

Tableau II.12: valeurs des coefficients d'excentricité de charge (Caquot et Kérisel 1966) [6]

Cost et Sanglerat (1983) décrivent de façon détaillée les différentes approches adoptées pour l'estimation de la capacité portante. Pour le calcul des fondations, ils recommandent l'utilisation de la formule : [1]

$$Q=B[(1-2 e)^2 \gamma B/2N \gamma +(1-2 e) q N_q+ (1-2 e) c N_c] \dots\dots\dots [2.9]$$

Pour l'excentrement des charges; la réduction de dimensions de Meyerhof est adoptée, ce qui est équivalent à des coefficients réducteurs de:

$$e_\gamma = (1-2 e)^2 \quad \text{pour } N_\gamma$$

$$e_q = e_c = 1-2 e \quad \text{pour } N_q \text{ et } N_c$$

D'autres auteurs introduisent des facteurs partiels f_c ; f_q , f_γ pour représenter l'effet de l'excentrement sur les trois termes de la capacité portante. Ainsi, la théorie de **Prakasan et Saran (1971)**, qui repose sur un mécanisme de rupture conventionnel, conduit à distinguer pour le coefficient applicable au facteur de gravité N_γ le cas des sables denses ou: [6]

$$f_\gamma = 1 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68 \right) \frac{B}{L} + \left(0.43 - \frac{3e}{2B} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2$$

Et celui des sables lâches ou $f_\gamma=1$. les autres facteurs sont égaux à $f_q=1$ et $f_c=1.2$

Les essais de **Degebo** conduisent pour leur part à des réductions de surface portante plus faibles de celles de Meyerhof : [6]

$$B'=B-1.14e_B \quad ; \quad L'=L-1.14e_L$$

En désignant par e_B , e_L les excentrement selon les directions de B et L respectivement (Figure.II.16).

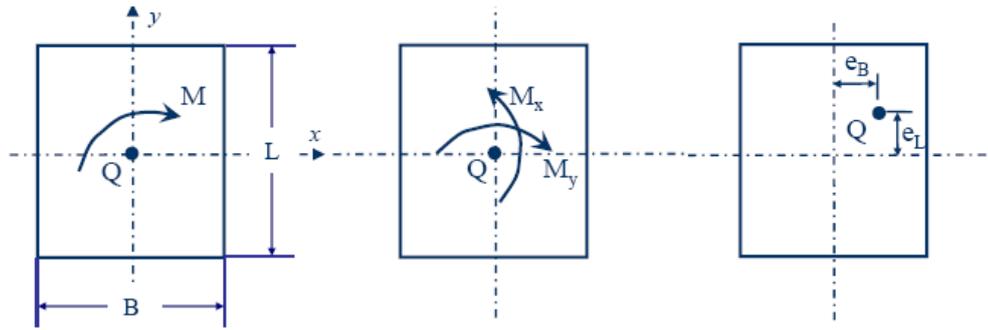


Figure II.16 : fondation doublement excentrée

- *Charges inclinées*

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale figure II.17, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_u = c i_c N_c + q i_q N_q + \gamma B / 2 i_\gamma N_\gamma \quad \dots\dots\dots [2.10]$$

Les formules de la force portante sous une force inclinée permettent de donner une minoration de la charge pour tenir compte des effets sismiques.

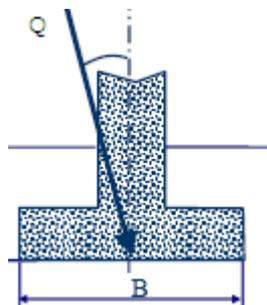


Figure II.17 : fondation filante sous charge inclinée

L'étude expérimentale du Degebo à Berlin (Muhs, 1969) sur l'effet de l'inclinaison de la charge a montré que le rapport des capacités portantes sous une charge inclinée de δ et sous la composante verticale seule de cette même charge vaut $(1 - \tan \delta)^2$. [5]

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultz (1952) et Meyerhof (1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

Avec δ est l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ exprimé en degré)

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaison de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaison de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement ϕ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B . Figure II.18, II.19 et II.20 [5]

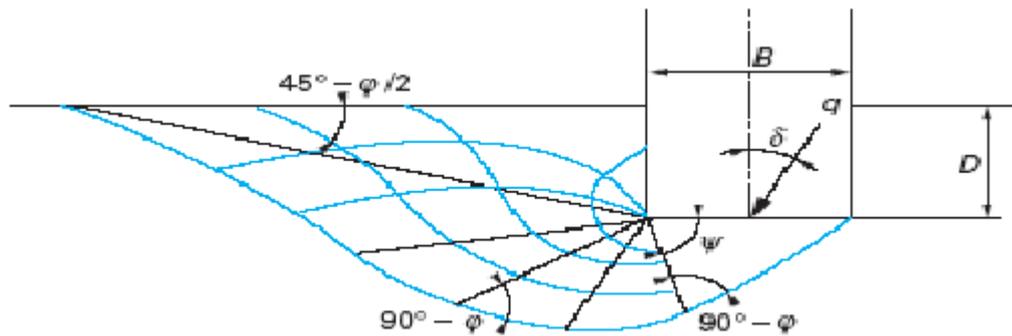


Figure II.18 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [5]

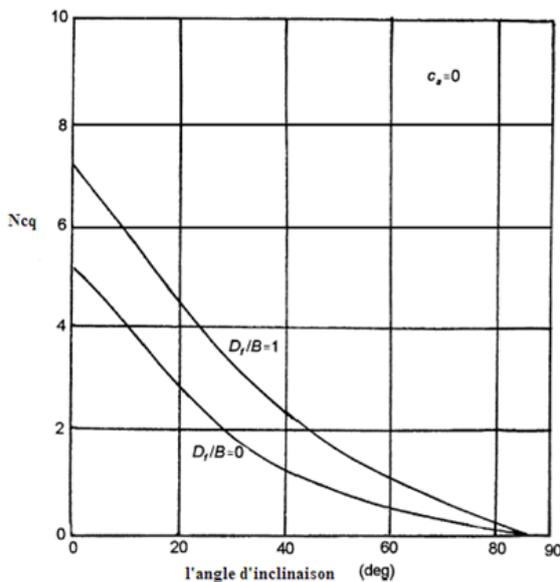


Figure II.19: facteur N_{cq} pour les sols cohérents ($\phi = 0$) selon Meyerhof [5]

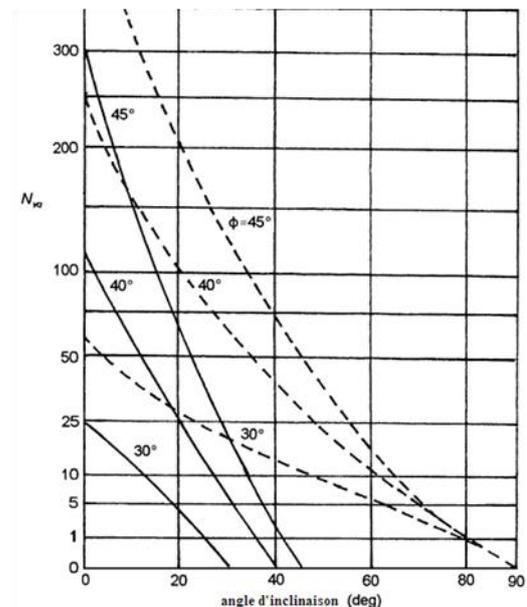


Figure II.20 : facteur $N_{\gamma q}$ pour les sols pulvérulents ($c=0$) selon Meyerhof [5]

Dubrova a développé une solution théorique pour la capacité ultime d'une fondation continue avec une charge centrée inclinée : [5]

$$q_u = c (N_q^* - 1) \cot \phi + 2qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \dots \dots \dots [2.11]$$

Avec : N_q^* , N_γ^* facteurs de capacité portante

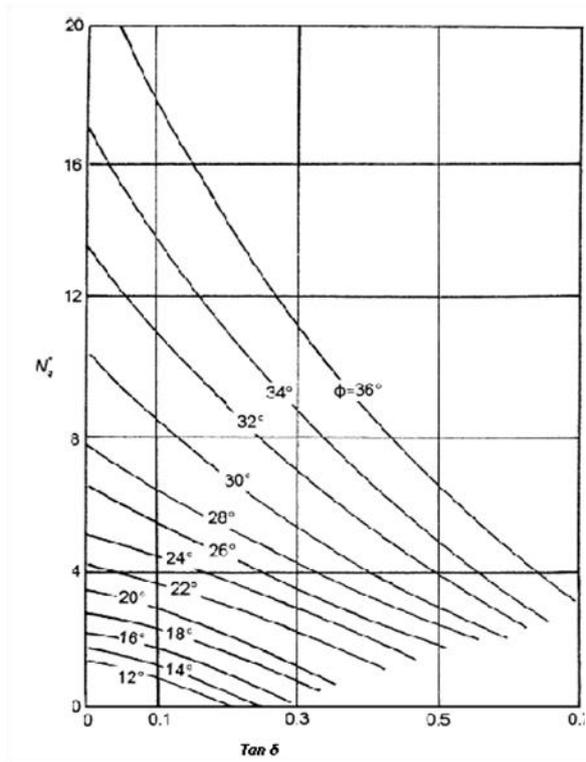


Figure II.21: variation de N_q^* [5]

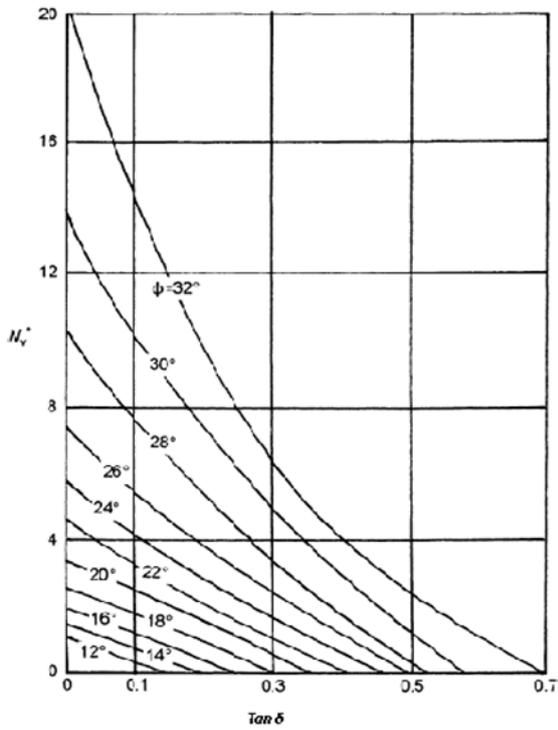


Figure II.22: variation de N_γ^* [5]

Les variations de N_q^* et N_γ^* sont donnés dans les figures II.21, II.22

Le cas d'une charge inclinée (force normale N, force horizontale H) mais centrée est traité au moyen de coefficient empiriques dus à Vesic (1975) : [6]

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Branch Hansan recommande les formules approchées suivantes : [5]

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{0.7H}{N + BL.c \cot \varphi}\right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{N + BL.c \cot \varphi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

Selon **Kézdi et Réthati (1988)**: [6]

$$i_{\gamma} = i_q^2$$

$$i_q = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2\delta - \varphi)}{1 + \sin \varphi} \exp\left[-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\delta\right)\right] - \left(1 - \frac{H}{N + Ac \tan \varphi}\right)^2$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Caquot et Kérisel : [6]

$$i_q = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \eta}{1 + \sin \varphi} \exp[-(\eta + \delta)\tan \varphi]$$

$$\text{avec : } \sin \eta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

δ (degrés)	$\varphi= 20\text{degrés}$		$\varphi= 30\text{degrés}$		$\varphi= 40\text{degrés}$		$\varphi= 50\text{degrés}$	
	i_{γ}	i_q	i_{γ}	i_q	i_{γ}	i_q	i_{γ}	i_q
0	1	1	1	1	1	1	1	1
5	0.86	0.88	0.86	0.86	0.85	0.82	0.80	0.78
10	0.70	0.74	0.70	0.72	0.68	0.67	0.63	0.62
15	0.49	0.60	0.57	0.58	0.55	0.54	0.50	0.46
20	0	0.35	0.40	0.46	0.44	0.42	0.35	0.35
30	-	-	0	0.17	0.18	0.25	0.16	0.19
40	-	-	-	-	0	0.07	0.03	0.08
50	-	-	-	-	-	-	0	0.02

Tableau II.13 : valeurs des coefficients i_q et i_γ (Caquot et Kérisel, 1966) [6]

	δ	Valeurs de φ (degrés)					
	degrés	20	25	30	35	40	45
i_γ	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.85	0.83	0.8	0.79	0.75	0.78
	10	0.58	0.56	0.56	0.57	0.53	0.52
	15	0.25	0.32	0.35	0.37	0.35	0.34
	20	0.08	0.14	0.19	0.21	0.21	0.21
	25	0	0.04	0.07	0.10	0.12	0.12
	30	0	0	0.02	0.04	0.06	0.06
i_q	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.86	0.86	0.85	0.82	0.82	0.80

	10	0.72	0.71	0.70	0.68	0.65	0.63
	15	0.56	0.57	0.56	0.54	0.51	0.48
	20	0.32	0.43	0.43	0.42	0.39	0.36
	25	0	0.22	0.31	0.30	0.29	0.26
	30	0	0	0.15	0.21	0.20	0.18
i_c	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.84	0.84	0.84	0.82	0.81	0.80
	10	0.67	0.68	0.68	0.67	0.65	0.63
	15	0.49	0.53	0.54	0.53	0.51	0.48
	20	0.20	0.37	0.40	0.40	0.38	0.36
	25	0	0.14	0.27	0.28	0.28	0.26
	30	0	0	0.10	0.18	0.19	0.18

**Tableau II.14: valeurs des coefficients d'inclinaison de Tran -Vo –Nhiem
(cités par Bourges 1993) [6]**

- *Charge inclinée et excentrée*

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentremets de la charge dans les deux directions [6], [34].

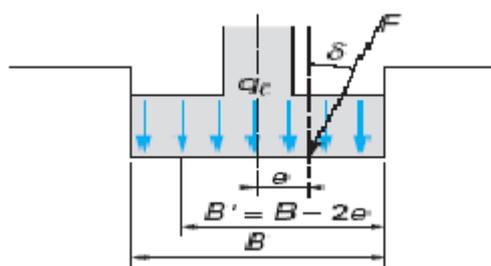


Figure II.23 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

Facteurs	Conditions non drainées	Conditions drainées	
	Charge horizontale H	Charge horizontale H parallèle à B et une	Charge horizontale H parallèle à L et

		charge verticale V	V
i_γ	-	$\left[1 - \frac{H}{(V + A'.c' \cot \varphi')}\right]^3$	$1 - \frac{H}{(V + A'.c' \cot \varphi')}$
i_q	-	$\left[1 - \frac{0.7H}{(V + A'.c' \cot \varphi')}\right]^3$	$1 - \frac{H}{(V + A'.c' \cot \varphi')}$
i_c	$0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'.C_u}}\right)$	$\frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$

Tableau II.15 : valeurs des coefficients d'inclinaison d'après l'Eurocode 7-1(1994) [12]

II.2.6.2 Fondation sur talus

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder :

- dans la pente d'un talus figure II.24. (a),
- fondation d'un viaduc sur une risberme figure II.24. (b)
- au sommet d'un talus, Figure II.24. (c) culée d'un pont.

Dans tous ces cas, la force portante de la fondation est plus faible que celle que l'on aurait constatée avec un terrain horizontal.

En effet, lors de la rupture, le coin rigide qui se forme sous la fondation ne trouve pas du côté aval (à gauche, sur la figure II.24).

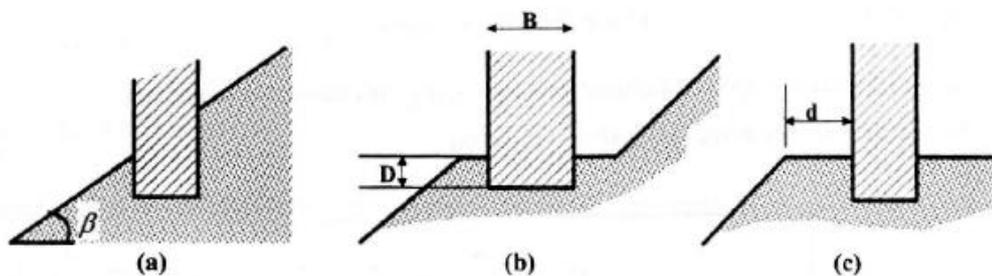


Figure II.24 : Fondation sur un terrain en pente

Toute la butée que peut développer un massif horizontal et ce n'est pas l'augmentation éventuelle de la butée en amont (pour les figures II.24 a et b) qui est susceptible d'avoir une influence notable. Le massif de fondation se rompt dans sa partie la plus faible [25], [35].

Meyerhof a tenté d'évaluer cette perte de résistance et a proposé, pour la force portante, une formule générale dérivée de la formule classique :

$$Q = B (1/2\gamma B N_{\gamma q} + c N_{c q}) \dots\dots [2.12]$$

Qui fait intervenir deux facteurs mixtes de capacité portante $N_{\gamma q}$, $N_{c q}$. Ces deux facteurs dépendent de ϕ , de l'angle β du talus, des rapports D/B et d/B (d est la distance du bord de la fondation à l'arête du talus) et aussi de $N_s = \gamma H/c$

Avec : H la hauteur du talus

N_s : nombre de stabilité de la pente

Pour les besoins de la pratique, Meyerhof a donné des abaques permettant le calcul de $N_{\gamma q}$ et $N_{c q}$ (Figure II.26, II.27, II.29 et II.30) [5]

Cas 1: fondation dans la pente d'un talus

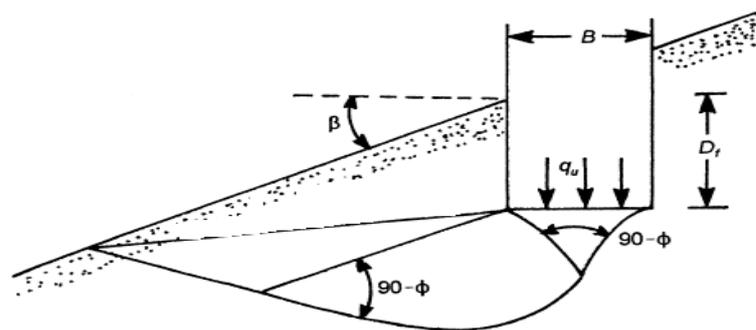


Figure II.25 : fondation dans la pente d'un talus

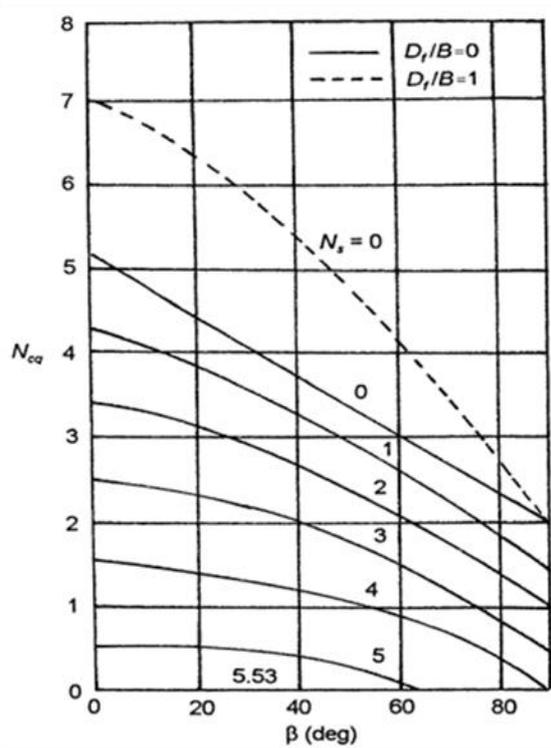


Figure II.26 : variation de N_{cq} pour les sols cohérents ($\phi=0$) [5]

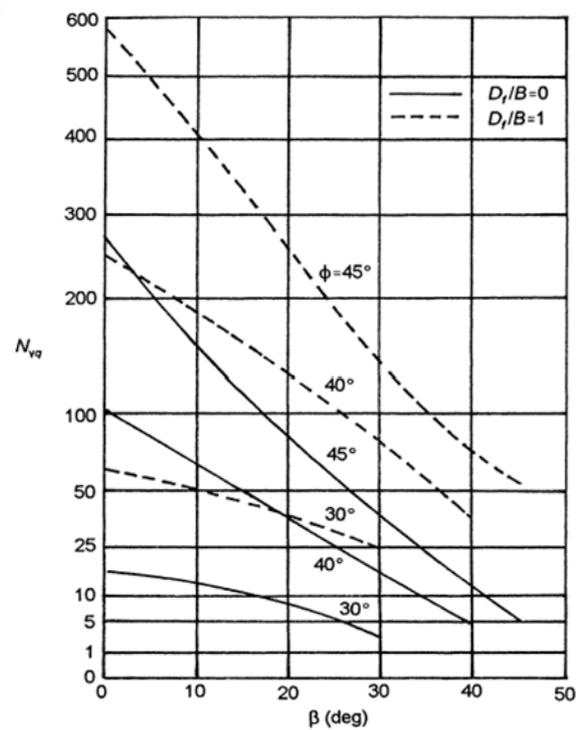


Figure II.27 : variation de N_{vq} pour les sols pulvérulents ($c=0$) [5]

Cas 2: fondation au sommet d'un talus

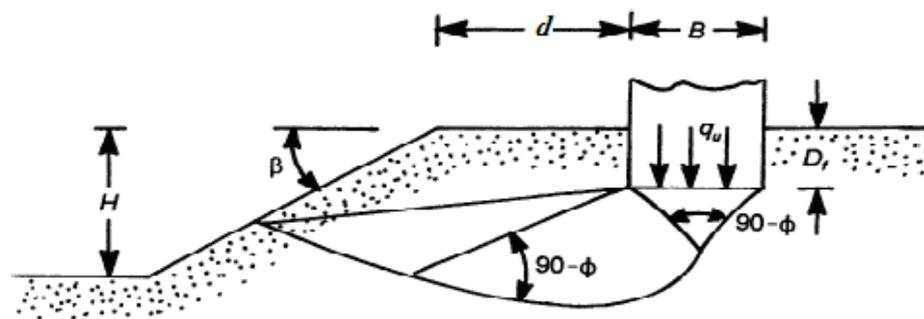


Figure II.28 : fondation au sommet d'un talus [5]

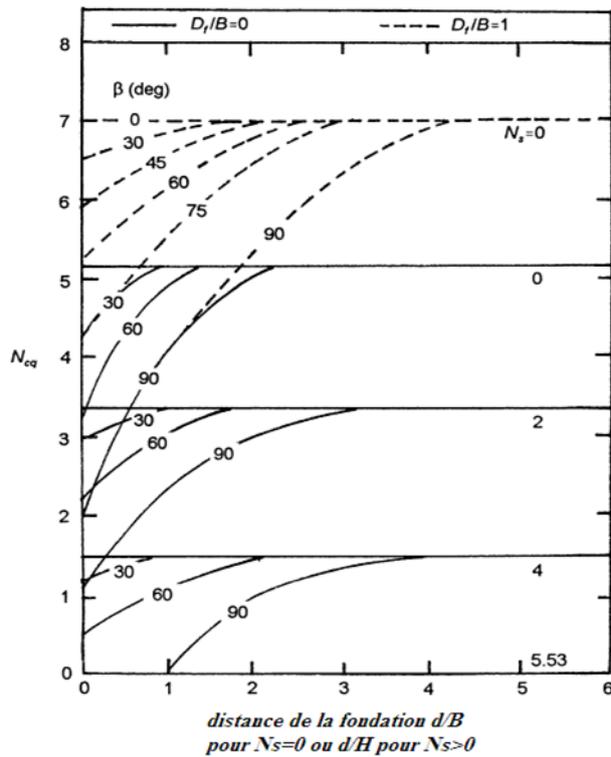


Figure II.29 : variation de N_{cq} pour les sols cohérents ($\phi=0$) [5]

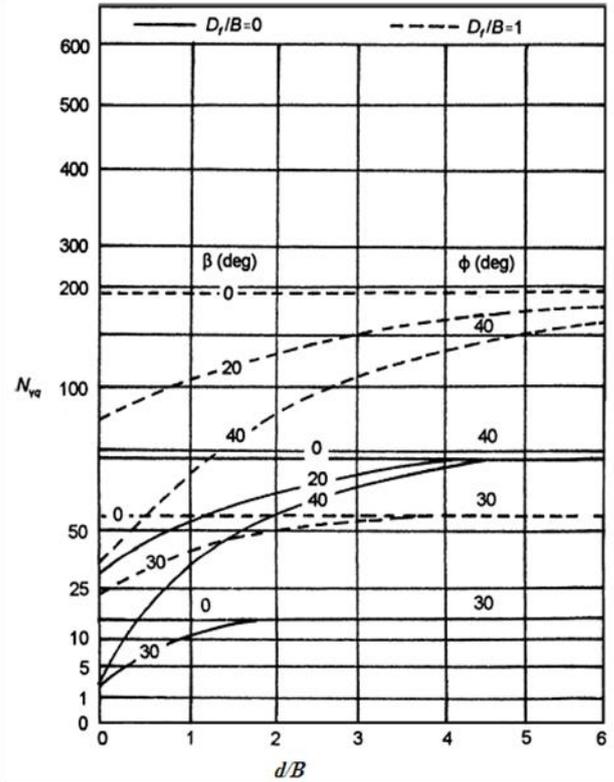


Figure II.30 : variation de N_{rq} pour les sols pulvérulents ($c=0$) [5]

Pour l'inclinaison β de la surface du sol; Brinch Hansan (1970) donne une série de coefficients réducteurs : [6]

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_c = \frac{N_q g_q - 1}{N_q} \text{ pour } : \phi > 0^\circ$$

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \text{ pour } : \phi = 0^\circ$$

Saran et Handa a fourni une solution pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles continue sur le sommet d'une pente en utilisant l'équilibre limite et l'approche de l'analyse limite. [5], [37].

Factor	β (deg)	D/B	d/B	angle de frottement (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_q	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			151.57	66.59	28.89					
20			165.39	66.59	28.89					
≤ 20			165.39	66.59	28.89					
N_c	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 II.16 : Facteurs de capacité portante Sur la base de l'analyse de Saran et Handa[5]

Pour la proximité d'une pente, les valeurs de Tran-Vo-Nhiem pour :

- Une fondation sur sol cohérent ou non, en pente

$\beta \backslash \phi$	25°	30°	35°	40°	45°
0°	1	1	1	1	1
5°	0.79	0.78	0.79	0.77	0.76
10°	0.63	0.62	0.62	0.58	0.56
15°	0.50	0.49	0.47	0.43	0.42
20°	0.39	0.37	0.36	0.32	0.30

25°	0.20	0.26	0.25	0.23	0.21
30°	0	0.13	0.17	0.16	0.15
35°	0	0	0.09	0.10	0.10
40°	0	0	0	0.05	0.06
45°	0	0	0	0	0.03

Tableau II.17 : Valeurs du coefficient correcteur g_γ pour le terme N_γ d'après T.V. Nhiem[1]

- *Fondation sur sol non cohérent, en pente*

ϕ \ β	25°	30°	35°	40°	45°
0°	1	1	1	1	1
5°	0.86	0.85	0.84	0.82	0.80
10°	0.73	0.71	0.69	0.67	0.64
15°	0.59	0.58	0.56	0.53	0.50
20°	0.45	0.46	0.44	0.42	0.39
25°	0.25	0.34	0.34	0.32	0.29
30°	0	0.17	0.24	0.23	0.21
35°	0	0	0.11	0.16	0.15
40°	0	0	0	0.07	0.10
45°	0	0	0	0	0.04

Tableau II.18 : Valeurs du coefficient correcteur g_q pour le terme N_q [1]

- *Fondation superficielle sur sol cohérent en pente*

ϕ \ β	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
0°	1	1	1	1	1	1	1
5°	0.95	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.86

10°	0.90	0.88	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74
15°	0.85	0.82	0.79	0.76	0.72	0.68	0.64
20°	0.80	0.77	0.73	0.69	0.65	0.60	0.55
25°	0.76	0.72	0.68	0.63	0.58	0.53	0.47
30°	0.72	0.67	0.62	0.57	0.52	0.46	0.40
35°	0.67	0.62	0.57	0.52	0.46	0.41	0.35
40°	0.63	0.58	0.53	0.47	0.41	0.35	0.30
45°	0.59	0.54	0.48	0.43	0.37	0.31	0.25

Tableau II.19 : Valeurs du coefficient correcteur g_c pour le terme N_c [1]

Bakir et al.(1994)[21] passent en revue les théories traitent du problème des fondations placées au bord d'une pente et leurs comparaisons avec des données expérimentales :Meyerhof,Brinch Hansan,Giroud et al.,Graham et Hovan(analyse limite),Kusakabe et al.(calcul à la rupture),Salencon [31] et Garnier(calcul à la rupture),Narita et Yamaguchi(équilibre limite) cités par [37].les valeurs du facteur de capacité portante N_γ obtenu par différents méthodes pour la semelle filante en bordure de pente représentée sur la figure II.31 ,sont comparées dans le tableauII.20 ,la diversité des résultats est très grande. [6]

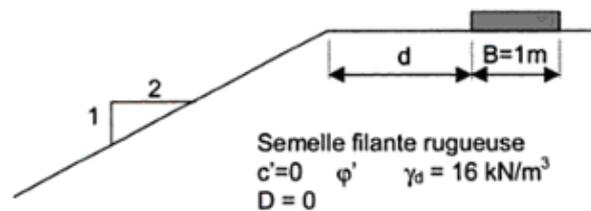


Figure II.31 : données du calcul de la portance d'une semelle filante en tête de talus (Bakir et al.1994)[6]

Méthode	$\phi'=35\text{degrés}$			$\phi'=40\text{degrés}$			$\phi'=45\text{degrés}$			
	d/B	0	2	4	0	2	4	0	2	4
Meyerhof		11	35	41	26	70	105	61	140	220
Brinch Hansan		10	-	-	24	-	-	78	-	-
Giroud		10	16	28	21	35	52	50	72	100

Graham	19	55	55	44	100	100	123	247	410
Kusakabe	13	33	55	29	66	105	69	138	213
Salencon	11	33	54	26	64	104	63	130	211
Narita	16	48	84	36	96	162	92	209	334

Tableau II.20 : comparaison des valeurs de la portance d'une semelle filante en tête d'un talus[6]

II.2.6.3 Fondation à base oblique

De ce fait, la force portante diminue lorsque l'inclinaison ω de la base augmente, mais cet effet est moins important que celui dû à l'inclinaison δ de la charge.

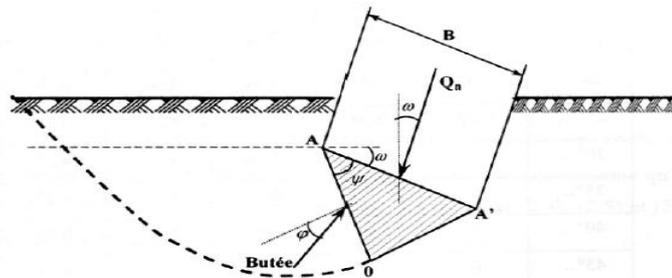


Figure II.32 : Fondation à base oblique chargée normalement [1]

On introduit donc les coefficients réducteurs b_γ , b_q et b_c , qui dépendent de φ et de ω , la charge portante prend alors la forme :

$$q_u = 1/2\gamma b_\gamma BN \gamma (\varphi) + c b_c N_c (\varphi) + q b_q N_q(\varphi) \dots\dots\dots [2.13]$$

Coefficients b_γ , b_q et b_c	Référence
$b_c = \frac{2\omega}{\pi + 2} (\text{radians})$ $b_q = \exp(-2\omega \tan \varphi)$ $b_\gamma = \exp(-2.7\omega \tan \varphi)$	Binch Hansan[6]

facteurs	Conditions non drainées	Conditions drainées
b_γ	-	$b_\gamma = (1 - \omega \tan \varphi)^2$
b_q	-	$b_q = (1 - \omega \tan \varphi)^2$
b_c	$b_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \tan \varphi$

Tableau II.22 : coefficients réducteurs b_γ , b_q

et b_c d'après l'Eurocode 7 [6]

$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$ $b_q = 1 - \omega \tan \varphi$ $b_\gamma = b_q$	Lancellotta[6]
---	-----------------------

Tableau II.21 : coefficients réducteurs b_γ , b_q

et b_c d'après Binch Hansan, Lancellotta[6]

ω	φ	10°	20°	25°	30°	35°	40°
10°	b_γ	1	0.89	0.80	0.76	0.73	0.68
	b_q	0.94	0.88	0.85	0.82	0.78	0.74
	b_c	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74
20°	b_γ	1	0.85	0.69	0.61	0.54	0.45
	b_q	0.88	0.77	0.72	0.67	0.61	0.56
	b_c	0.80	0.73	0.69	0.65	0.60	0.55
30°	b_γ	1	0.79	0.59	0.49	0.40	0.31
	b_q	0.83	0.68	0.61	0.54	0.48	0.41
	b_c	0.71	0.62	0.57	0.52	0.46	0.40

40°	b_γ	0.94	0.72	0.50	0.38	0.30	0.21
	b_q	0.78	0.60	0.52	0.45	0.37	0.31
	b_c	0.63	0.53	0.47	0.41	0.35	0.30

Tableau II.23 : Valeurs des coefficients correcteurs : b_γ , b_q et b_c (d'après T.V. Nhiem) [1]

II.2.6.4 Effet de profondeur

Pour tenir compte de la résistance du sol au dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels d_c , d_q et d_γ , la charge portante prend alors la forme :

$$q_u = 1/2 \gamma d_\gamma B N_\gamma(\varphi) + c d_c N_c(\varphi) + q d_q N_q(\varphi) \dots \dots \dots [2.14]$$

Coefficients de profondeur d_γ, d_q et d_c		Référence
$si \varphi > 10^\circ$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ $d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$	Meyerhof[6]
$si \varphi = 0$	$d_q = d_\gamma = 1$ $d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$	
$si D \leq B$	$d_\gamma = 1$ $d_c = 0.4 \frac{D}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$	Brinch Hansan[6]

$siD \geq B$	$d_\gamma = 1$ $d_c = 0.4 \arctan \frac{D}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$	
--------------	--	--

Tableau II.24 : Valeurs des coefficients correcteurs d_γ , d_q et d_c d'après Meyerhof et Brinch Hansan[6]

II.2.7 Cas générale

Dès l'apparition de la formule de Terzaghi, il y a eu un grand nombre de campagnes d'essais en laboratoire dans le but de valider ou d'améliorer son domaine de validité.

La modification la plus connue est celle proposée par Brinch Hansen (1961) cités par [31] qui visait à tenir compte des caractéristiques géométriques de la fondation et du chargement par l'introduction d'une série de facteurs correctifs. La capacité portante peut ainsi s'exprimer par une relation comme ci dessous :

$$q_u = 1/2 \gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B' N_\gamma (\varphi) + c S_c d_c i_c b_c g_c N_c (\varphi) + q S_q d_q i_q b_q g_q N_q(\varphi) \dots \dots [2.15]$$

Ou:

γ : est le poids volumique du sol sous le niveau de la fondation

B : est la largeur de la fondation ; c: cohésion du sol ; q:est la pression existant

Les facteurs S_k, d_k, i_k, b_k, g_k avec $k=c, q, \gamma$ se réfèrent à la forme de la semelle, l'inclinaison de la charge, la profondeur de la semelle, l'inclinaison de la surface du sol et de la base rocheuse respectivement. La quantité B' désigne une largeur de semelle modifiée selon l'excentricité de charge.

II.2.8 Capacité portante des sols cohérents ($\varphi=0$)

La capacité portante limite des sols cohérents (argiles, silts argileux) est contrôlée par les paramètres de résistance à court terme, c'est-à-dire φ et c'. De plus pour les argiles, φ est souvent nul et il en résulte que $N_\gamma=0$ dans ce cas la capacité portante est assurée par les termes de profondeur et de cohésion.

- *Fondation à la surface d'un sol purement cohérent*

Lorsqu'un poinçon est placé à la surface d'un corps semi infini élastique on peut définir la charge limite comme celle qui fait apparaître un effort de cisaillement égal à la résistance de la matière .on a alors : $q=\pi c$. Si le corps est fragile, cette valeur correspond à la charge de ruine .si le corps est plastique, il se produit des redistributions des contraintes et la charge peut être augmentée. La théorie de la plasticité donne une même valeur à la charge limite pour une fondation rugueuse (Prandtl) ou pour une fondation lisse (Hill) [14], [33].

$$q_u = (2+\pi).c..... [2.16]$$

- *Fondation enterrée dans un sol purement cohérent*

Au dessus du plan de la fondation, le sol agit comme une surcharge égale à γD , par conséquent la charge de ruine est simplement majorée de γD (Figure II.33). On a: [14]

$$q_u = \gamma.D + (2+\pi).c..... [2.17]$$

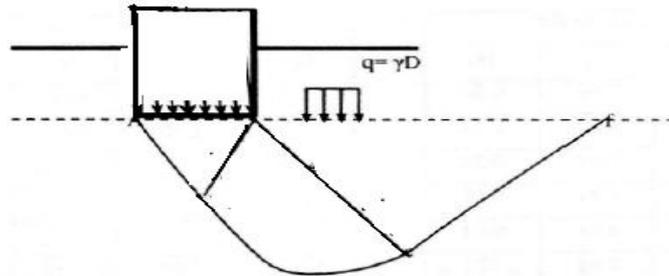


Figure II.33 : fondation enterré ($\phi=0$) et profondeur critique d'une fouille [14]

Les formules précédentes supposent que le sol intervient uniquement par son poids propre. En réalité des cisaillements apparaissent au dessus du plan de fondation .Dans ces conditions Skempton cité par [27] propose d'utiliser un coefficient croissant linéairement avec la profondeur, égal à 5.14 pour $D/B=0$ et à 7.5 pour $D/B \geq 5$.[14]

II.2.9 Capacité portante des sols pulvérulents

Les sols pulvérulents (graviers et sables) sont caractérisés par une cohésion nulle ($c=0$). La capacité portante est donc assurée par les termes de surface et de profondeur.

II.2.10 Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante

Le niveau de la nappe phréatique a une influence notable car il peut réduire considérablement la valeur de la capacité portante. Les termes de surface et de profondeur varient tous deux proportionnellement au poids spécifique du sol.

Lorsque la zone de cisaillement est située au-dessus du niveau de la nappe, le poids spécifique du sol est intégralement pris en compte. Lorsque le niveau de la nappe atteint la base de la semelle, le poids spécifique déjaugé est utilisé dans le terme de surface.

Lorsque le niveau de la nappe dépasse la base de la semelle, la surcharge est réduite de la même manière.

En ce qui concerne les autres caractéristiques du sol, pour les milieux perméables (sables et graviers) ainsi que pour les conditions à long terme, on utilise les caractéristiques intergranulaires c' et ϕ' et les calculs sont effectués en contraintes effectives[33].

Par contre pour les milieux saturés de faible perméabilité (argiles et silts), les calculs sont effectués en contraintes totales et l'on utilise les caractéristiques apparentes ϕ_u et c_u lorsqu'on étudie la stabilité à court terme.

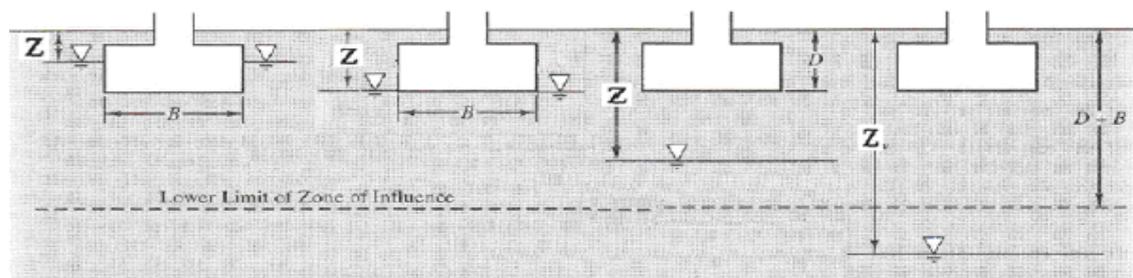


Figure II.34 : modification de l'équation de la capacité portante pour le niveau de la nappe phréatique

Profondeur d'eau	γ pour le terme $B/2\gamma N_\gamma$	γ pour le terme $q = \gamma DN_q$
$Z=0$	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma_{sub} \cdot D$
$Z=D$	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	$\gamma' \cdot D$
$D < Z < D+B$	$\gamma_{sub} + (\gamma - \gamma_{sub}) (Z-D)/B$	$\gamma' \cdot D$
$Z > D+B$	γ'	$\gamma' \cdot D$

Tableau II.25: poids volumique γ et q dans l'équation générale "condition drainée"

II.2.11 Fondations en milieu stratifié

Jusqu'ici nous avons supposé que le sol sous la fondation était homogène et avait une très grande épaisseur. Dans beaucoup de cas, il n'en est pas ainsi ; le sol est stratifié et les couches peuvent avoir des comportements très différents.

Lorsque les capacités portantes s'améliorent avec la profondeur et que la couche en surface est trop faible pour supporter la fondation, on place le niveau de la fondation sur la première couche ayant la résistance suffisante.

Il arrive quelque fois que, sous la couche de fondation, le sol ait une capacité portante faible ; la stabilité est alors liée à l'épaisseur de la couche de fondation et à la pression exercée[32]. Ainsi, dans le cas de la figure II.35 ; la fondation ayant été placée sur le sable de capacité portante suffisante, il s'agit de vérifier que le taux de travail de l'argile molle est admissible. On traite ce problème en supposant que les charges se répartissent à 30°, ce qui permet de connaître la pression qui s'exerce sur l'argile.

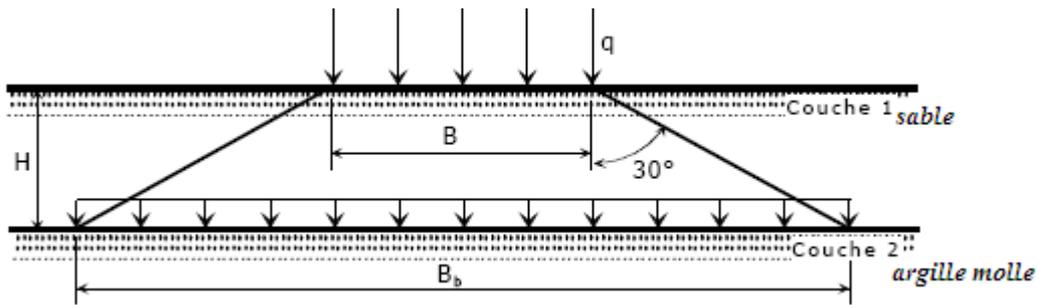


Figure II.35 : diffusion des contraintes

II.3. Contrainte admissible

En règle générale, on peut prendre pour contrainte admissible le tiers de la capacité portante q_u . Mais il est plus satisfaisant d'introduire la capacité portante nette $q_u - \gamma D$ qui correspond à l'accroissement de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation ; toutes les fois que l'encastrement D a été réalisé à la suite d'un terrassement, le coefficient de sécurité ne doit s'appliquer qu'à cette capacité portante nette.

En conséquence, en désignant par F le coefficient de sécurité, les expressions ci-dessous donnent les contraintes admissibles pour des semelles recevant des charges verticales centrées.

- *Milieu à frottement*

Semelles filantes (ou continues)

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + c N_c}{F} \dots\dots [2.18]$$

Semelles isolées

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{(1 - 0.2 \frac{B}{L}) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c N_c}{F} \dots\dots [2.19]$$

Dans le cas d'une semelle circulaire, on prendra $L=B$ (B représente le diamètre de la semelle)

- *Milieu purement cohérent*

Semelles filantes

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{5.14 c_u}{F} \dots\dots [2.20]$$

Semelles isolées

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{5.14 (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c_u}{F} \dots\dots [2.21]$$

Semelles circulaires

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{6.2 c_u}{F} \dots\dots [2.22]$$

Remarques générales

Certains auteurs envisagent des cas différents pour l'appui de la fondation : fondation rigide, fondation souples, fondation lisse, fondation rugueuse. En fait et pour les questions de forces portante, ces subtilités sont d'ordre académiques : la base d'une fondation courante doit être toujours considérée comme rugueuse et rigide.

Meyerhof (1963) attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement :

Sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielles peut se déplacer horizontalement de 5% à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément.

Pour les fondations rectangulaires une interpolation est proposée par Meyerhof pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes

(φ_p) que dans les essais triaxiaux (φ_t) : $\varphi = \varphi_p = (1.1 - 0.1 \frac{B}{L})\varphi_t$

Vesic 1973 indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées.

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi=30^\circ$ à 40°) mais exacte pour $\varphi=0^\circ$.

La dimension de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite,
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

II.4 Conclusion

La capacité portante des fondations à été étudiée par plusieurs investigateurs Terzaghi 1943, Caquot et Kérisel 1953, Meyerhof 1963, Vésic 1973 et chen 1975. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles ont une allure identique puisqu'elles sont toutes présentées selon la décomposition en trois termes introduite par Terzaghi, mais les détails sont très variés d'un auteur à autre.

La théorie de la capacité portante soulève un certain nombre de critiques et les auteurs sont loin d'être d'accord sur les valeurs à adopter pour les facteurs de capacité portante eux-mêmes.

Des expérimentations ont consacrées à la formule de portance de Terzaghi avec comme objectifs principaux la validation du facteur de portance N_γ et l'extension de la formule à des cas de figures

plus complexes, comme l'effet de la forme des fondations, de l'excentricité et de l'inclinaison des charges. En outre, on a noté la grande sensibilité de ces facteurs aux variations de l'angle de φ . On rappellera, à ce propos, les difficultés de l'interprétation des essais de cisaillement et, par conséquent, de la mesure de l'angle φ . De plus, le coût élevé des sondages et des essais mécaniques au laboratoire limite la possibilité d'étudier aisément les caractéristiques mécaniques du terrain, et l'implantation d'un sondage est faite pour tirer le maximum d'informations sur le sol. Les résultats d'essais de laboratoire ne peuvent donc prétendre être représentatifs de tout le terrain. Un autre fait marquant les essais de laboratoire est leur lenteur relativement aux essais in situ. Ces dernières ont

l'avantage d'être rapides et peuvent être refaits au cours des travaux de chantier. Les premières séries d'essais de chargement de fondations sur des sols en place ont été réalisées par Ménard. Ces essais ont eu essentiellement pour objet l'établissement des premières règles de calcul basées sur les paramètres tirés de l'essai et la justification des facteurs de portance permettant de passer directement à la capacité portante d'une fondation.

Chapitre III

Méthodes d'évaluation de la capacité portante des sols sous fondations superficielles à partir des essais in situ

III.1 Introduction

Le problème de l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles a fait l'objet de nombreuses études, tant théoriques qu'expérimentales. Dans l'étude de la capacité portante, il est nécessaire de considérer la résistance du terrain localement mais aussi globalement lorsque la fondation se trouve sur un talus qui peut être soumis à une instabilité générale entraînant une rupture d'ensemble. Lorsqu'il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol de fondation, il est nécessaire d'effectuer sur ce sol des essais. Pour certains types d'essais (essais à court terme en particulier) il y a deux possibilités :

- ✓ Prélever des échantillons « intacts » et effectuer des essais en laboratoire.
- ✓ Effectuer ce qu'on appelle des essais in situ ou en place, c'est-à-dire au sein même du massif de sol.

Les méthodes de calcul à partir d'essais in situ ont fait leurs preuves pour les fondations profondes et superficielles et, dans les règles de calcul des fondations d'ouvrages applicable aux marchés publics de travaux, elles ont reçu une position de monopole. L'avantage des essais in situ est qu'ils sont moins coûteux et qu'on peut ainsi les multiplier pour obtenir une meilleure connaissance du sol. Par ailleurs, ils sont parfois les seuls possibles lorsqu'on ne peut pas prélever d'échantillons intacts. Enfin, ils donnent souvent des résultats globaux alors que les essais de laboratoire donnent des résultats discontinus, aux points particuliers où ont été prélevés les échantillons. Actuellement, les procédés les plus utilisés sont souvent : le scissomètre, l'essai de pénétromètre du cône (CTP), l'essai pressiométrique, l'essai de pénétration statique, l'essai de pénétration dynamique.

III.2 Calcul de capacité portante des fondations superficielles à partir d'essais in situ

III.2.1 Essai pressiométrique

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

Il s'agit d'un essai de chargement du sol en place consiste à dilater radialement au sein du sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, et le déplacement de la paroi de la sonde, il permet de déterminer une caractéristique de déformabilité et une caractéristique de rupture [24]. Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. On remplit souvent le trou d'une boue argileuse, la "bentonite", qui a pour but de maintenir les parois du trou par la pression hydrostatique

exercée; tout en ne pénétrant pas dans le sol avoisinant. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de tout autre forme de moyen mécanisé (tube lanterné : tube fendu longitudinalement donc déformable, mèche hélicoïdale, ...) [24]. Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur.

Un pressiomètre comporte trois parties (Figure III.1) :

- Le contrôleur pression volume CPV : Cet appareil placé en surface auprès du forage permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression déformation correspondante. Dans un CPV on distingue les organes essentiels suivants : une bouteille de gaz sous pression et un mano-détendeur ; un indicateur de volume permettant d'apprécier au moins le cm^3 une série de manomètres dont la gamme de mesure est adaptée aux pressions à mesurer.
- La sonde : Elle comporte trois cellules, La cellule centrale, dite de mesure, gonflée à l'eau et deux cellules d'extrémité dites cellules de garde gonflées au gaz. La cellule standard a un diamètre extérieur de 5,7 cm et une longueur totale de 45 cm. La cellule de mesure a une longueur de 21 cm.
- Les tubulures de connexion : Le CPV et la sonde sont reliés par deux tubes plastiques semi-rigides coaxiaux servant à conduire l'eau et le gaz sous pression.

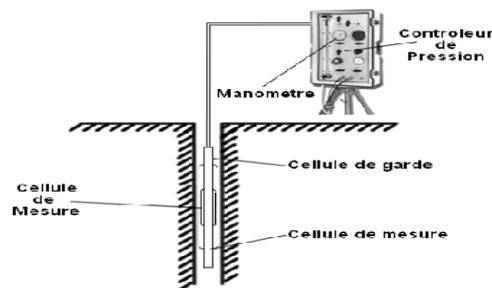


Figure III.1 : Principe de l'essai pressiométrique

Le résultat de l'essai se traduit par une courbe pressiométrique ayant l'allure indiquée sur la figure III.2. On porte en abscisse les pressions p et en ordonnées les volumes V injectés dans la cellule principale et corrigés pour tenir compte de l'inertie de la sonde ; c'est-à-dire de la pression nécessaire pour gonfler la sonde dans l'air.

Une première phase : ($0 \leq p \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$) : au cours de laquelle la sonde est mise en contact avec le terrain. Lorsque la pression augmente dans la sonde ; le terrain autour du trou, qui s'était décomprimé au forage, se trouve progressivement recomprimé. A la fin de cette phase, la pression atteint la valeur P_0 de la pression latérale du terrain au repos

Si l'essai est réalisé à une profondeur H par rapport au niveau du terrain naturel, et si le niveau de la nappe phréatique est à la cote H_w par rapport au niveau où est réalisé l'essai, P_0 peut être calculée par la relation suivante :

$$P_0 = K_0 [\gamma_d \cdot H_w + \gamma' (H - H_w)] + \gamma_w (H - H_w)$$

K_0 : Coefficient de poussées des terres au repos (0,50),

γ_d : poids volumique du sol sec,

γ : poids volumique apparent immergé du sol,

γ_w : poids volumique de l'eau (1 t/m^3)

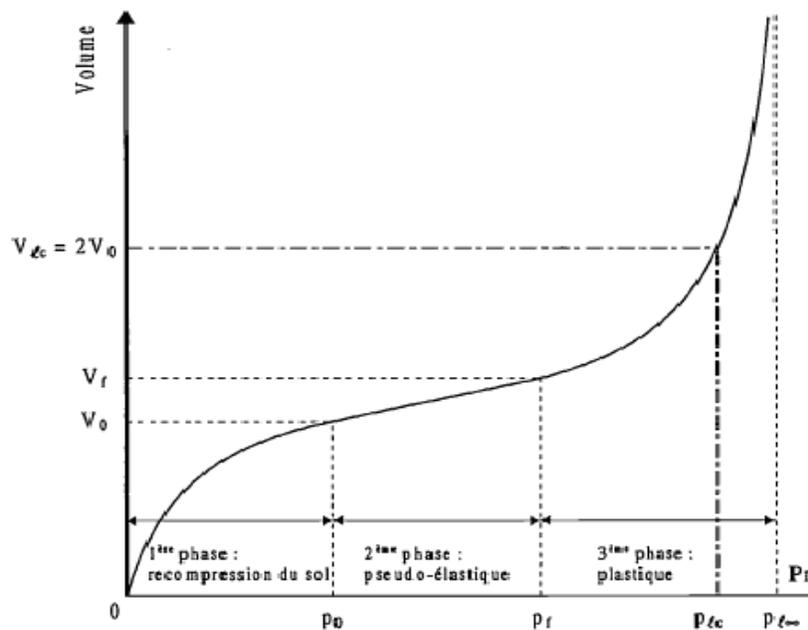


Figure III.2 : Courbe de pressiomètre

Une deuxième phase : ($P_0 \leq p \leq P_f$; $V_0 \leq V \leq V_f$) dite pseudo élastique, dans cette phase le volume injecté donc la déformation radiale de la cellule principale, varie à peu près linéairement en fonction de la pression appliquée. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage P_f . Cette partie de la courbe permet de définir le module pressiométrique E_m donné par:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left(V_0 + \frac{(V_f - V_0)}{2} \right) \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0}$$

Où :

V_0 : Volume initial de la sonde au repos,

ν est le coefficient de Poisson du sol.

Cette expression est obtenue à partir de l'analyse théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini élastique isotrope et homogène, en faisant l'hypothèse de déformation plane de la sonde (pas de déformation axiale).

Ménard adopte la valeur 0.33 pour le coefficient de Poisson et définit le module pressiométrique E_m par la relation :

$$E_m = 2.66 \left(V_0 + \frac{(V_f - V_0)}{2} \right) \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0}$$

Une troisième phase : ($p > P_f$; $V > V_f$) correspond à l'apparition d'une forte non linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de p dite « **pression limite (P_L)** » ; par convention, cette pression est enregistrée lorsque le volume de la sonde est égal au double de son volume initial

L'étude des diagrammes de chargement permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté. Ménard [26] a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport ($E_m / (P_L - P_0)$) sont en liaison avec l'histoire du sol en particulier avec sa raideur.

Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Ménard [26] s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans les argiles purement cohérentes, on peut admettre selon Ménard [26] :

Rapport $\frac{E_m}{P_L - P_0}$	Nature du sol
---------------------------------	---------------

$\frac{E_m}{P_L - P_0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$\frac{E_m}{P_L - P_0} < 8$	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
$\frac{E_m}{P_L - P_0} < 12$	Argile normalement consolidée
$\frac{E_m}{P_L - P_0} < 15$	Argile légèrement surconsolidée
$\frac{E_m}{P_L - P_0} > 15$	Argile fortement surconsolidée

Tableau III.1 : classification des sols d'après Ménard [11]

Le tableau III.2 ci-dessous indique l'ordre de grandeur de E_m et de P_1 pour les principaux types de sol. Le tableau III.3 indique les ordres de grandeurs du rapport E_m/P_1 pour différents types de sol et dans différents cas. Cette valeur permet de prendre compte si l'essai a été réalisé dans un terrain en place ou dans un terrain remanié. [1]

Nature du sol	E_m (Mpa)	P_1 (Mpa)
Vases et tourbes	0.2-1.5	0.02-0.15
Argiles molles	0.5-3.0	0.05-0.30
Argiles plastiques	3-8	0.3-0.8
Argiles raides	8.0-40	0.6-2
Marnes	5-1000	0.6-6
Sables vaseux	0.5-2	0.1-0.5
Limon	2-10	0.2-1.5
Sable et gravier	8-100	1.2-5

Sables sédimentaires	7.5-40	1-5
Roches calcaires	80-20000	3à (+) de 10
Remblais récents	0.5-1.0	0.05-0.3
Remblais anciens	4-15	0.4-1
Remblais graveleux récents bien compacts	10-15	1-2.5

Tableau III.2 : plage des pressions limites P_l et E_m en fonction de la nature du sol [11]

Type	argile	limon	sable	Sable et gravier
Surconsolidé	>15	>14	>12	>10
Normalement consolidé	8-15	8-14	7-12	6-10
Sous consolidés	5-8	5-8	4-7	3-6
Altéré ou remanié	<5	<5	<4	<3

Tableau III.3 : valeurs du rapport E_m/P_1 [1]

L'essai pressiométrique est un essai rapide non drainé et ne traduit pas directement le phénomène de consolidation de sol[22]. Les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent à se rattacher empiriquement à la théorie de la consolidation. A cet effet, L. Ménard a défini, un coefficient rhéologique (α) appelé coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique : $E_m = \alpha E_{oed}$

Les valeurs numériques du coefficient α dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données dans le tableau III.4.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	Type	α
Surconsolidé très serré.	---	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu Fracturé 2/3 Normal 1/2	
Normalement consolidé ou normalement serré.	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très Fracturé 1/3	
Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche.	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---		Très Altéré 2/3	

Tableau III.4 : valeurs du coefficient rhéologique du sol (α) [4]

III.2.1.1 Détermination de la contrainte de rupture q_u sous une fondation superficielle soumise a une charge verticale centrée a partir des essais au pressiomètre Ménard

Les résultats pressiométriques servent pour le calcul de stabilité des fondations superficielles (semelles et radiers), des fondations profondes (pieux) et celui des tassements .pour ce qui concerne la capacité portante des fondations superficielles q_u , Ménard la calcule dans un terrain homogène, par la formule [1] :

$$q_u = q_o + k. (P_1 - P_o) \dots\dots\dots[3.1]$$

q_o : contrainte au niveau de la fondation avant sa construction

P_o : pression horizontale des terres au repos au moment de l'essai

k : facteur de portance.

P_1 : pression limite

Le coefficient de proportionnalité k dépend du type de terrain, de la profondeur d'encastrement D et de la forme de la fondation. Les tableaux III.5 et III.6 donnent les différents types de terrain retenus et les valeurs du coefficient k pour une semelle carrée et pour une semelle filante, applicables avec les pressions P_1 mesurés au pressiomètre Ménard [1].

Si le sol est hétérogène, la formule 3.1 devient :

$$q_u = q_o + k \cdot (P_{le} - P_o) \dots\dots\dots[3.2]$$

Avec P_{le} : pression limite équivalente

q_o : la pression verticale des terres au repos est calculée par simple sommation :

$$q_{\dot{a}} = \int_0^D \gamma(z) dz : \text{ Avec D hauteur d'encastrement}$$

Type de sol	Nature	Pression limite (en MPa)
I	Argile limon	0-12 0-0.7
II	Argile raide et marne	1.8-4
	Limon compact	1.2-3
	Sable compressible	0.4-0.8
	Roche tendre	1-3
III	Sable et gravier	1-2
	roche	4-10
III bis	Sable et gravier très compact	3-6

Tableau III.5 : plage des pressions limites en fonction de la nature et la catégorie du sol [1]

D/B	Semelle carrée				Semelle filante			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
<i>essais in situ</i>				bis				bis
0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.5	1.3	1.5	1.9	2.1	1.0	1.1	1.2	1.3
1.0	1.6	1.8	2.5	2.8	1.2	1.3	1.4	1.6
1.5	1.8	2.1	3.0	3.3	1.2	1.4	1.6	1.8

Dans la pratique, on prend pour n couches de natures différentes :

Tableau III.6 : valeurs de k pour les terrains homogènes [1]

$$q_o = \sum_i^n \gamma_i z_i \text{ Avec : } \sum_i^n z_i = D$$

La pression limite équivalente p_{le} est la moyenne géométrique des pressions limites mesurées au voisinage de la base de la fondation : $p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1} \times p_{l2} \times p_{l3}}$

Cette méthode est décrite dans le Fascicule 62 – Titre V du CCTG : « Règles de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». La contrainte de rupture q_u , pour une charge verticale est :

$$q_u = q_o + k_p \cdot p_{le}^* \dots \dots \dots [3.3]$$

La pression limite équivalente p_{le}^* est une valeur « moyenne » de la pression limite p_l^* du sol sous la base de la fondation.

On prend par convention si le terrain homogène sur au moins une profondeur de 1.5B, on établit un profil linéaire schématisé sur la tranche de sol entre D et (D+1,5B), Figure III.3. La pression limite équivalente est prise égale à :

$$p_{le}^* = p_l^*(Z_e) \text{ Avec : } Z_e = D + 2/3B$$

Dans le cas de sols présentant une variation de résistance importante entre la profondeur D et D+1.5B ; la pression limite équivalente p_{le}^* est la moyenne géométrique des valeurs de p_l^* mesurées sur cette épaisseur : $p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \times \dots \dots \dots \times p_{ln}^*}$

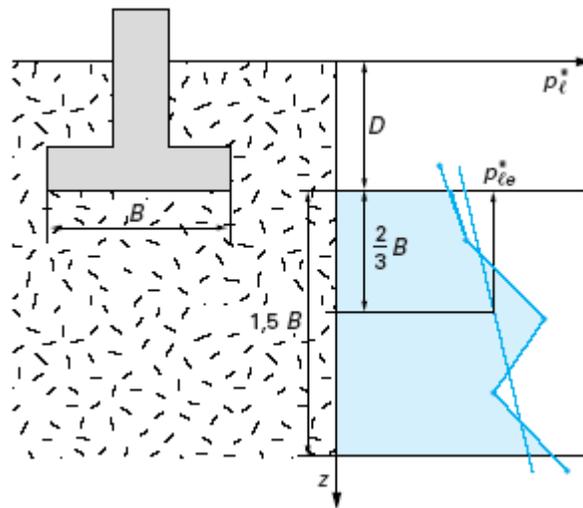


Figure III.3 : Détermination de P_{le}^* pour un terrain homogène

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur, D_e est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D p_i^*(z) dz$$

Si la distance entre deux mesures pressiométrique est z_i la formule précédente s'écrit :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^n P_{li}^* \cdot z_i$$

n : étant le nombre de mesures effectuées sur la hauteur D

Les valeurs de k_p proviennent d'essais sur chantier et en modèles centrifugés. Une centaine d'essais en place ont été réalisés par le L.C.P.C, dans les années 1980-90, sur cinq sols différents (gravier, sable, limon, argile et craie). La valeur de k_p est fixée par le tableau ci-dessous (Tableau III.7) en fonction de la nature du sol, de la profondeur d'encastrement relatif D_e/B et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation. Les valeurs du facteur de portance sont représentées sous forme graphique par les figures III.4 et III.5.

III.2.1.2 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

L'inclinaison de la charge ou bien la proximité d'un talus ont pour effet de réduire la capacité portante de la fondation.

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE K_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau III.7 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993) [15]

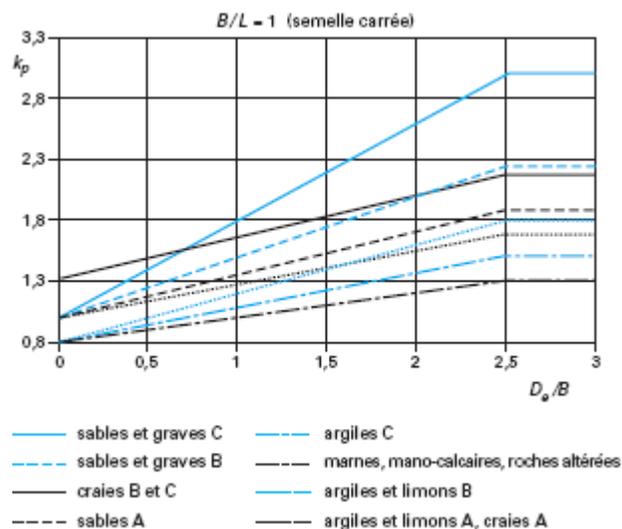


Figure III.4 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires

On tient compte de cette réduction en appliquant un coefficient réducteur $i_{\delta\beta}$ à la capacité portante :

$$q_u = q_0 + i_{\delta\beta} k_p \cdot p_{lc}^* \dots \dots \dots [3.4]$$

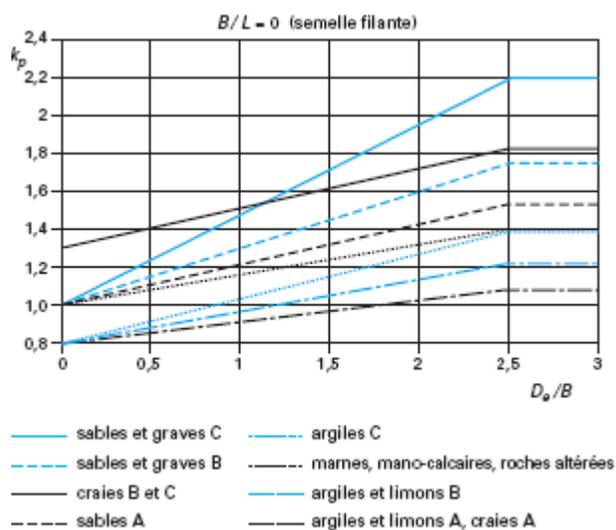


Figure III.5 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles

Filantes

Le coefficient $i_{\delta\beta}$ est déterminé en suivant la méthodologie du Fascicule 62 – Titre V. Pour cela, on considère successivement les cas de figure suivants :

- *Cas d'une fondation sur sol horizontal soumise à une charge centrée inclinée*

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta)$$

Et pour les sols pulvérulents (sables et graves) : $i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta)$

Type des sols	i_δ
Sols cohérents (argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires) et roches	$i_\delta = \phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$
Sols frottants : sables et graves	$i_\delta = \phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_c}{B}}\right) + \left(\max\left[\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right]\right)^2 e^{-\frac{D_c}{B}}$

Tableau III.8 : coefficient i_δ

$\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur la figure III.6, On peut noter que pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif D_c/B . Pour les grands encastrements, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sols cohérents.

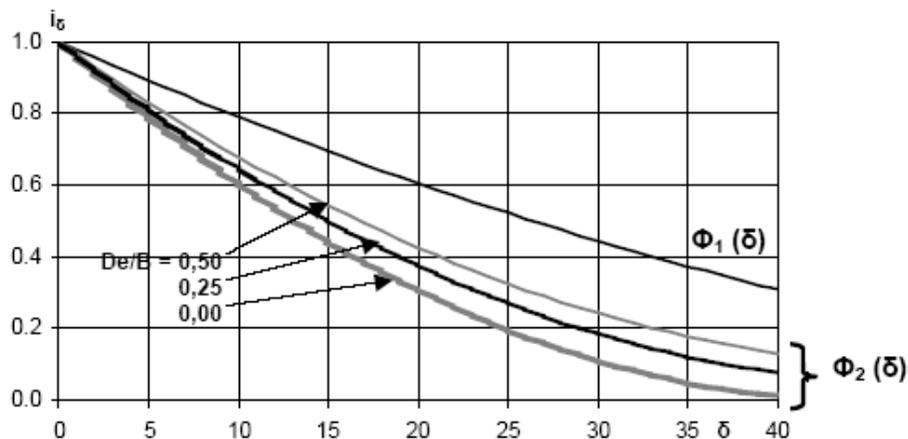


Figure III.6 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

- *Charge verticale centrée à proximité d'un talus*

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal.

Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (Figure III.7), on applique : $i_{\delta\beta} = \Psi(\beta, d/B)$

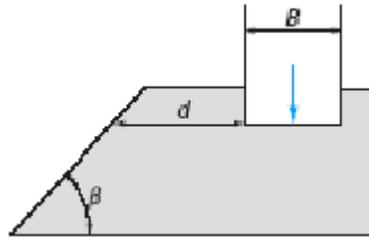


Figure III.7 : Fondation en crête de talus

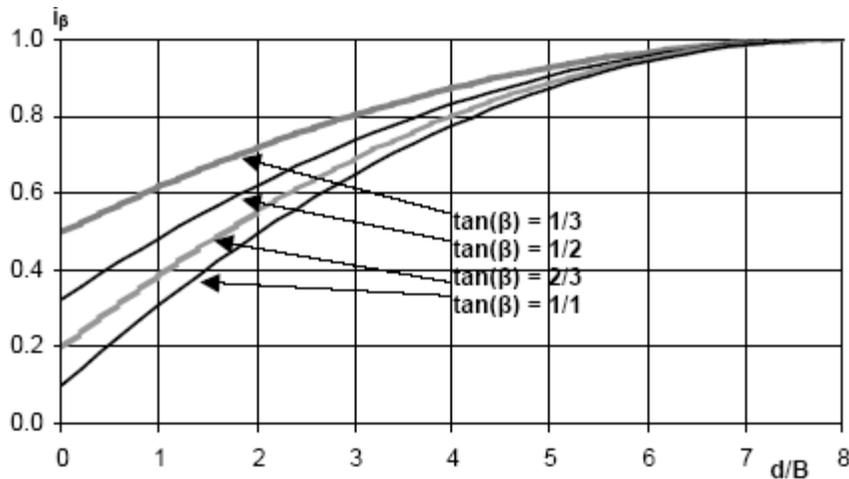
β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et d est la distance au talus de la base de la fondation.

Cas d'un encastrement nul : $D=0$

$i_{\delta\beta}$ est calculé par la formule :

$$i_{\delta\beta} = i_{\beta} = \psi(\beta, d/B) = 1 - \left[0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left[\max \left\{ \left(1 - \frac{d}{8B} \right), 0 \right\} \right]^2 \right]$$

Les valeurs de la fonction $\Psi(\beta, d/B)$ pour un encastrement nul sont représentées sur la figure III.8



**Figure III.8 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée
à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul**

Cas d'un encastrement non nul

On détermine un angle de talus fictif β' donnant le même facteur réducteur que pour un encastrement nul. Il est déterminé par la formule suivante :

$$\beta' = 45 \cdot \left(1 - \sqrt{\Psi\left(\beta; \frac{d}{B}\right)}\right)$$

β' est représenté graphiquement sur la figure III.9 :

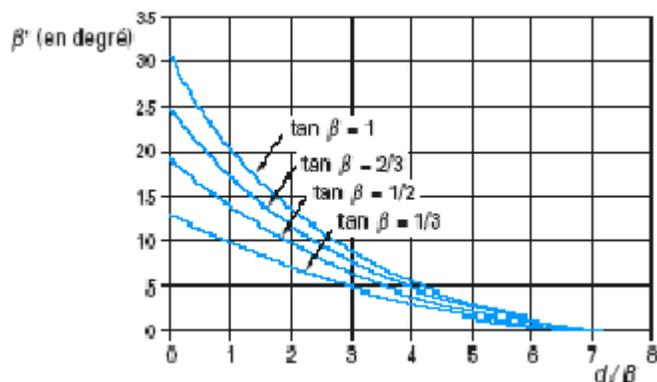
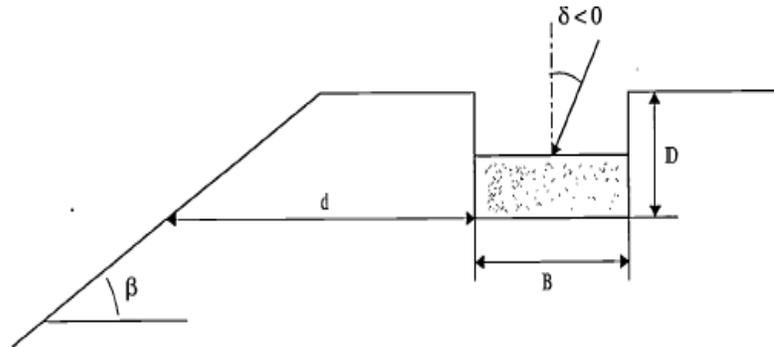


Figure III.9 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et situee pres de la crête de talus

Le coefficient minorateur est alors pris égal à : $i_{\beta} = \Phi_2(\beta')$

- *Cas d'une fondation en crête de talus soumise à une charge centrée inclinée*

Dans ce cas, on superpose les deux cas de figures précédents. On calcule donc le coefficient minorateur de la façon suivante :



**Figure III.10 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur
d'un talus**

Si l'inclinaison est dirigée vers le talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta')$$

Où β' est l'angle fictif calculé dans le cas d'une fondation (encastrée) en crête de talus soumise à une charge verticale centrée.

Si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \phi_1(\delta) \text{ ou } \phi_2(\delta), \phi_2(|\beta' - \delta|) \}$$

D	δ	Coefficient correcteur $i_{\delta\beta}$
0	0	$i_{\delta\beta} = i_{\beta} = \psi(\beta, d/B) = 1 - \left[0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left[\max \left\{ \left(1 - \frac{d}{8B} \right), 0 \right\} \right]^2 \right]$
D	0	$i_{\delta} = \phi_2(\beta') = \left(1 - \frac{\beta'}{90} \right)^2 \left(1 - e^{-\frac{De}{B}} \right) + \left(\max \left[\left(1 - \frac{\beta'}{45} \right); 0 \right] \right)^2 e^{-\frac{De}{B}}$ $\beta' = 45 \cdot \left(1 - \sqrt{\Psi\left(\beta; \frac{d}{B}\right)} \right)$
D	$\delta < 0$	$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta')$
D	$\delta > 0$	$i_{\delta\beta} = \inf \left\{ \phi_1(\delta) \text{ ou } \phi_2(\delta), \phi_2(\beta' - \delta) \right\}$

Tableau III.9 : expression du coefficient correcteur $i_{\delta\beta}$ (fascicule 62-V, 1993)

III.2.2 Essai pénétrométrique

Le pénétromètre est en quelque sorte un pieu en modèle réduit, c'est-à-dire un pieu de petit diamètre. Il existe deux types de pénétromètre qui se distinguent par le mode d'enfoncement utilisé : le pénétromètre statique enfoncé à vitesse constante par application d'une pression continue à l'aide d'un vérin ; le pénétromètre dynamique enfoncé par battage.

L'emploi des pénétromètres pour l'étude des fondations reste assez répandu, bien que les résultats obtenus soient souvent controversés. Nous distinguerons les pénétromètres statiques et les pénétromètres dynamiques.

- *Pénétromètres statiques*

L'essai de pénétration statique, appelé maintenant CPT d'après l'expression anglaise ; est très répandu en France, mais il l'est certainement davantage ailleurs. Son origine remonte à 1929 aux USA, mais c'est surtout aux pays bas à partir de 1932 qu'il s'est rapidement développé, grâce aux activités du laboratoire des sols Delft. Il existe plusieurs types d'appareils qui se caractérisent par plusieurs facteurs à savoir : leurs puissance qui permet de traverser les niveaux de sols les plus résistants, par le type de cône (cône mobile, cône fixe), par le mode de mesure des frottements latéraux.

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône[29]. Un dispositif approprié permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée. Dans la pratique, on mesure l'effort total d'enfoncement Q_t , l'effort de pointe Q_c (FigureIII.11).

Si A_c est la section droite de la pointe, la résistance unitaire à la rupture du sol autour de la pointe est donnée par : $q_c = Q_c / A_c$. Le terme de frottement latéral est obtenu par :

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

La résistance au frottement (f_s) est obtenue en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale A_s :

$$f_s = Q_s / A_s$$

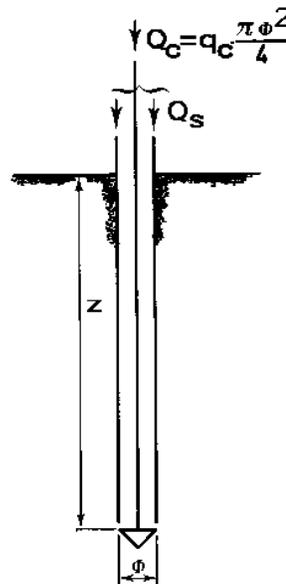


Figure III.11 : schéma de principe de l'essai au pénétromètre statique

Les résultats sont présentés sous forme de graphique appelé pénétrogramme donnant la variation de la résistance au cône (q_c) appelée couramment résistance de pointe et le frottement latéral mesuré par le manchon (f_s) en fonction de la profondeur. Le rapport de frottement $R_f = f_s/q_c$ est parfois donné dans le même diagramme, il permet la classification des couche traversées moyennant quelques corrélations.

Les travaux de recherche effectués par Sanglerat en France, Begermann en Hollande et Shumerthman au USA ont permis de dresser le tableau ci-dessous pour une classification des sols[29]. (Tableau III.10)

Type de sol	Shumerthman	Begermann	Fugo	Sanglerat
Sable gravier	$0 < F_R < 0.5$	-	-	-
Sable	$0.5 < F_R < 2$	$1.25 < F_R < 1.6$	$0.5 < F_R < 1.5$	$F_R < 2$
Sable limoneux	$1.75 < F_R < 2.5$	$1.6 < F_R < 2.5$	$1.5 < F_R < 2$	$1 < F_R < 2.75$
Limon	$2.3 < F_R < 3.5$	$2.5 < F_R < 3.6$	$2 < F_R < 2.5$	$2.75 < F_R < 3.5$
Argile limoneuse	$3 < F_R < 4.5$	$3.6 < F_R < 4$	$2.5 < F_R < 3$	$3.5 < F_R < 7$
Argile	$4 < F_R$	$4 < F_R < 7$	$3 < F_R < 6$	$3 < F_R < 8$
tourbe	-	$7 < F_R$	$6 < F_R$	-

Tableau III.10 : classification des sols en fonction du « Friction ratio » $F_R = q_s/q_c$ (%) [3]

III.2.2.1 Détermination de la contrainte de rupture q_u sous une fondation superficielle soumise a une charge verticale centrée a partir d'essai de pénétration statique

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration statique sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration d'un cône dans un massif de sol.

L'essai de pénétration statique étant un essai rapide au cours duquel la dissipation des pressions interstitielles n'a pas le temps de se faire notamment dans les argiles purement cohérentes, les valeurs de la cohésion qui peuvent en être déduites sont des valeurs non consolidées et non drainées.

Pour interpréter les résultats de l'essai, on est souvent tenté d'appliquer la théorie de la force portante des pieux[29] .Cette théorie montre que la contrainte de rupture à la base d'un pieu est donnée par la relation : [3]

$$q_c = \gamma DN_q + c' N_c \dots \dots \dots [3.4]$$

Ou N_q et N_c sont les facteurs de capacité portante dont les valeurs dépendent uniquement de l'angle de frottement interne ϕ , γ est le poids volumique du sol, D est la profondeur et c la cohésion.

	q_c (bars)	Nature	Résistance de pointe (q_c)	Effort total (R_T)	Observations
Sols fins peu consistants	$q_c < 10$	Vase	q_c augmente peu avec la profondeur (z)	R_T varie peu avec (z).	Nécessité de mesures précises ex. Emploi d'une pointe électrique.
		Tourbe		R_T croît très légèrement avec (z).	
		Argile molle		R_T croît avec (z)	
Sols fins consistants	$10 < q_c < 30$	Limons	q_c varie peu avec (z).	R_T croît légèrement avec (z).	En présence de graviers ou de cailloux, q_c peut présenter une courbe en « dents de scie ».
		Argile	q_c croît légèrement avec (z).	R_T croît linéairement avec (z).	
Sols grenus	$30 < q_c < 200$	Sable lâche	q_c croît légèrement avec (z)	R_T varie légèrement avec (z).	q_c et R_T peuvent présenter des variations dues à l'hétérogénéité ou à la variation de compacité du sable, et à la présence de graviers
		Sable compact.	q_c pratiquement constant en fonction de z	R_T reste constant en fonction de z	
Sols carbonatés	$10 < q_c < 60$	Craie	q_c croît avec (z).	R_T varie peu avec (z).	R_T et q_c sont très fortement influencés par la présence de modules dans les craies molles.
		Marne	q_c croît avec z	R_T croît avec z	R_T sensible à l'augmentation de la compacité (forme parabolique).

Tableau III.11 : Identification qualitative de la nature des sols à partir de la résistance de pointe et de l'effort total. (R. Bahar 1997) [11]

Pour les sols saturés, il faut utiliser les paramètres effectifs (c' , ϕ') pour les sols granulaires et les paramètres de résistance à court terme (c_u , 0) pour les sols argileux.

Le terme de pointe apparaît ainsi comme une fonction linéaire de la profondeur .il devrait donc suffire de déterminer sur le graphique expérimentale la pente γN_q de la droite (q_c , z) pour en déduire l'angle de frottement interne, puisque l'on connaît l'expression analytique de N_q

En outre, l'abscisse à l'origine de cette droite est théoriquement égale à cN_c , ce qui devrait permettre de calculer la cohésion, ϕ étant connu. L'expérience se révèle malheureusement contraire à cette théorie, en particulier dans les sols frottants. [3], [29]

- *Fondation dans les sols pulvérulents*

Meyerhof (1956) s'est basé sur la théorie classique de capacité portante des fondations superficielles, ainsi que sur la corrélation SPT/CTP pour suggérer une formulation simple de la pression admissible et qui est généralement présenté sous forme d'abaque (Figure III.12).

Dans un sol pulvérulent, la théorie classique donne : [10]

$$q_1 = \gamma/2BN_\gamma + \gamma DN_q \approx q_0 (1+D/B) \dots\dots\dots[3.5]$$

Avec : $q_0 = \gamma/2BN_\gamma$

Meyerhof a montré que pour une charge verticale centrée sur une semelle reposant sur du sable, le facteur q_0 est pratiquement égal à $q_c B/12$. On obtient ainsi pour les sols pulvérulents, avec un coefficient de sécurité de 3, une contrainte admissible égale à : [10]

$$q_{ad} = \left(1 + \frac{D}{B}\right) \frac{q_c B}{36} \quad [3.6]$$

q_c : est la résistance pénétrométrique moyenne sur une profondeur égale à B sous la fondation.

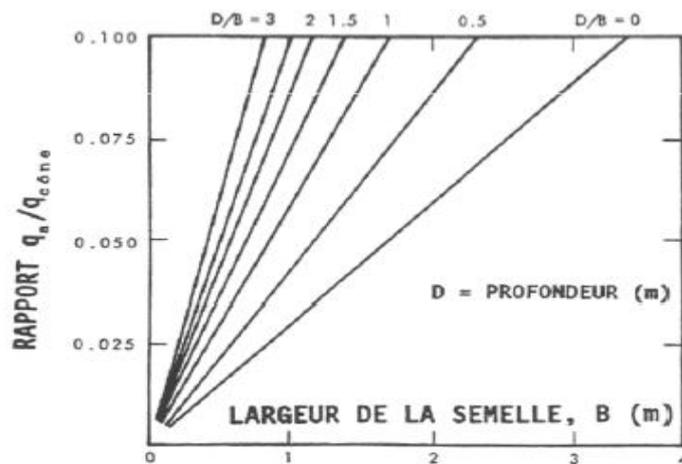


Figure III.12 : abaque de Meyerhof

Pour les sables argileux ou les sols pulvérulents immergés, la pression admissible calculée ci-dessus est réduite de 50% [10].

A partir d'une théorie laborieuse considérant le sol comme un corps rigide –plastique, **De Beer** a suggéré une formulation analytique de la capacité portante d'une semelle filante dans un sol homogène [10].

Le critère de rupture du sol a une forme bilinéaire, contrairement à celui de Mohr-Coulomb. une expression approchée de la pression admissible q_{ad} correspondant à des semelles peu profondes, de dimensions courantes, portant des ouvrages légers, sur sable, de l'argile, ou de l'argile sableuse. Un coefficient de sécurité égale à 2 a été pris par De Beer [10] :

$$q_{ad} = 0.2q_c \dots \dots \dots [3.7]$$

L'Herminier (1967) a proposé, suite à un nombre importants d'essais réalisés au pénétromètre que la pression admissible dans le sable serré, sous une semelle courante ayant une fiche de l'ordre de 1 m, est donné par [10]

$$q_{ad} = 0.1q_c \dots \dots \dots [3.8]$$

- *Fondations dans les sols purement cohérents*

Il est par ailleurs pratiquement impossible, sauf pour les sols purement cohérents, de relier les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol aux résultats d'essais au pénétromètre

Dans le cas des sols argileux saturés, on peut admettre que la cohésion non drainée (c_u) est donnée par la formule : [2]

$$c_u = \frac{q_c - P_o'}{N_c}$$

N_c : un coefficient variant entre 9 et 15 ($N_c \approx 10$)

P_o' : La contrainte effective verticale au niveau de la pointe

La pression verticale limite q_l prend la forme [10] :

$$q_l = q_c = c_u N_c + P_o' \dots \dots [3.9]$$

Pour une semelle filante assise à une profondeur D , le taux de travail admissible est donné par l'équation [3] :

$$q_{ad} = \left(\frac{\pi + 2}{3}\right)c_u + \gamma D \dots \dots [3.10]$$

La valeur de c_u est obtenue à partir de la valeur de q_c issue des relations [3] :

$$c_u = \frac{q_c}{10} : \text{Lorsque le pénétromètre à pointe franche}$$

$c_u = \frac{q_c}{20}$ Lorsque le pénétromètre est prolongé par une jupe (type GOUDA)

Ces deux formules ne sont valables uniquement pour déterminer la cohésion à proximité de la surface. A plus grande profondeur, il y a l'influence des poids des terres au niveau de l'essai (Sanglerat, 1977) [3]

$c_u = \frac{q_c - P'_o}{10}$ Lorsque le pénétromètre à pointe franche

$c_u = \frac{q_c - P'_o}{20}$ Lorsque le pénétromètre est prolongé par une jupe (type GOUDA)

Le fascicule 62 propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard.

La formule générale traduisant la proportionnalité semi empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et la résistance en pointe du pénétromètre q_c est donnée par l'expression suivante :

$$q'_u = k_c \cdot q_{ce} + q'_o \dots \dots [3.11]$$

q'_o : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

q_{ce} : Résistance de la pointe équivalente du sol, il s'agit de la moyenne sur une épaisseur de 1,5 B sous la semelle, après avoir écrêté les valeurs de q_c supérieure à 1,3 fois la valeur moyenne.

q'_u : Contrainte effective de rupture du sol sous la semelle.

k_c : Coefficient de portance, donné dans le tableau III.12

La résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT) est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée (figure III.13).

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

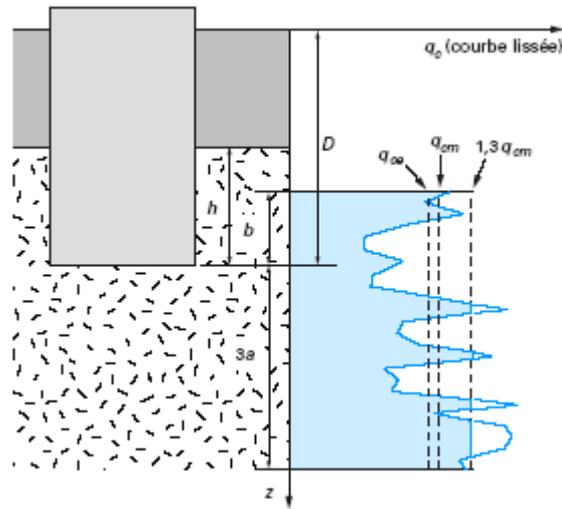


Figure III.13 : définition de la résistance de pointe (ou de cone) équivalente pour les fondations superficielles (fascicule 62-V; 1993)

Où q_{cc} est une moyenne de q_c , écrêtée à $1,3 q_{cm}$, avec :

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

$a = B/2$ si $B > 1m$,

$a = 0,5m$ si $B < 1m$,

$b = \min(a; h)$, h étant la profondeur d'encastrement de la fondation dans la couche porteuse.

La hauteur d'encastrement équivalente (D_e):

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz = \frac{1}{q_{ce}} \sum_0^n q_{c_i} \Delta z_i$$

$q_c(z)$: résistance de pointe lissée à la profondeur z ,

D : Profondeur d'ancrage de la semelle par rapport au terrain naturel.

Classe de sol	Valeur du coefficient k_c
Argiles et limons types A, B ou C	$0,32 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables type A	$0,14 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves type B	$0,11 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves type C	$0,08 \left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Craies type B (1)	$0,17 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
(1) : La formule valable pour la craie type B pourra être étendue aux marnes, marmo- calcaires et les roches altérées.	

Tableau III.12: Valeur du coefficient de portance k_c (Fascicule 62 de 1993) [15]

Le facteur de portance pénétrométrique k_c est donné sur les abaques des figures III.14 et III.15.

Dans le cas d'une charge centrée inclinée et/ou d'une semelle à proximité d'un talus, on applique à la formule précédente le facteur réducteur $i_{\delta\beta}$ déterminé par la même méthode pressiométrique exposée précédemment

$$q_u = q_o + i_{\delta\beta} \cdot q_{ce} \dots \dots \dots [3.12]$$

- *Le pénétromètre dynamique (DPT)*

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre (Figure III.16). Ces essais sont valables pour des profondeurs moyennes de 15 à 20 m et sous réserve de ne pas avoir traverser des couches trop dures .Il existe d'ailleurs différents gammes de matériel plus ou moins mobiles, dont deux catégories principales : les pénétromètres légers, les pénétromètres; l'essai de pénétration dynamique le plus connu est le Standart Pénétration Test (SPT)

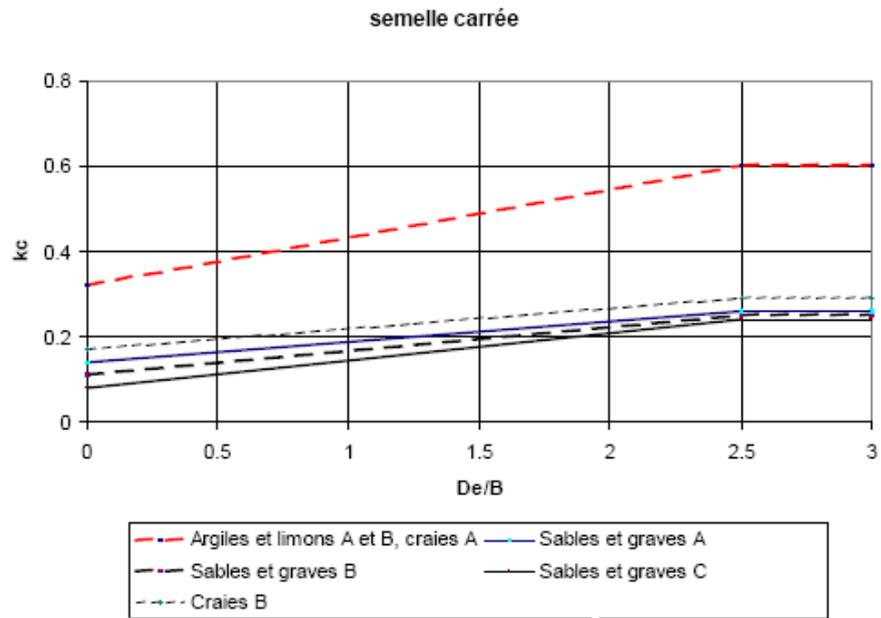


Figure III.14 : facteur de portance pénétrométrique (semelles carrées) [12]

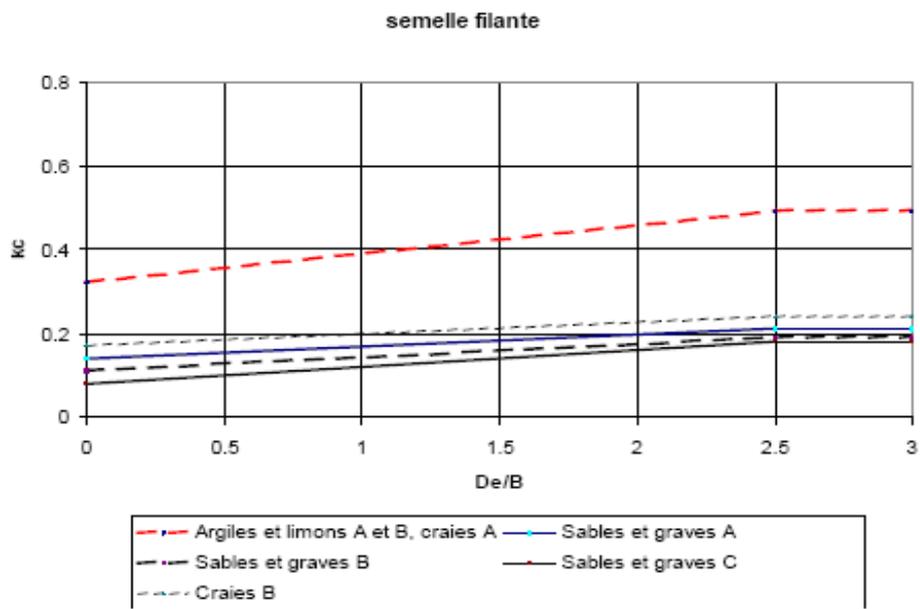


Figure III.15: facteur de portance pénétrométrique (semelles filantes) [12]

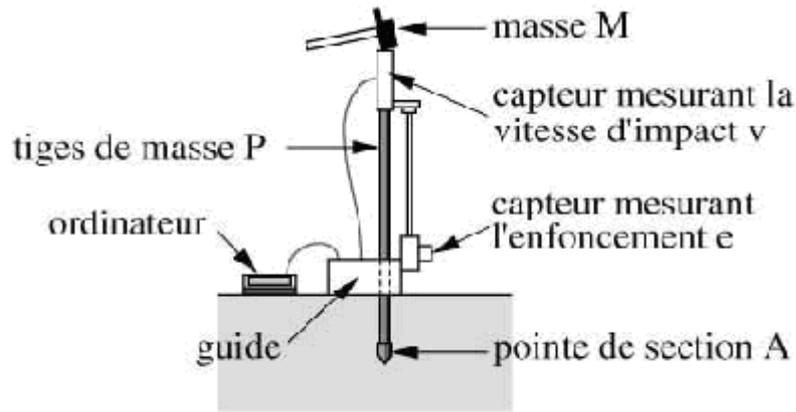


Figure III.16: Principe de pénétrömètre dynamique

Pour une énergie de battage constante, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement de 10,20, 25 ou 30 cm (la résistance est proportionnelle au nombre de coups), et on reporte les résultats sur un « pénétrogramme dynamique » ou le paramètre N figure en abscisse et les profondeurs en ordonnées (Figure III.17).

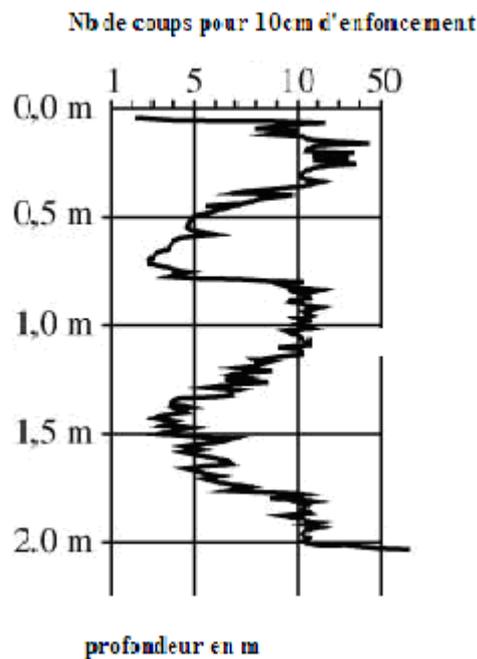


Figure III.17: pénétrogramme dynamique

L'appareil permet de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et d'en déduire par simple application de la formule dite des Hollandais avec un coefficient de sécurité de 1 la résistance à la pointe .Cette résistance est souvent appelée « résistance dynamique conventionnelle q_d » :

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \frac{M \cdot g \cdot H}{S_p \cdot e} \dots\dots [3.13]$$

q_d : la valeur de la résistance

M : masse du mouton
M' : la somme des masses du train de tiges
H : hauteur de tige
e : pénétration moyenne par coups
S_p : section droite de la pointe
g : accélération de la pesanteur

III.2.2.2 Détermination de la contrainte de rupture q_u sous une fondation superficielle à partir d'essai de pénétration dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur. Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, la valeur de la contrainte limite ultime est :[9]

$$q_u = \frac{q_d}{5\lambda^7} \dots\dots\dots [3.14]$$

- Essai de pénétration normalisé (Standart Pénétration Test)

En 1902, Charles R.Gow a substitué au système de reconnaissance par lance hydraulique, une méthode de prise d'échantillon à sec , il utilisait alors un tube d'un pouce de diamètre enfoncé par battage avec une masse de 110 livres.L'essai S.P.T. (Standard Pénétration Test), normalisé par Terzaghi, consiste à enfoncer par battage un carottier bien défini dans la couche à étudier. Il est d'abord enfoncé de 15 cm puis on compte le nombre de coups nécessaires à un enfoncement supplémentaire de 30 cm;le mouton qui sert à battre pèse 63,5 kg et sa hauteur de chute est de 76 cm.

Le carottier utilisé a pour caractéristiques : Longueur totale : 789 mm, diamètre extérieur : 51 mm, diamètre intérieur : 34 mm. Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol. Il permet parfois la traversée de couches denses alors que l'essai purement statique ne le permet pas.

Le STP relativement peu employé en Europe, est utilisé systématiquement dans tous les pays, d'Amérique. Ses modalités d'application sont définies par

de nombreuses spécifications. Selon les pays, les caractéristiques des appareils sont loin d'être uniformes et dans un même pays, comme aux états unis ou au Brésil par exemple, il existe différents types de S.P.T.

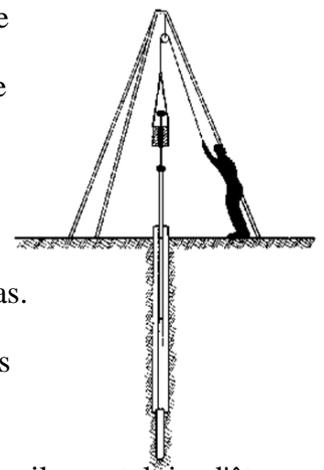


Figure III.18 : Principe de pénétromètre normalisé

Le nombre de coups N pour enfoncer un carottier normalisé sur une hauteur de 30cm, peut varier en sable fin avec le niveau de la nappe phréatique. Si on appelle N' le nombre de coups enregistrés au dessous de la nappe, la valeur équivalente N qui doit être prise en considération est donné par **Terzaghi** et **Peck** par l'expression :

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

II.2.2.3 Détermination de la pression admissible sous une fondation superficielle a partir d'essai de pénétration normalisé (Standart Pénétration Test)

La méthode de Peck et al (1974) est basée sur des abaques donnant q_a en fonction de la largeur B, pour différentes valeurs de N, comme le montre la figure III.19.

La capacité portante admissible q_a peut être déduite directement à partir de l'abaque de Peck et al. (1974) si le niveau d'eau est beaucoup plus bas que l'assise de la semelle et si la pression effective des terres est de l'ordre de 100 kPa (environ 5 m de profondeur).

- Si le niveau d'eau souterrain s'élève jusqu'au niveau d'assise de la semelle, il faut utiliser une valeur inférieure a la moitié des valeurs obtenu sur l'abaque.
- Si la profondeur de la semelle n'est pas de l'ordre de 5 m, il faut utiliser le coefficient de correction fourni dans la graphique (Figure III.20)

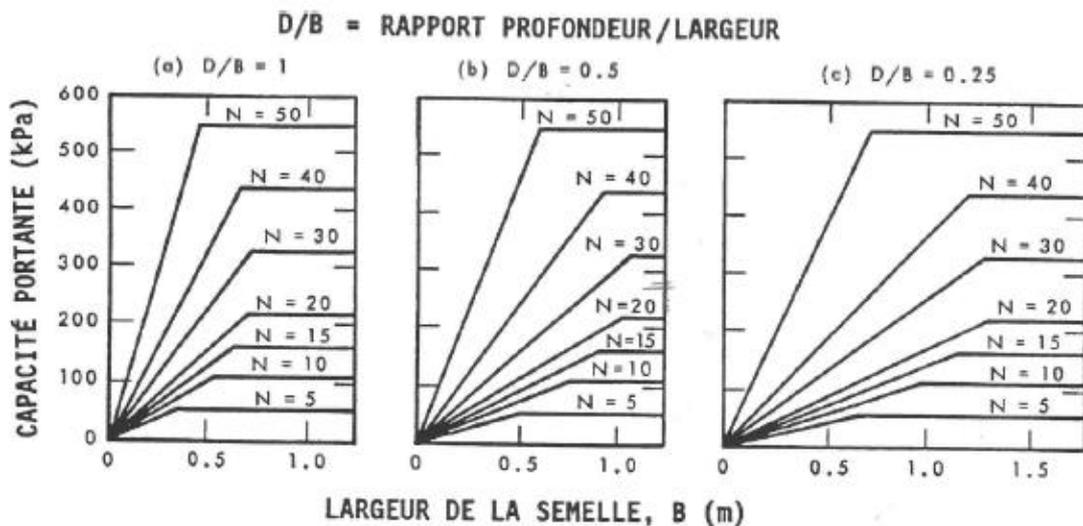


Figure III.19 : abaques de dimensionnement des semelles reposant sur du sable (d'après Peck et al.1974)

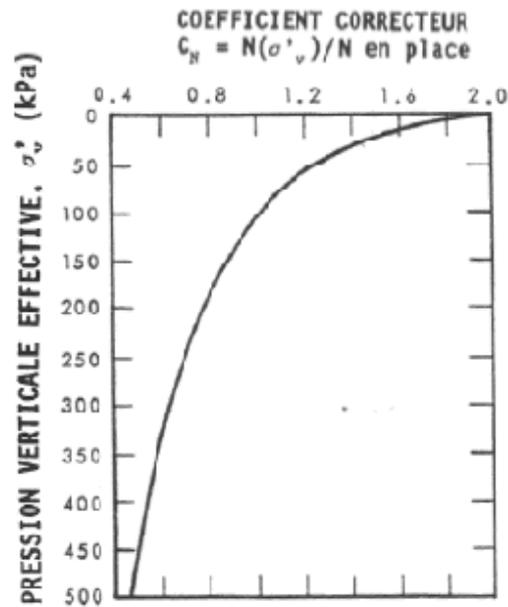


Figure III.20 : abaque pour corriger les valeurs de N en fonction de la profondeur (d'après Peck et al.1974)

Terzaghi et Peck ont donné en fonction de N les valeurs des coefficients de capacité portante N_γ et N_q , ils ont de même, dressé des abaques donnant directement la pression admissible pour des semelles encastrées ou non, avec un coefficient de sécurité de 3. (Figure III.21)

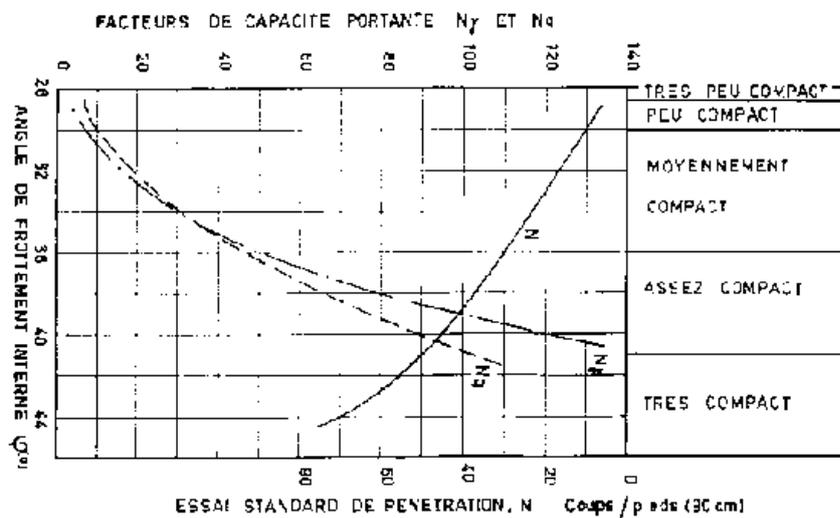


Figure III.21 : valeurs des facteurs N_γ , N_q en fonction de N

Pour les milieux cohérents, ils ont proposé, après de nombreuses recherches comparatives, de lier N à la consistance des argiles ainsi qu'à leur résistance à la compression simple mesurée en laboratoire sur échantillon non remanié. Le tableau III.13 précise ces relations.

N	Consistance de l'argile	Résistance à la compression simple (KPa)
---	-------------------------	--

N	Consistance de l'argile
0-4	Très lâche
4-10	Lâche
10-30	Moyennement compact
30-50	Dense
Au dessus de 50	Très dense

Tableau III.14 : corrélation entre N et la compacité

2	Très molle	25
2-4	Molle	25-50
4-8	Moyenne	50-100
8-15	Raide	100-200
15-30	Très raide	200-400
30	dure	400-800

Tableau III.13 : corrélation entre N, la consistance et la résistance à la compression (cas des argiles)

Pour les sables, ces mêmes auteurs proposent les valeurs du tableau III.14 en fonction de la compacité du matériau.

Il est évident, naturellement, que les abaques de Terzaghi et Peck ne peuvent être employés que pour le "S P.T" correspondant au carottier et au mouton normalisés utilisés par ces auteurs, sinon des erreurs considérables pourraient être commises.

La capacité portante admissible q_a proposée par Meyerhof (1956) pour le calcul de la contrainte admissible sous une semelle fichée dans le sable est donnée comme suit:

$$q_a = 12.N.k_d \quad (\text{KPa}) \quad \text{si } B < 1.2\text{m} \dots\dots [3.15]$$

$$q_a = 8.N.k_d (1 + 0.3/B)^2 \quad \text{si } B \geq 1.2\text{m} \dots\dots [3.16]$$

N : indice SPT (nombre de coups moyen)

k_d : facteur de profondeur, il est évalué comme suit:

$$k_d = 1 + \frac{D}{3B} \quad \text{Si } D < B$$

$$k_d = 1.3 \quad \text{Si } D > B$$

Selon le DTR BC-2.331, la contrainte admissible est donnée par l'expression suivante :

$$q_{ad} = \gamma D + 19.2 N_{cor} F \frac{S}{25,4} \quad \text{Si } B \leq 1.20 \text{m} \dots [3.17]$$

$B > 1.20 \text{m}$

$$q_{ad} = \gamma D + 12 N_{cor} F \left(\frac{3.3B + 1}{3.3B} \right)^2 \frac{S}{25,4} \dots [3.18]$$

S : tassement admissible en millimètre

B : largeur de la fondation en mètre

D : profondeur d'ancrage en mètre

$$F = \left(1 + 0.33 \frac{D}{B} \right) \leq 1.33$$

La valeur de N mesurée sur site doit être corrigée pour tenir compte de l'effet du poids des terres au dessus du point de mesure (σ'_v) au moyen de l'abaque montrée sur la figure III.22.

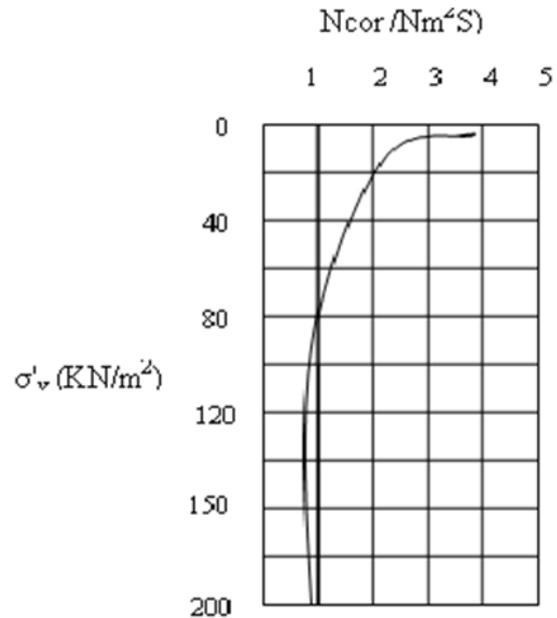


Figure III.22 : Figure II.57 : abaque de Peck ,Hansan et Thornburn ,1974[3]

Remarque

La complexité de l'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe DPT et la multitude des paramètres géométriques gouvernant l'énergie transmise de la pointe au sol font qu'il est rare de trouver en littérature une approche théorique du problème.

Il est vrai que la standardisation de l'appareil a permis d'unifier le langage des spécialistes de cet essai, mais il faut avouer qu'il est nécessaire de pousser les études théoriques pour espérer voir dans l'avenir un outil fiable de dimensionnement des fondations à partir de cet essai.

III.3 Contrainte admissible

Des praticiens de plus en plus nombreux ont recours à des essais in situ pour déterminer, d'une part le niveau d'assise le plus favorable pour la fondation et, d'autre part, les contraintes admissibles correspondantes. L'utilisation du pénétromètre en Europe est le procédé privilégié pour la détermination in situ des pressions admissibles, principalement dans les milieux pulvérulents. A la suite de plusieurs milliers d'essais comparatifs, l'Herminier propose, dans le cas des semelles de dimensions courantes, ayant un encastrement de l'ordre du mètre et reposant sur un milieu sableux assez serré, de prendre pour contrainte admissible le dixième de la résistance de pointe du pénétromètre statique $q_{ad} = \frac{R_p}{10}$. Cette formule, qui a l'avantage d'être simple, donne des résultats très corrects.

Dans les milieux sableux, en effet, c'est surtout la limitation des tassements qui conditionne la pression admissible, il est alors possible d'utiliser un abaque proposé par Meyerhof qui donne directement le rapport $q_{ad} = \frac{q_{ad}}{R_p}$ en fonction de la largeur B de la semelle et du rapport D/B.

Dans le cas des milieux argileux, on préférera mesurer la cohésion apparente c_u (par un essai au pénétromètre statique et calculer ensuite la capacité portante d'où on déduira la pression admissible.

Les valeurs empiriques de q_{ad} estimées habituellement à partir des essais in situ (pénétromètre, pressiomètre, etc.) correspondent en pratique au cas d'une charge verticale centrée, la base de la semelle et la surface libre du sol étant supposées horizontales. Il convient donc d'appliquer à ces valeurs de q_{ad} un ou plusieurs coefficients correctifs pour tenir compte des conditions réelles de chargement. Le tableau III.15 donne un ordre de grandeur de ces coefficients pour une estimation rapide dans le cas où $\varphi \geq 25^\circ$

δ , β ou ω	Coefficient réducteur pour inclinaison δ de la charge	Coefficient réducteur pour pente β du talus	Coefficient réducteur pour inclinaison ω de la base
0°	1.00	1.00	1.00
5°	0.80	0.75	0.90
10°	0.60	0.60	0.80
15°	0.40	0.45	0.70
20°	0.20	0.30	0.60

Tableau III.15 : ordre de grandeur de la réduction forfaitaire à appliquer aux contraintes admissibles q_{ad} (D'après T.N-Nhiem) [1]

III.5 Vérification de la capacité portante des fondations superficielles

Il s'agit de vérifier que le sol est en mesure de supporter la charge appliquée par la fondation. Pour cela, on introduit la contrainte de référence appliquée par la semelle au sol.

Pour une fondation rectangulaire de longueur L et de largeur B, si V est la composante verticale des forces appliquées par la semelle au sol, on définit q'_{ref} de la façon suivante :

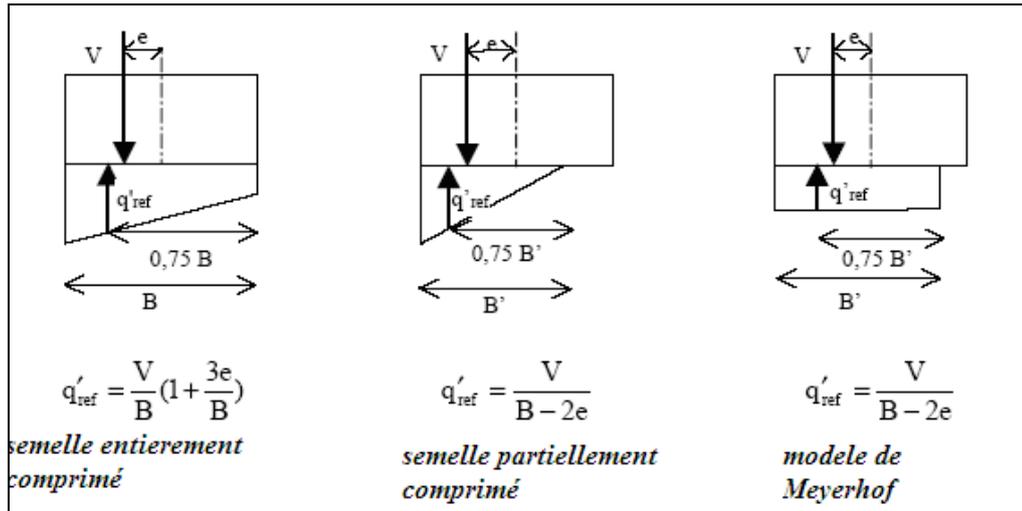


Figure III.23 : Définition de la contrainte de référence

On demande de vérifier pour chaque combinaison d'actions :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_d} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 \dots\dots [2.42]$$

Où $\gamma_d = 2$ pour les ELU et $\gamma_d = 3$ pour les ELS

Dans cette équation, q'_u est la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée. Par ailleurs, q'_0 est la contrainte que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation. Enfin, i_{δ} est un coefficient minorateur qui tient compte de l'inclinaison de la résultante, de la géométrie et de l'environnement de la fondation. Là encore, on peut se reporter au paragraphe précédent "essai pressiométrique"

III.6 Conclusion

Les essais in-situ sont limités dans leur champ d'application. En effet, chaque essai est recommandé pour une catégorie donnée de sols. En outre, ces essais apprécient en général mal le comportement à long terme du sol. Enfin, les résultats de ces essais sont en général utilisés par des méthodes empiriques ou semi empirique de calcul des ouvrages géotechniques. Ce qui implique une diversité de méthodes souvent contradictoires et qui poussent, parfois, pour des raisons de sécurité, à recouper leurs résultats par ceux issus d'autres essais.

L'évolution des recommandations ou des règlements relatifs au calcul des fondations montre l'évolution des usages dans ce domaine. Les principales règles actuelles de calcul : le DTR-BC

2.331, le DTU 13.12 , le Fascicule 62 et l'Eurocode 7 prennent déjà en compte de nombreux résultats expérimentaux et théoriques et devraient servir de référence à toute les méthodes autorisées.

La synthèse bibliographique, illustrée précédemment montre la complexité et les difficultés du problème de détermination de la force portante des fondations superficielles. La grande variété des méthodes théoriques et expérimentales et l'aptitude de ces méthodes à évoluer continument, soulignent le fait que même si, d'un point de vue pratique, il y a des règles pour la conception, il reste encore des questions ouvertes vers l'optimisation de nos méthodes. L'élément moteur du progrès reste toujours la remise en question des pratiques habituelles.

Chapitre IV

Étude paramétrique de l'influence des caractéristiques de sol sur le calcul de la capacité portante

IV .1 Introduction

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) nécessitent une connaissance fine du sol, de sa nature, de son comportement.

L'ingénieur chargé de la conception d'un ouvrage de génie civil peut spécifier une partie des matériaux qu'il utilise, comme le béton, l'acier, le bois, etc. Mais il doit identifier et caractériser les terrains existants sur le site où il désire édifier son ouvrage.

L'étude géotechnique, en définissant les caractéristiques précises du terrain, en mesurant, les déformations, les résistances, permet d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces. Donc, le choix définitif du système de fondations relève de la responsabilité du bureau d'étude, aussi, il doit pouvoir analyser et exploiter les résultats de l'étude de sol afin d'élaborer un projet de fondation en veillant à la sécurité et à l'économie.

IV .2 Nature et objectifs des différents types d'étude de sol

Toute campagne d'investigations géotechniques comporte un nombre limité de sondages et essais qui ne permettront jamais de lever toutes les incertitudes inhérentes à cette science naturelle.

Toutefois, ces incertitudes doivent être réduites de manière économiquement acceptable, selon le contexte du site et du projet : elles devront être prises en compte dans la conception de l'ouvrage géotechnique. Sur la base des renseignements fournis par le maître d'ouvrage ou le bureau d'études, le laboratoire chargé d'une reconnaissance préliminaire tente de se faire une idée de la stabilité géologique du site étudié, de la stratigraphie et de la nature probable des couches de sol, du toit du substratum rocheux et de l'écoulement des eaux.

De cette enquête, préliminaire, il peut être jugé nécessaire suivant l'importance de la construction et les conditions de sol rencontrées, de réaliser une reconnaissance ou étude complémentaire, une telle étude a pour objectif la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques des couches de sol en particulier leur résistance et leur déformabilité ainsi que la description éventuelle des conditions hydrogéologiques du site.

Le programme de reconnaissance doit permettre d'apporter les réponses à tous les problèmes d'étude et de réalisation des fondations. Il est illusoire de vouloir définir un programme type mais il faut retenir que les essais classiques de laboratoire ne conviennent qu'aux sols « échantillonnables » et que dans les autres cas, il faut recourir aux essais "in situ".

IV.3 Description quantitative et identification des sols

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés « essais d'identification ».

Le nombre de points d'investigation dépendra essentiellement de la superficie du projet, la profondeur des sondages sera, elle, fonction des charges appliquées et du type de fondations pressenti par le géotechnicien.

Les essais d'identification conduisent à une description précise et chiffrée, et non seulement descriptive, du sol. Une définition chiffrée est nécessaire car des sols d'aspects très voisins peuvent présenter des comportements (mécaniques, en particulier) très différents.

Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols, leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un prédimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

Des données de sondages mises à notre disposition et fournies par plusieurs laboratoires régionaux nous avons permis la caractérisation géologique et hydrogéologique des sites prévus pour cette étude. (Tableau IV.1)

Site/projet	Programme d'investigation								Maître d'ouvrage
	Essais in situ					essais de laboratoire			
	SC//PT	SPT	Pd	PR	E.Pz	I.P	E.C	E.O	
Lycée 1000 places à Haratan	*		*			*	*	*	DLEP
Lycée 1000 places à Ouled Rabah	*		*			*	*	*	DLEP
Ecole fondamentale à Beni Hbib	*		*			*	*	*	DLEP
Siège daïra +résidence à Taher	*		*			*	*	*	DUC
60logements Djimla	*			*		*	*	*	OPGI
Bibliothèque Taher				*					DLEP
Université Tassoust			*	*					DLEP
20 logements Belghimouz			*	*					OPGI

Tableau IV.1: programme d'investigation correspondant aux sites étudiés

Désignation	Identification de l'essai	
sondages	Sondages Carottés	SC
	puits	Pt
Essai de laboratoire	Identification Physique	IP

	Essai de Cisaillement	E.C
	Essai Oedométrique	E.O
Essai in situ	Standard Pénétration Test	SPT
	Pénétromètre dynamique	Pd
	Pressiomètre	PR
	Essai Piézométrique	E.Pz

Tableau IV.2 : Désignation des notations utilisées dans le tableau IV.1

IV.3.1 Identification des sols

Définir les propriétés physiques et mécaniques d'un matériau naturel utilisé dans la construction revient à déterminer, par des essais de laboratoire et des essais en place, les caractéristiques physiques d'identification (limites de plasticité w_p et de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , courbe granulométrique, notamment les proportions de particules fines et de particules graveleuses, pourcentage de matières organiques, poids volumique.

Les essais qui constituent cette série sont effectués en laboratoire, sur des échantillons prélevés dans le sol en place, les paramètres d'identification utilisés sont classiques. On s'appuie toujours, pour situer les matériaux dans les classifications géotechniques, sur les essais de granulométrie, la détermination des limites d'Atterberg et, si possibles, des essais complémentaires. (Tableau IV.3)

Site N°	Site/projet	Teneur en eau ω %	Degré de saturation S_r %	Densité humide γ_h (t/m^3)	Densité sèche γ_d (t/m^3)
1	Lycée 1000 places à Haratan	15-19	90-95	1.9-2.1	1.7-1.8
2	Lycée 1000 places à Ouled Rabah	19-26	68-88	1.7-1.9	1.5-1.7
3	Ecole fondamentale à Beni Hbib	15-18	88-92	1.8-1.9	1.5-1.6
4	Siège daïra +résidence à Taher	20.2	95.3	2.07	1.71
5	60 logements Djimla	19-26	80-94	1.8-2.1	1.5-1.7

Tableau IV.3 : Propriétés physiques des sols étudiés

Il est important de relever les valeurs moyennes obtenues au sein des sols pour chacun des sites considérés (Tableau IV.4). Chaque site recense des plages de valeurs déterminant des différentes caractéristiques mécaniques. Ces qualités mécaniques sont caractérisées traditionnellement par deux paramètres : l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c), qui ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur des échantillons intacts, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale.

Site N°	Site/projet	Cohésion c (Bar)	frottement φ (°)	σ_c (Bar)	C_c %	C_g %
1	Lycée 1000 places à Haratan	0.25-0.35	11-14	8.04	8.04	1.69
2	Lycée 1000 places à Ouled Rabah	0.40-0.50	7-9	1.5-1.6	20-25	1.5-4
3	Ecole fondamentale à Beni Hbib	0.25-0.35	8-9	2-2.5	11-16	>4
4	Siège daïra +résidence à Taher	0.40-0.70	8-14	2-2.7	20-25	4-8
5	60logements Djimla	0.30-0.40	4-5	2.29	21.7	3.4

Tableau IV.4 : Propriétés mécaniques des sols étudiés

IV .4 Étude paramétrique de l'influence des paramètres mécaniques c et φ

La forte dispersion des propriétés des sols rend l'identification d'un terrain une tâche complexe. Au jour d'aujourd'hui, la détermination de la variabilité des propriétés du sol n'est que très rarement voire jamais abordée dans l'enseignement ainsi que dans la réglementation. L'ingénieur est donc laissé à lui-même pour choisir les valeurs de calcul à utiliser dans ses modèles mécaniques. Si l'on soumet un même cas à différentes personnes, on constate une grande diversité dans le choix de ces valeurs.

Nous avons donc réalisé une étude paramétrique sur certains paramètres afin d'étudier leur influence sur le dimensionnement d'une fondation superficielle. La méthodologie suivie pour le dimensionnement est décrite au chapitre II.

Les charges à considérer pour le dimensionnement aux états limites ultimes sont exprimées sous forme de combinaisons de charges dont la justification de la capacité portante est envisagée pour la combinaison fondamentale la plus critique conformément aux règles du Fascicule 62 – titre V. [15]

D'après le document technique réglementaire relatif aux règles de calcul des fondations superficielles DTR-BC 2.331, la capacité portante ultime (q_u) associée à une semelle filante reposant sur un sol uniforme est calculée à l'aide de l'équation 4.1[9]

$$q_u = 1/2\gamma BN \gamma (\varphi) + cN_c (\varphi) + q N_q(\varphi) \dots \dots [4.1]$$

Où c est la cohésion du sol, N_c , N_q et N_γ sont respectivement les termes de cohésion, de profondeur et de surface qui sont donnés par le tableau IV.5 ; B est la largeur de la fondation et γ est le poids volumique du sol.

Pour une fondation rectangulaire de longueur L, les trois facteurs de surface, profondeur et cohésion sont affectés des coefficients correcteurs S_c , S_q et S_γ qui tiennent compte de la forme de la fondation. (Tableau II.10, chapitre II)

ϕ	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,14
5	0,1	1,6	6,5
10	0,5	2,5	8,4
15	1,4	4	11
20	3,5	6,4	14,8
25	8,1	10,7	20,7
30	18,1	18,4	30
35	41,1	33,3	46
40	100	64,2	75,3
45	254	135	134

Tableau IV.5 : Facteurs de portance d'après le DTR BC- 2-331 [9]

Les dimensions d'une fondation doivent être telles que la pression maximale (q_{ref}) exercée sur le sol soit inférieure à la capacité portante ultime pondérée q_u du sol (inéquation 4.2) [15]

$$q_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_d} (q_u - q_0) + q_0 \dots \dots \dots [4.2]$$

On considère que le facteur partiel sur la résistance noté γ_d ici est pris égal à 2.

La pression (q_{ref}) exercée sur le sol est due aux efforts repris par la fondation (N_{ult}), pour le calcul de q_{ref} nous avons supposé que le profil des contraintes est uniforme(modèle de Meyerhof) et égal à $N_{ult}/B-2e$ (cas d'une semelle filante) [12], (FigureIV.1), avec un excentricité e égale à :

$$e = M_{ult} / N_{ult}$$

Où : M_{ult} est le moment transmis par la structure.

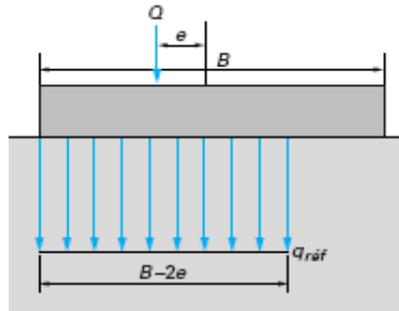


Figure IV.1 : Modèle de Meyerhof (cas d'une semelle filante) [12]

Les dimensions des semelles rectangulaires et carrées sont établies en considérant une distribution de pression uniforme sur des dimensions de fondations réduites B' et L' telles que définies par Meyerhof (Figure IV.2) , le centre de cette surface équivalente correspond au point d'application de la charge verticale excentrée.

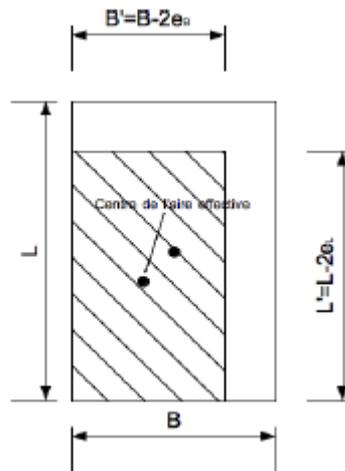


Figure IV.2 : Méthode de prise en compte de l'excentricité (cas des semelles isolés) [15]

IV.4.1 Cas de chargement étudié

La sollicitation sur une structure se concrétise au niveau de la fondation par une charge verticale N_{ult} et un moment M_{ult} . Dans cette étude, on les a obtenus à partir d'une modélisation de la structure par un logiciel de calcul SAP 2000 (Figure IV.3). De nombreuses possibilités d'analyse à l'aide du menu DISPLAY nous ont permis de consulter un tableau regroupant les chargements maximaux N_{ult} et les moments M_{ult} correspondants appliqués aux niveaux des fondations pour chaque combinaison de charges définie.

Le moment appliqué sur la fondation est équivalent à une excentricité de la charge verticale N_{ult} par rapport au centre de la semelle (Tableaux IV.6 et IV.7).

Semelle		Cas de chargement		excentrement
		N_{ult} (KN/ml)	M_{ult} (KN.m)	$e_B = M_{ult}x / N_{ult}$ (m)
Semelles Filantes	SF1	166.54	0.43	$2.58.10^{-3}$
	SF2	307.39	9.36	3.10^{-2}
	SF3	430.54	1.01	$2.34.10^{-3}$

Tableau IV.6 : cas de chargement (semelles filantes)

Semelle		Cas de chargement			excentrement	
		N_{ult} (KN)	$M_{ult}(xx)$ sens xx (KN.m)	$M_{ult}(yy)$ sens yy (KN.m)	$e_B = M_{ult}(xx) / N_{ult}$ sens xx (m)	$e_L = M_{ult}(yy) / N_{ult}$ sens yy (m)
Semelles rectangulaires	S1	485.00	0.08	29.98	$1.65.10^{-4}$	$6.2.10^{-2}$
	S2	701.52	0.54	26.79	$7.69.10^{-4}$	$3.8.10^{-2}$
	S3	1509.31	6.73	36.76	$4.45.10^{-3}$	$2.43.10^{-2}$
Semelles carrées	S'1	166.79	0.35	3.51	$2.1.10^{-3}$	2.10^{-2}
	S'2	404.07	1.38	0.29	$3.41.10^{-3}$	$7.17.10^{-4}$
	S'3	521.22	2.03	5.99	$3.89.10^{-3}$	$1.15.10^{-2}$

Tableau IV.7 : cas de chargements (semelles rectangulaire et carrées)

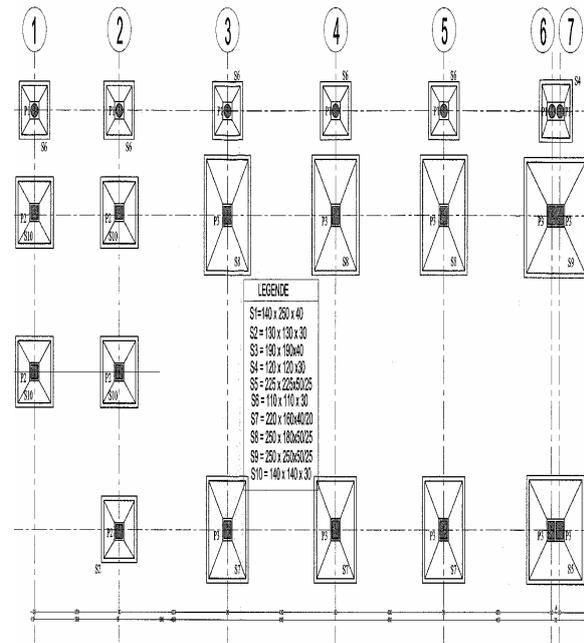
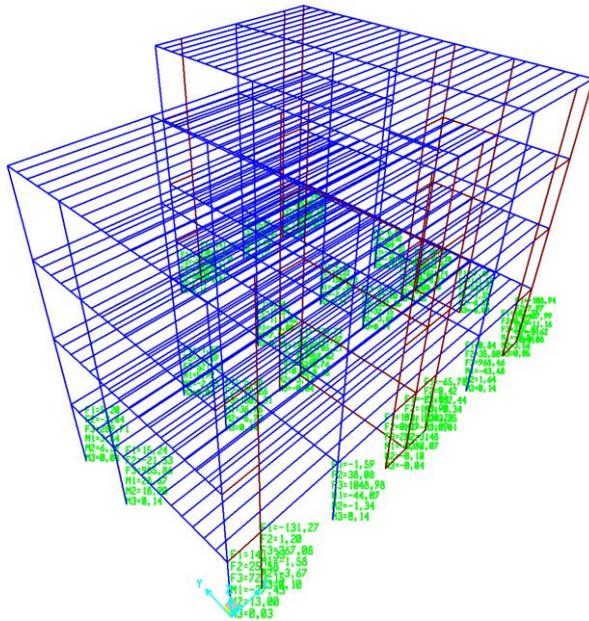


Figure IV.3 : Modélisation des structures par fondations

le logiciel SAP 2000
Rabah)

Figure IV.4 : Plan de coffrage des

(projet lycée 1000 places à Ouled

IV 4.2 Calcul de l'influence des différents paramètres sur le dimensionnement des fondations

Les études paramétriques ont été effectuées pour une semelle de largeur B et longueur L ayant un encastrement D dans un sol de poids volumique γ . Le poids volumique du béton est pris égal à 24 kN/m³.

Différents cas ont été étudiés en faisant varier plusieurs paramètres de calcul :

- Différents types de sol
- Différents types de fondations superficielles (semelles filantes, semelles isolés)
- Intensité et point d'application des charges : les cas étudiés sont pour des charges verticales et excentrée

Nous avons tout d'abord testé l'influence des paramètres mécaniques dont l'ensemble des caractéristiques géotechniques déterminés sur les sites retenus pour l'étude pour lesquels les fondations ont été dimensionnées sont résumées dans les tableaux IV.8 et IV.9.

Site N°	Sol de fondation	Paramètres constants			Paramètres à varier: cohésion c (Bar)			
		γ (KN/m ³)	φ (°)	D (m)	Plage des valeurs mesurées	Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
1	Marne	19	11.75°	2.00	0.25 à 0.35	0.30	0.35	0.25
2	Sable argileux	18	8°	1.50	0.40 à 0.50	0.45	0.50	0.40
3	Limon argileux	18	9°	2.00	0.25 à 0.35	0.30	0.35	0.25
4	Argile limoneuse	20.7	11°	2.00	0.40 à 0.70	0.55	0.70	0.40

Tableau IV.8: Série de variation de la cohésion

Site N°	Sol de fondation	Paramètres constants			Paramètres à varier : angle de frottement φ (°)			
		γ (KN/m ³)	c	D	Plage des valeurs	Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale

)	(Bar)	(m)	mesurées		e	e
1	Marne	19	0.27	2.00	11 à 14	12.5	14	11
2	Sable argileux	18	0.40	1.50	7 à 9	8	9	7
3	Limon argileux	18	0.30	2.00	8 à 9	8.5	9	8
4	Argile limoneuse	20.7	0.55	2.00	8 à 14	11	14	8

Tableau IV.9 : Série de variation d'angle de frottement

Exemple numérique

Considérons une semelle filante soumise à un chargement qui est considéré ici avec une excentricité ne portant que sur la petite dimension B de la semelle. Ce chargement a été déterminé à l'aide d'une analyse dynamique linéaire modale et correspond aux charges maximales appliquées sur la fondation.

Charge	Valeur
Verticale N_{ult}	430.54 KN/ml
Moment M_{ult}	1.01 KN.m
Excentricité e	$2.34 \cdot 10^{-3}$ m

Tableau IV.10 :

la fondation

Chargement appliqué sur

La pression (q_{ref}) exercée est calculée d'après l'équation 4.3 [12]

$$q_{ref} = \frac{N_{ult}}{B - 2e} \dots\dots\dots [4.3]$$

Les facteurs de portance sont calculés d'après le tableau IV.5. Pour $\phi=8^\circ$: $N_q=2.14$; $N_\gamma=0.34$; $N_c=7.64$, avec $F_\gamma=2$, on peut calculer la contrainte ultime d'après l'équation (4.1) :

$$q_{ult} = 3.06B + 363.36$$

En remplaçant les termes calculés q_{ref} et q_{ult} dans l'inéquation (4.2), on obtient ainsi une inéquation de deuxième degré $3.06B^2 + 390.34B - 862.90 \geq 0$ dont la solution nous donne la largeur minimale $B=0,61$ m.

Les résultats de tous les autres cas de chargement sont regroupés dans les tableaux IV.12, IV.13, IV.14, IV.15.

Type de Sol : sable argileux	valeurs
Poids volumique γ (KN/m ³)	18
Encastrement D (m)	1.50
Cohésion c (KPa)	40
Angle de frottement φ (°)	8

Tableau IV.11 : Propriétés géotechniques

III.4.3 Résultats de l'étude paramétrique

III.4.3.1 Série 1 : variation de la cohésion

En faisant varier la cohésion dans un intervalle de valeurs allant d'une valeur minimale de cohésion c_{\min} à une autre maximale c_{\max} , dont l'angle de frottement φ correspond à une valeur constante (Tableaux IV.12, IV13, IV14 et IV.15).

Nous obtenons les courbes « largeur minimale –cohésion, $B_{\min} = f(c)$ » qui sont représentées sur les figures ci-dessous.

Site 1	Sol de fondation	Semelles		Largeur minimale B_{\min} (m)/cohésion		
				Valeur moyenne c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimale c_{min}
Lycée 1000 places Haratan	marne	filantes	SF1	0.76	0.69	0.85
			SF2	1.45	1.32	1.60
			SF3	1.93	1.75	2.15
		rectangulaires	S1	1.15	1.09	1.21
			S2	1.50	1.43	1.59
			S3	1.94	1.85	2.05
		carrées	S'1	0.84	0.80	0.89
			S'2	1.28	1.21	1.36
			S'3	1.46	1.39	1.55

Tableau IV.12 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 1)

Site 2	Sol de fondation	Semelles		Largeur minimale B_{min} (m)/cohésion		
				Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
				c_{moy}	c_{max}	c_{min}
Lycée 1000 places Ouled Rabah	Sable argileux	filantes	SF1	0.79	0.71	1.00
			SF2	1.48	1.36	1.61
			SF3	1.98	1.83	2.17
		rectangulaires	S1	1.15	1.10	1.20
			S2	1.50	1.44	1.58
			S3	1.95	1.87	2.04
		carrées	S'1	0.84	0.80	0.88
			S'2	1.27	1.22	1.34
			S'3	1.46	1.39	1.53

Tableau IV. 13 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 2)

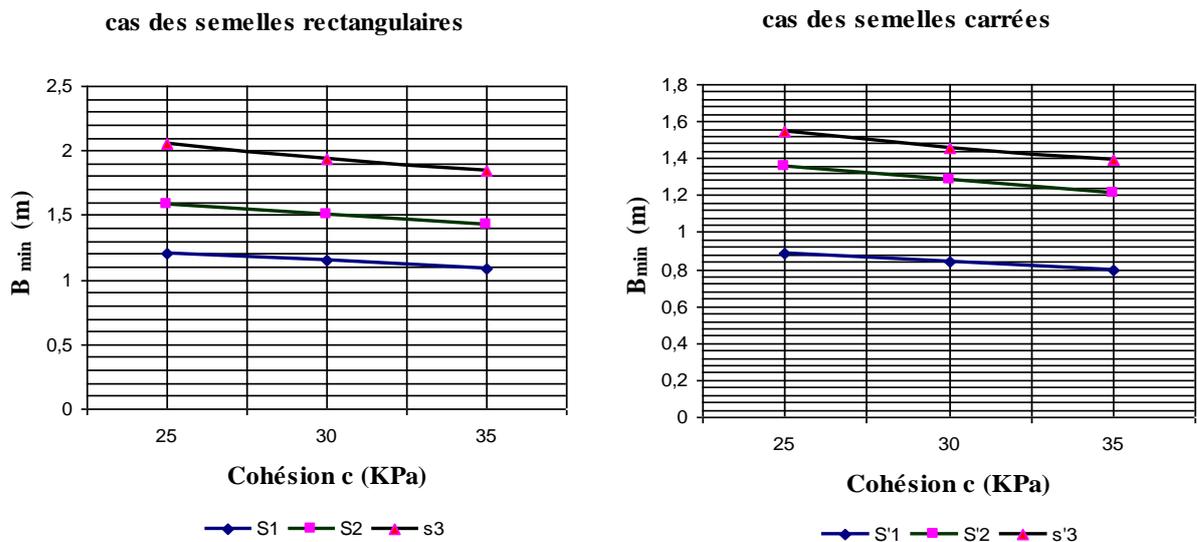
Site 3	Sol de fondation	Semelles		Largeur minimale B_{min} (m)/cohésion		
				Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
				c_{moy}	c_{max}	c_{min}
Ecole fondamentale Beni Hbib	Limon argileux	filantes	SF1	0.92	0.83	1.03
			SF2	1.74	1.57	1.94
			SF3	2.34	2.11	2.61
		rectangulaires	S1	1.25	1.19	1.33
			S2	1.65	1.56	1.75
			S3	2.13	2.02	2.26
		carrées	S'1	0.92	0.87	0.98

		S'2	1.40	1.33	1.49
		S'3	1.60	1.52	1.70

Tableau IV.14 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 3)

Site 4	Sol de fondation	Semelles		Largeur minimale B_{min} (m)/cohésion		
				Valeur moyenne c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimale c_{min}
Siège daïra + résidence à Taher	Argile limoneuse	filantes	SF1	0.51	0.43	0.65
			SF2	1.00	0.84	1.23
			SF3	1.31	1.10	1.64
		rectangulaires	S1	0.94	0.86	1.05
			S2	1.23	1.12	1.38
			S3	1.59	1.45	1.78
		carrées	S'1	0.69	0.63	0.77
			S'2	1.04	0.94	1.17
			S'3	1.19	1.08	1.34

Tableau IV.15 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 1, site 4)



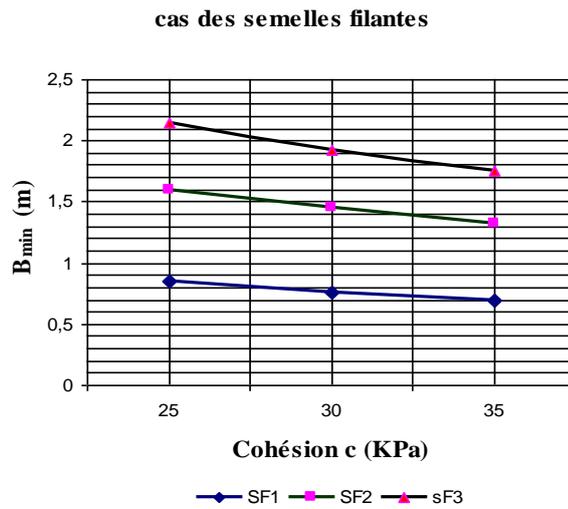


Figure IV.5: variation de B_{\min} en fonction de la cohésion (cas de site 1)

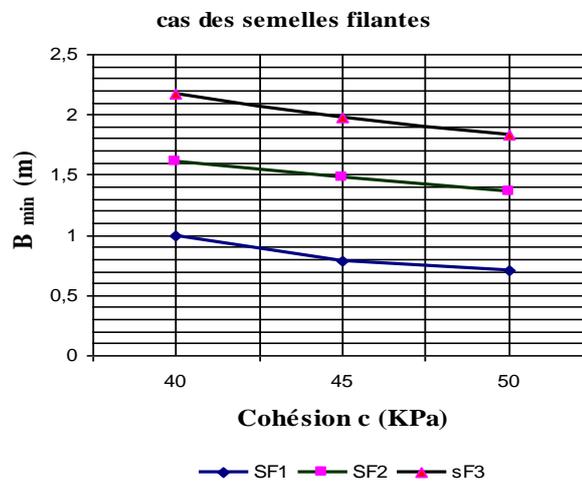
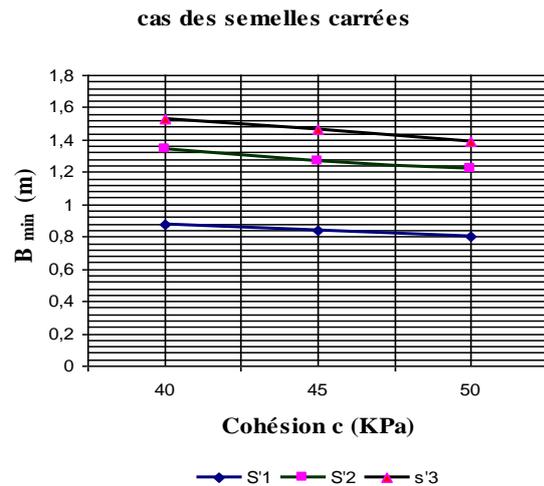
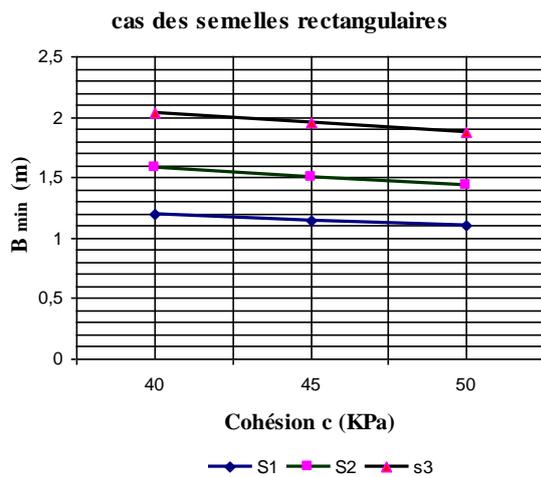


Figure IV.6: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 2)

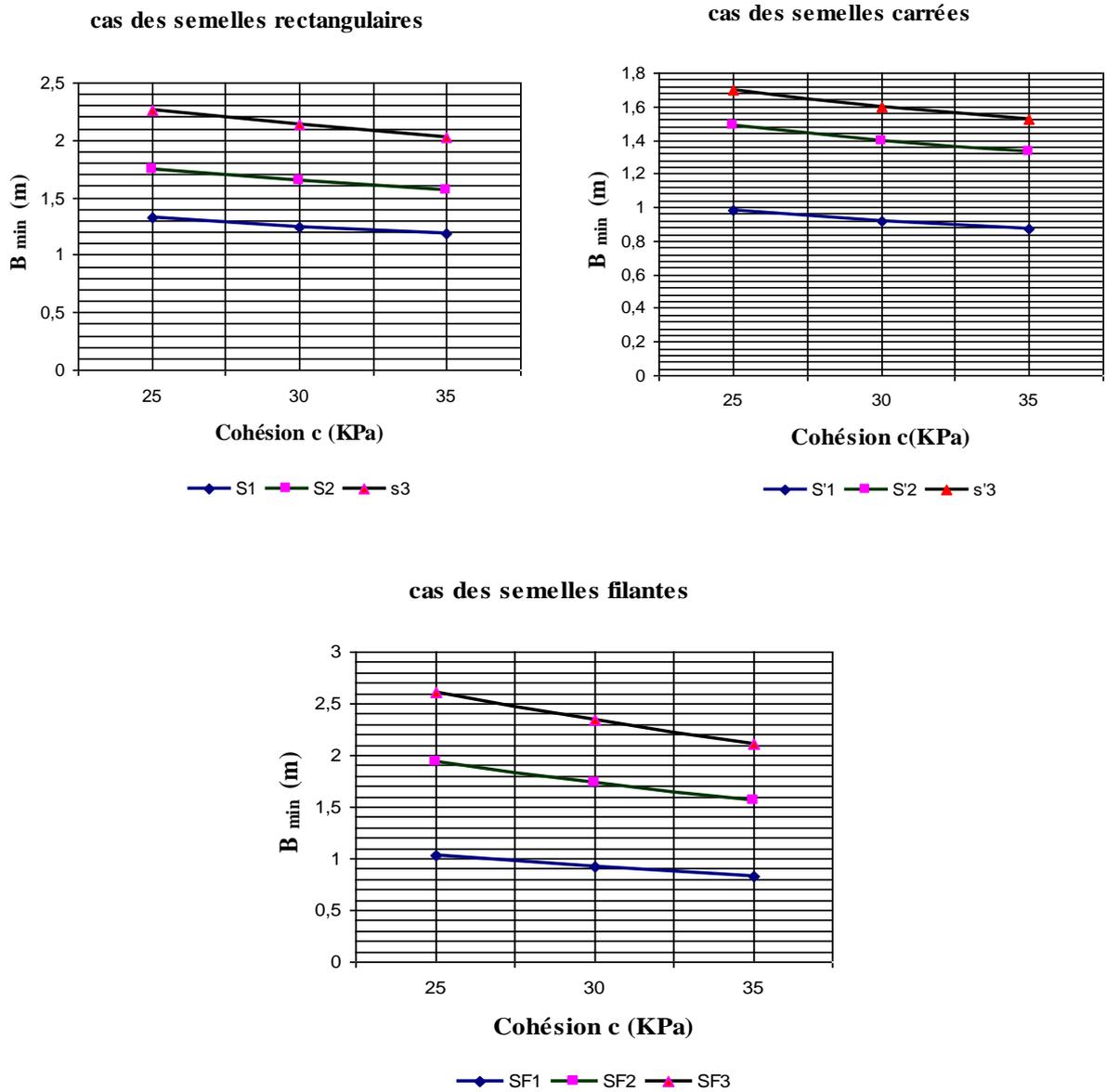


Figure IV.7: variation de B_{min} en fonction de la cohésion (cas de site 3)

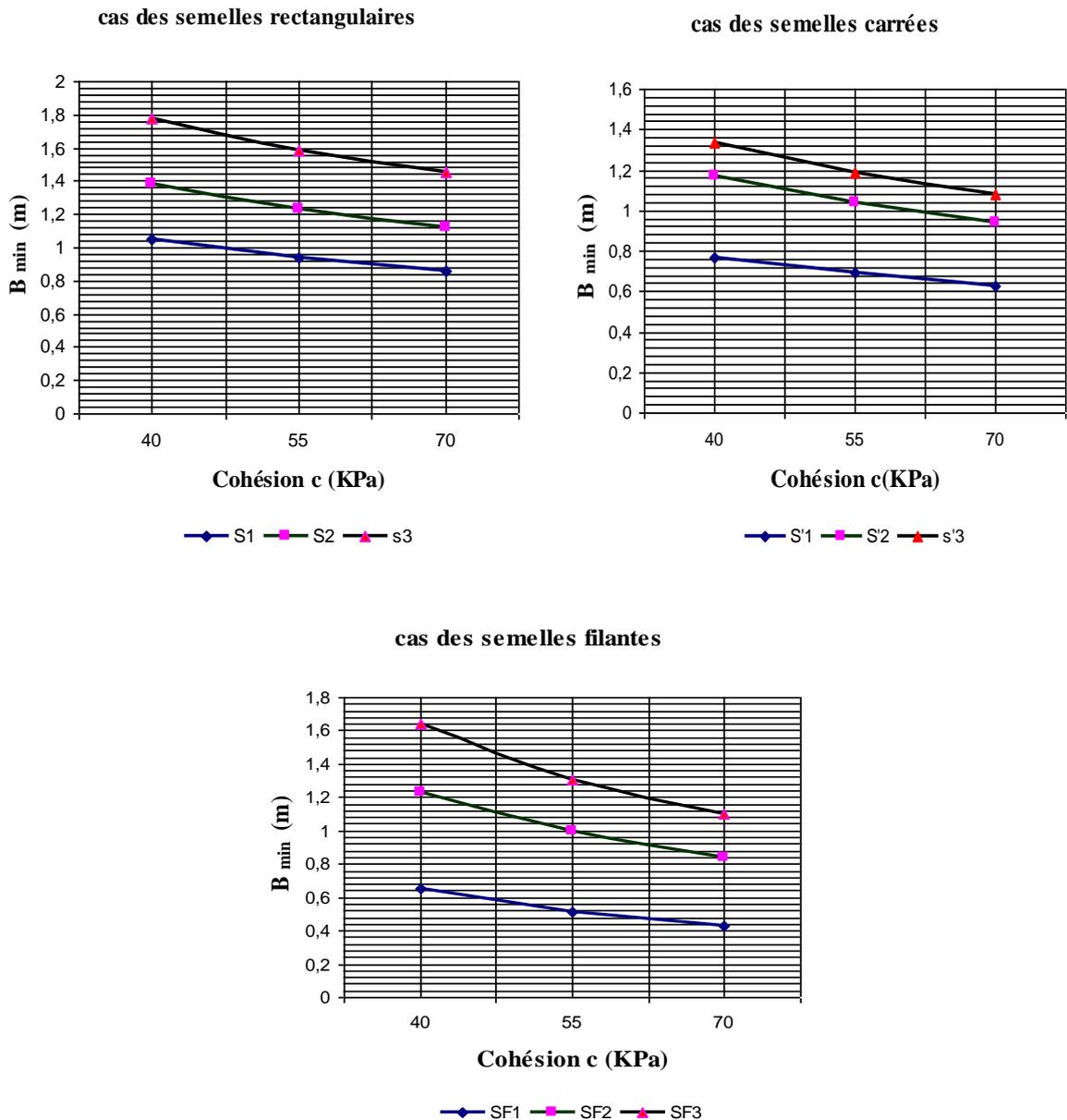


Figure IV.8: variation de B_{\min} en fonction de la cohésion (cas de site 4)

Interprétation des résultats

Les résultats des calculs des largeurs minimales des semelles étudiées pour différents cas de charges, pour différents types de sols, sont illustrés dans les tableaux IV.12 , IV 13 , IV 14 et IV.15.

L'analyse de ces résultats nous a permis de constater que :

Les courbes représentées sur les figures IV.5, IV.6, IV.7 et IV.8 confirment bien que la largeur minimale d'une fondation superficielle diminue en fonction de l'augmentation de la cohésion pour tous les sites étudiés. La variation de B_{\min} peut atteindre 20%, ce qui montre l'intérêt de mesurer le paramètre C avec une grande précision. Les incertitudes de mesure de la cohésion C pourraient influencer d'une façon défavorable, d'une part, le dimensionnement des semelles, et d'autre part, le coût des fondations.

Lorsque la charge appliquée à la fondation augmente, cela conduit à une augmentation de sa largeur ; on observe que les largeurs B_{min} obtenus sont relativement élevées pour le cas des semelles filantes SF3, rectangulaires S3 et carrées S'3, celles qui présentent les charges les plus élevées (cas le plus défavorables). La figure IV.5 montre que pour un sol d'angle de frottement $\varphi=11.75^\circ$, la largeur minimale B_{min} obtenue varie de 0.76m pour $N_{ult}=166.54$ KN/ml et $M_{ult}=0.43$ KN.m (cas des semelles filantes type SF1) à 1.93m lorsqu'on augmente la charge jusqu'à 430.54 KN/ml, et le moment à 1.01 KN.m (cas des semelles SF3), soit une augmentation de 60% de la largeur .

On observe que pour le cas de site 3 (Figure IV.7), une faible diminution de la cohésion pour un chargement relativement élevée (cas des semelles filantes SF3, rectangulaires S3 et carrées S'3) influe sensiblement sur la valeur de B_{min} pour des angles de frottement $\varphi < 10^\circ$ et des cohésions $c < 40$ KPa et cela à cause des faibles valeurs des facteurs N_γ, N_q, N_c correspondants aux faibles angles de frottement ($\varphi < 10^\circ$). On constate aussi que cette diminution de la cohésion n'influe pas sur la valeur de B_{min} si la cohésion est élevée ($c > 40$ KPa) (Figure IV.6).

Pour le cas des semelles isolées, la diminution de la cohésion n'influe pas sur les résultats de B_{min} qui restent très proches et cela à cause de l'introduction des coefficients de forme S_c supérieurs à 1 qui augmente le terme de cohésion « $c.S_c$ » pour des valeurs élevées de cohésion. Cette constatation est confondue avec celle trouvée dans notre travail où les résultats ont montrés.

IV. 4.3.2 Série 2 : variation de l'angle de frottement

Dans ce cas, en faisant varier l'angle de frottement φ dans un intervalle de valeurs allant d'une valeur minimale φ_{min} à une autre maximale φ_{max} dont la cohésion C considérée est correspond à une valeur constante. (Tableaux IV.16, IV 17, IV 18 et IV.19)

Nous obtenons les courbes de variation de la largeur minimale en fonction d'angle de frottement « $B_{min} = f(\varphi)$ » qui sont représentés sur les figures ci-dessous

<i>Site 1</i>	<i>Sol de fondation</i>	<i>Semelles</i>	<i>Largeur minimale B_{min} (m)/frottement</i>		
			<i>Valeur moyenne</i>	<i>Valeur maximale</i>	<i>Valeur minimale</i>

				φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}
Lycée 1000 places Haratan	marne	filantes	SF1	0.78	0.71	0.86
			SF2	1.47	1.35	1.61
			SF3	1.96	1.79	2.16
		rectangulaires	S1	1.16	1.11	1.21
			S2	1.52	1.45	1.59
			S3	1.96	1.87	2.06
		carrées	S'1	0.85	0.81	0.89
			S'2	1.29	1.23	1.35
			S'3	1.48	1.41	1.55

Tableau IV.16 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 1)

Site 2	Sol de fondation	Semelles	Largeur minimale B_{min} (m)/frottement			
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale	
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}	
Lycée 1000 places Rabah	Sable argileux	filantes	SF1	0.85	0.81	0.90
			SF2	1.61	1.54	1.70
			SF3	2.17	2.06	2.29
		rectangulaires	S1	1.20	1.17	1.23
			S2	1.58	1.54	1.62
			S3	2.04	1.99	2.10
		carrées	S'1	0.88	0.86	0.90
			S'2	1.33	1.30	1.37
			S'3	1.53	1.49	1.57

Tableau IV.17 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (série 2, site 2)

Site 3	Sol de fondation	Semelles	Largeur minimale B_{min} (m)/frottement			
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale	
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}	
e n t a	Limon	filantes	SF1	0.94	0.92	0.97

	argileux		SF2	1.78	1.73	1.83
			SF3	2.40	2.34	2.46
			S1	1.27	1.25	1.29
		rectangulaires	S2	1.67	1.65	1.69
			S3	2.16	2.13	2.19
			S'1	0.93	0.92	0.94
		carrées	S'2	1.42	1.40	1.44
			S'3	1.62	1.60	1.64

Tableau IV.18 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (série 2, site 3)

Site 4	Sol de fondation	Semelles	Largeur minimale B_{\min} (m)/frottement			
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale	
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}	
Siège daira + résidence à Taher	Argile limoneuse	filantes	SF1	0.51	0.43	0.60
			SF2	0.99	0.84	1.16
			SF3	1.31	1.10	1.55
		rectangulaires	S1	0.94	0.86	1.02
			S2	1.23	1.13	1.33
			S3	1.59	1.45	1.73
		carrées	S'1	0.69	0.63	0.75
			S'2	1.04	0.95	1.13
			S'3	1.19	1.09	1.29

Tableau IV.19 : Largeurs minimales B_{\min} (m) des semelles (série 2, site 4)

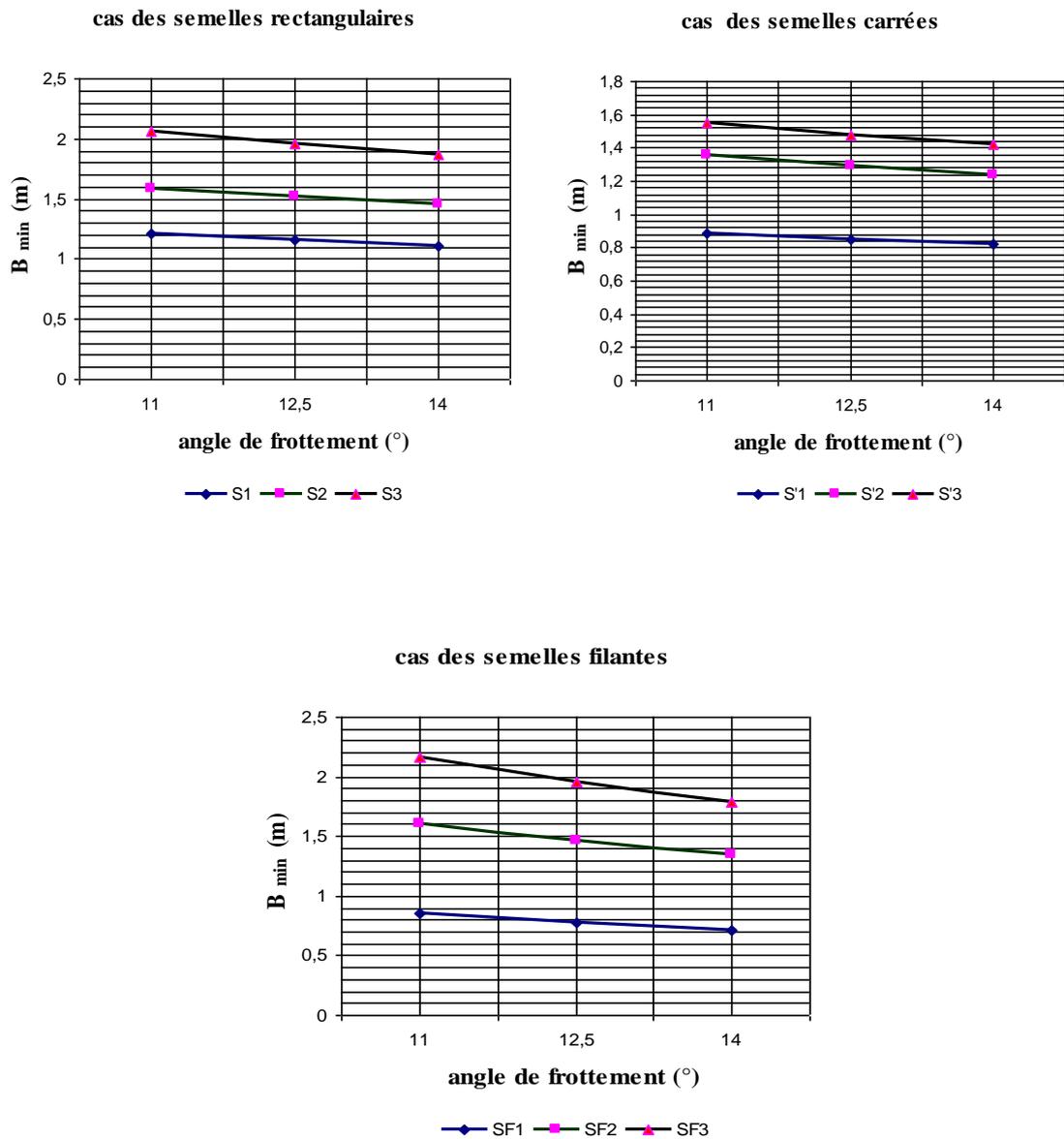


Figure IV.9: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 1)

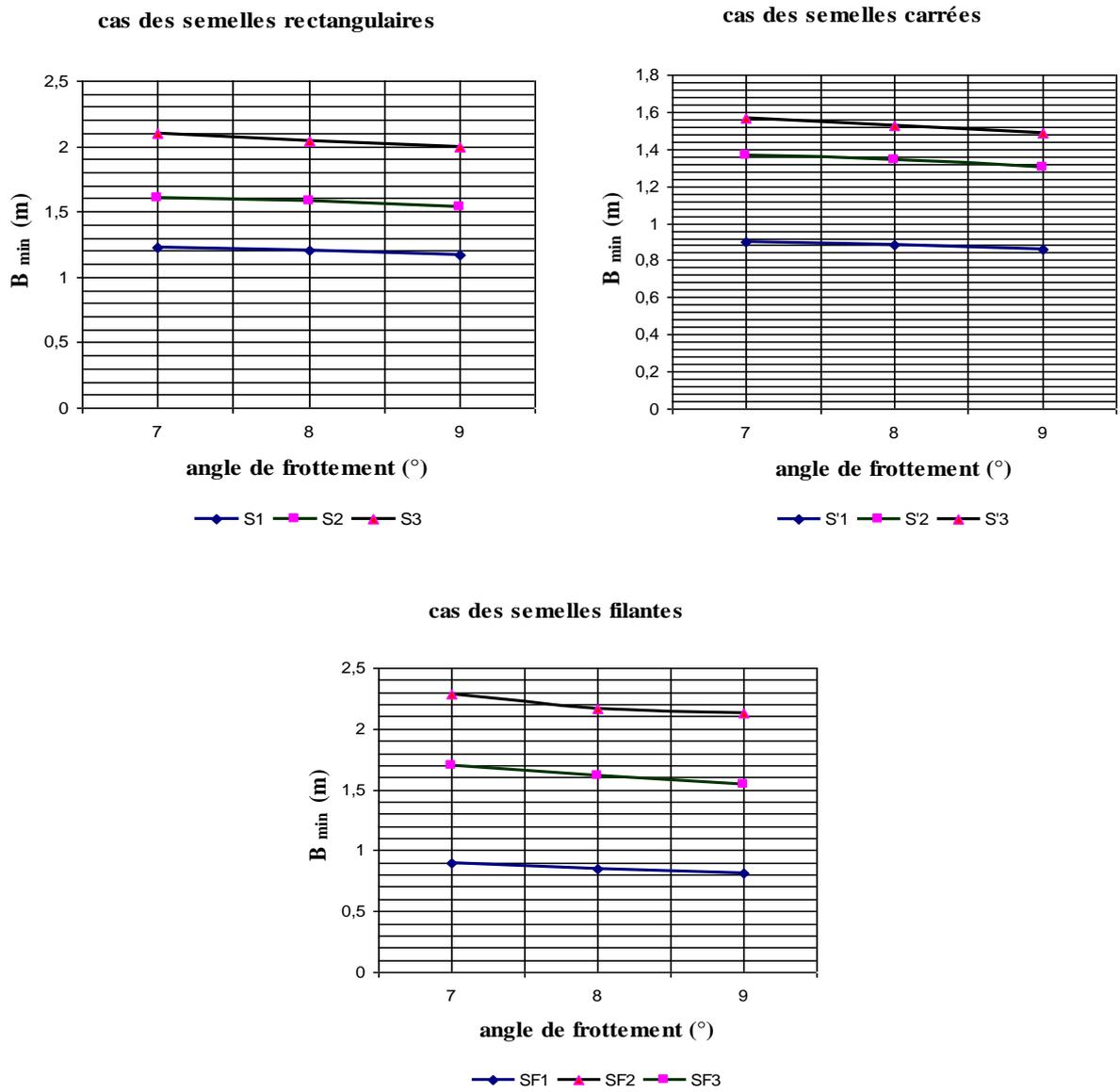
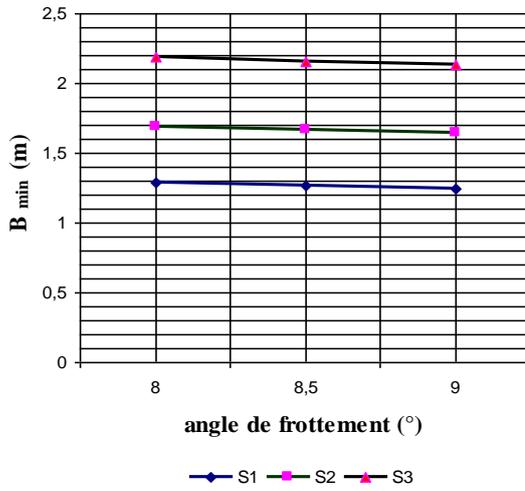
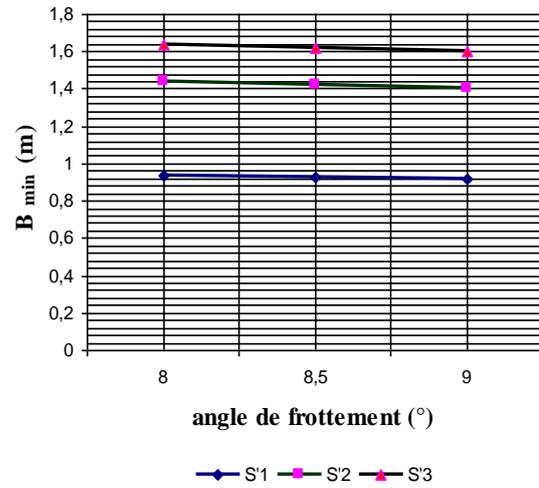


Figure IV.10: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 2)

cas des semelles rectangulaires



cas des semelles carrées



cas des semelles filantes

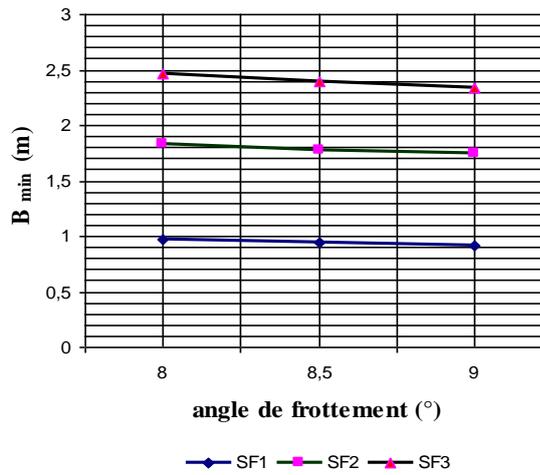


Figure IV.11: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 3)

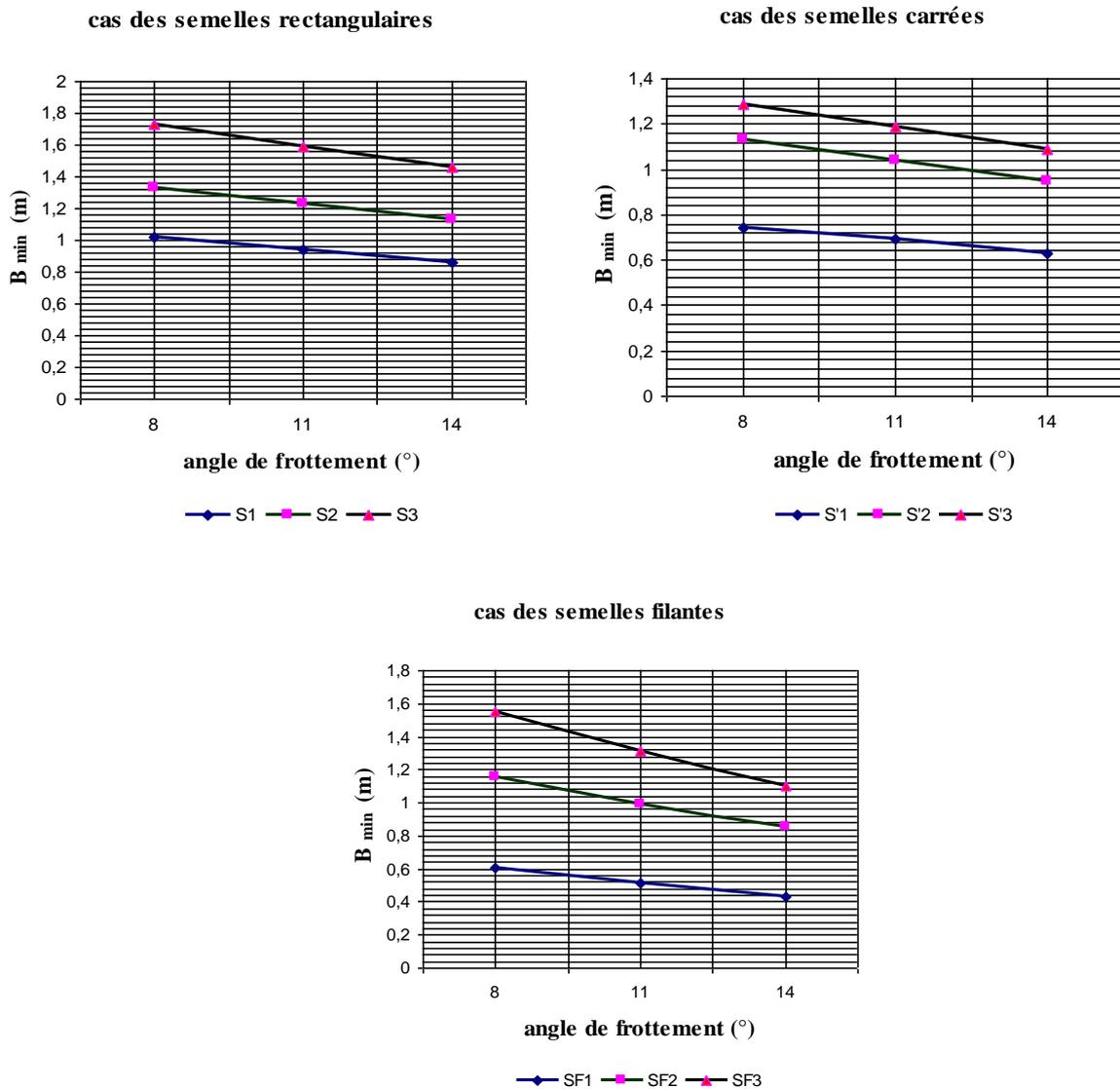


Figure IV.12: variation de B_{min} en fonction d'angle de frottement (cas de site 4)

Interprétation des résultats

Les courbes représentées sur les figures IV.9, IV.10, IV.11 et IV.12 montrent que la largeur minimale B_{min} d'une fondation superficielle diminue en fonction de l'augmentation d'angle de frottement pour les différents sites et types des semelles étudiées.

L'augmentation de l'angle de frottement entraîne une augmentation de la capacité portante des fondations à cause des facteurs de portance N_γ , N_q , N_c qui augmentent relativement avec l'angle ϕ (Tableau IV.5).

Lorsque on augmente la charge appliquée et quelque soit le type de fondation (filantes, rectangulaires ou carrées) cela conduit à une augmentation de sa largeur, la figure IV.12 montre que pour un sol de cohésion $c=55\text{KPa}$, la largeur minimale B_{\min} obtenue varie de 0.51m dont le chargement appliquée est égale à $N_{\text{ult}}=166.54 \text{ KN/ml}$, $M_{\text{ult}}=0.43\text{KN.m}$ (cas des semelles filantes type SF1) à 1.31m lorsqu'on augmente la charge jusqu'à 430.54 KN/ml, et le moment à 1.01 KN.m (cas des semelles SF3), on observe une augmentation de 60% de la largeur (Figures IV.9, IV.10, IV.11, IV.12)

On constate que les largeurs B_{\min} obtenus sont relativement élevées pour le cas des semelles filantes SF3, rectangulaires S3 et carrées S'3 qui représente les charges les plus défavorables.

On peut constater également sur les figures IV.10 et IV.11, que pour un angle de frottement $\phi < 10^\circ$, une faible diminution d'angle de frottement conduit à une augmentation de la largeur B_{\min} qui ne dépasse pas 5% et cela pour des valeurs de cohésion inférieur ou égale à 40 KPa.

On observe aussi , sur la figure IV.9, qu'une faible diminution de l'angle ϕ augmente la largeur B_{\min} de 10% ,dont cette variation de B_{\min} peut atteindre 20% (Figure IV.12),et cela pour des sites ayant des angles de frottement $\phi > 10^\circ$,car les valeurs des facteurs N_γ , N_q , N_c se divergent relativement lorsque la valeur de ϕ est supérieur à 10° (Tableau IV.5) ,ce qui montre que les incertitudes de mesure de paramètre ϕ pour des sites ayant des angles de frottement $\phi > 10^\circ$ conduit à des résultats sous estimées de B_{\min} ,et cela lorsqu'on augmente l'angle de frottement de sa valeur réelle .

Pour le cas des semelles isolées (rectangulaires ou carrées), une faible diminution de l'angle de frottement n'influe pas sur les résultats qui restent très proches, soit une augmentation de 5% jusqu' 10% de B_{\min} .(Figures IV.9, IV.10, IV.11 et IV.12), donc pour des valeurs d'angle de frottement inférieurs à 15° la diminution de ϕ a une influence limitée quelque soit la forme de la semelle (carrée ou rectangulaire).

III .5 Influence des facteurs de portance N_γ , N_q et N_c

Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles ont une allure identique puisqu'elles sont toutes présentées selon la décomposition en trois termes introduite par Terzaghi (équation 4.1), mais les détails sont très variés d'un auteur à autre. La prise en compte des valeurs des facteurs de portance N_γ , N_q , N_c donnés par différents solutions proposées modifie sensiblement le résultats de calcul de la largeur B_{\min} (Figure IV.13)

Une comparaison des résultats de B_{\min} obtenues par différentes méthodes de calcul(Meyerhof, Terzaghi,)avec celles d'autres méthode réglementaires(Eurocode,DTR.BC-2-331) a été faite dans le cadre de notre étude ,soit une semelle filante (SF1) soumise à une charge excentrée $N_{\text{ult}}, M_{\text{ult}}$ (Tableau IV.6), fondée sur deux mètres de profondeur dans un sol dont les caractéristiques géotechniques sont exprimées dans le tableau IV.20

<i>Type de Sol : limon argileux</i>	<i>valeurs</i>
Poids volumique γ (KN/m^3)	18

Encastrement D (m)	2.00
Cohésion c (KPa)	30
Angle de frottement φ (°)	9

Tableau IV.20 : Données géotechniques (site : école fondamentale à Beni Hbib)

Les facteurs de portance sont calculés d'après les tableaux (II.1, II.2, II.5, chapitre II , IV5 , IV.22), dont les résultats trouvés en utilisant les différentes solutions sont résumés dans le tableau IV.21

Solutions		Facteurs de portance			Largeur minimale B_{min} (m)
		N_γ	N_q	N_c	
Réglementaires	<i>DTR</i>	0.42	2.32	8.02	0.92
	<i>Eurocode7.1</i>	0.42	2.32	7.94	0.93
Théoriques	<i>Terzaghi</i>	0.44	2.44	9.09	0.84
Empiriques	<i>Meyerhof</i>	0.28	2.25	7.92	0.94

Tableau IV.21 : Largeurs minimales B_{min} (m) d'une semelle filante selon les différentes solutions

φ	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5,1
5	0,11	1,6	6,5

10	0,5	2,5	8,3
15	1,6	3,9	11
20	4,6	6,4	14,8
25	9	10,7	20,7
30	20	18,4	30,1
35	45	33,3	46,1
40	106	64,2	75,3
45	268	134,9	133,9

Tableau IV.22 : valeurs des coefficient N_γ , N_q , N_c proposés par l'Eurocode 7-1

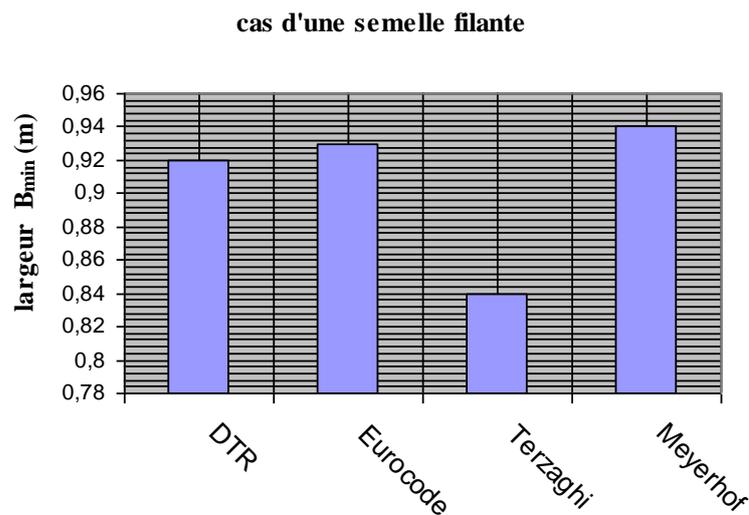


Figure IV.13 : comparaison des largeurs B_{\min} (m) d'une semelle filante selon les différentes solutions

« DTR – Eurocode – Terzaghi – Meyerhof »

La comparaison des résultats de B_{\min} obtenues par les différentes solutions du DTR-BC-2-331 et de l'Eurocode 7-1 avec celle de la solution théorique de Terzaghi et empirique de Meyerhof, indique clairement une convergence des résultats dans les cas suivants :

La figure IV.13 montre que pour le cas d'un site d'angle de frottements $\phi=9^\circ$, le choix des valeurs N_γ , N_q , N_c a une influence remarquable sur le dimensionnement de la largeur d'une semelle filante,

dont la valeur de B_{min} la plus faible est obtenue selon la solution de Terzaghi, par contre, les autres solutions du DTR, Eurocode 7-1 et Meyerhof donnent des valeurs de B_{min} relativement proches.

Une diminution de 10% de la largeur B_{min} lorsqu'on choisit la solution de Terzaghi par rapport aux autres solutions, et cet écart augmente avec l'augmentation d'angle interne (exemple lorsque $\varphi > 30^\circ$) (Figure IV.14), donc, le choix des valeurs N_γ , N_q , N_c correspondants aux solutions réglementaires est plus sécuritaires.

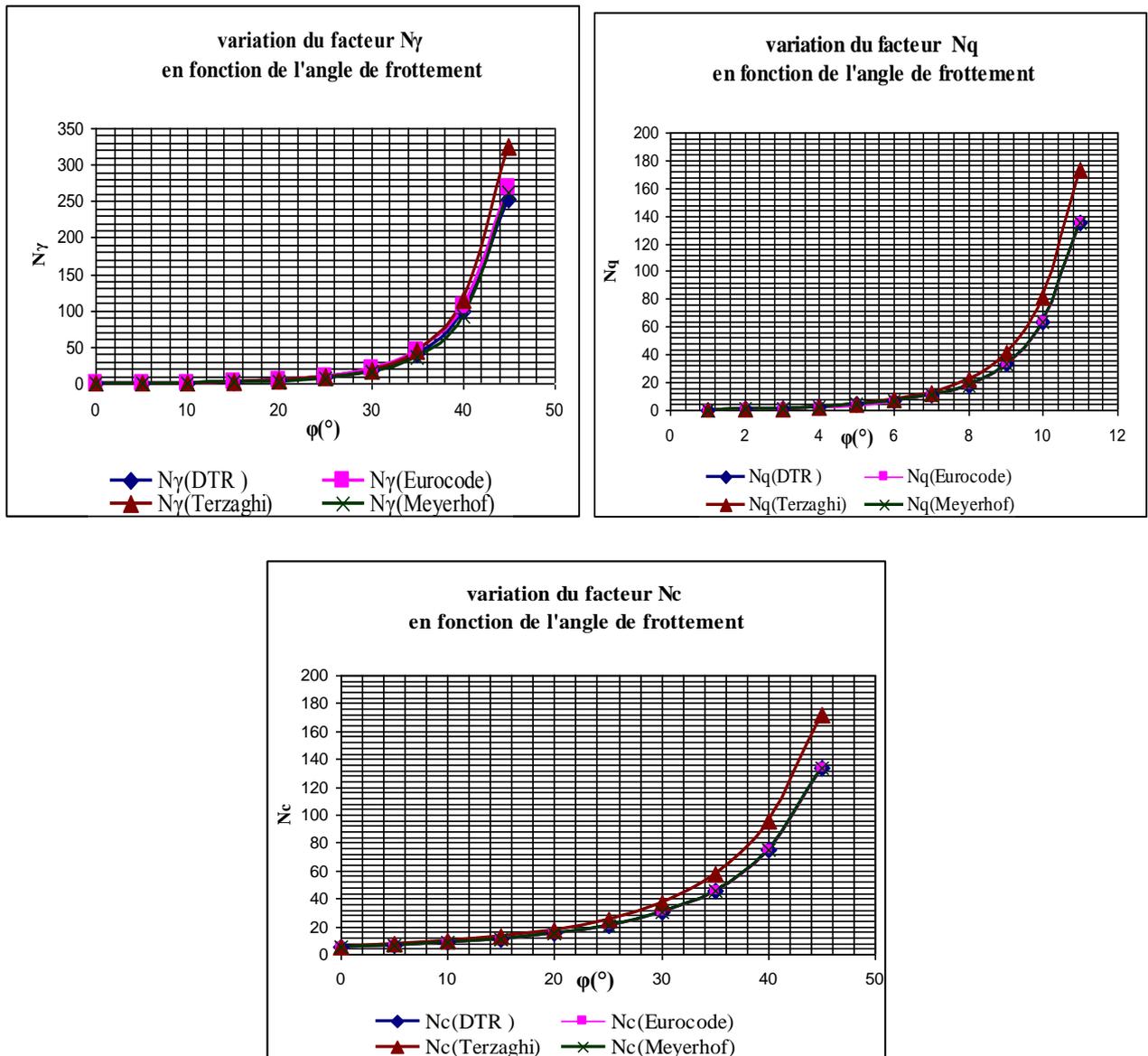


Figure IV.14: variation des facteurs N_γ , N_q , N_c avec l'angle de frottement

IV.6 Identification des sols in situ

Le coût élevé des sondages carottés incite actuellement les bureaux d'étude de sols à faire recours aux essais in situ, engendrant parfois, pour certains projets, des incohérences entre la nature

du sol constatée après l'ouverture des fouilles et les paramètres géotechniques pris en compte dans la conception et le calcul.

Certes, les essais in situ ne sont pas exempts de critiques, mais ils présentent, sur les essais de laboratoire, des avantages certains dont le principal, outre celui que nous venons d'indiquer, est qu'ils sont rapides et bon marché. Ce qui permet, sur un même chantier, d'en réaliser un grand nombre. On peut ainsi apprécier l'hétérogénéité d'un site et soumettre pour chaque couche rencontrée les résultats expérimentaux à une analyse statistique pour pouvoir choisir les valeurs des caractéristiques mécaniques dans un intervalle de confiance.

IV.6.1 Influence des paramètres pressiométriques

Les données pressiométriques sont relevées sur des sites situés dans la wilaya de Jijel (Tableaux IV.23, IV.24). Nous mettons ici en avant la variabilité des valeurs pressiométriques obtenues pour une formation donnée en considérant l'ensemble des forages, puis chaque sondage pris en compte individuellement.

La classification des valeurs en fonction de la lithologie est réalisée selon la coupe établie par le sondeur sur le site. Précisons que seuls les essais jugés correctement conduits ont été retenus pour l'analyse.

- Site 1 : étude géotechnique bibliothèque Taher

sondage	D (m)	Profondeur	lithologie	sondage	profondeur	lithologie
SP1	1.5	0.00-0.50m	Remblai	SP2	0.00-0.80m	Remblai
		0.50-1.50m	Limon argileux		0.80-2.00m	Argile limoneuse
		1.50-2.00m	Argile limoneuse		2.00-4.00m	Argile marneuse
		2.00-3.50m	Argile marneuse		4.00-5.00m	Marne grise
		3.50-8.00m	Argile marneuse		5.00-9.00m	Argile marneuse

Tableau IV.23 : coupe lithologique « sondages SP1, SP2, site 1 »

- Site 2 : étude géotechnique université Tassoust

sondage	D (m)	Profondeur	lithologie
SP1	2.00	0.00-2.20m	Sable
		2.20-3.50m	Sable graveleux
		3.50-6.50m	Sable argileux
		6.50-11 m	Sable fin

Tableau IV.24 : coupe lithologique « sondage SP1, site 2 »

- Site 3 : étude géotechnique 20logements Belghimouz

sondage	D (m)	Profondeur	lithologie
SP1	1.00 après 2m de terrassement	0.00-2.00m	Remblai
		2.00-7.00m	argile
		7.00-11.00m	marne

Tableau IV.25 : coupe lithologique « sondage SP1, site 3 »

- Site 4 : étude géotechnique 60logements sociaux Djimla

sondage	D (m)	Profondeur	lithologie
SP1	2.00 après 1m de terrassement	0.00-2.00m	Remblai
		2.00-7.00m	Marne argileuse
		7.00-11m	Argile marneuse

Tableau IV.26 : coupe lithologique « sondage SP1, site 4 »

Nous avons obtenus pour les forages exécutés les pressions limites nettes p_l^* et modules pressiométriques E_m obtenus au sein des matériaux rencontrés lors de la reconnaissance.

La formule empirique donnant la contrainte de rupture sous la fondation en fonction de la pression limite conventionnelle p_l s'écrit : [9]

$$q_u = \gamma \cdot D + k_p \cdot p_l^* l_e \dots [4.4]$$

Avec $p_l^* l_e = P_{le} - P_o$: pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes sur une profondeur $1,5B$ sous la semelle, les pressions limites nettes sont plafonnées à $1,5 p_{l_{min}}$ sur la profondeur envisagée. [9]

On distingue les catégories des sols suivantes : argiles, limons, sables, graves, craies, marnes, marno-calcaires, roches altérées ou fragmentées. Pour chaque classe de sol, on peut calculer le facteur de portance k_p comme indiqué sur le tableau III.7 ,chapitre III ; ou bien sur la figure extraite du DTR BC 2.331 .(Figure IV.15)

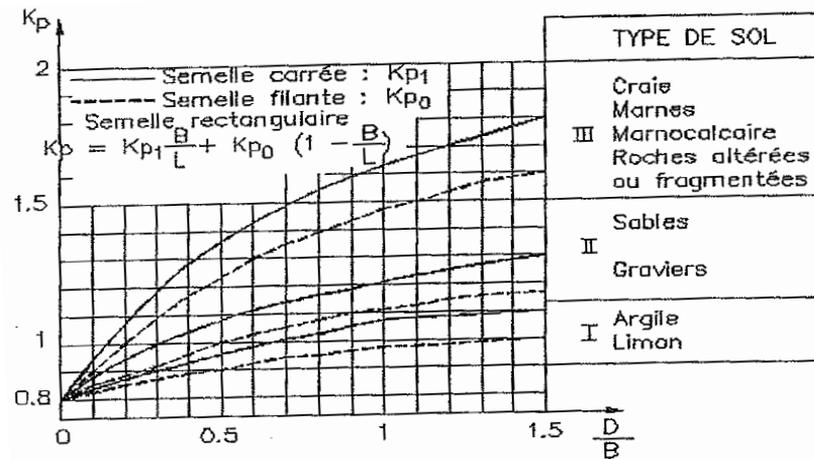


Figure IV.15 : valeurs du facteur K_p [9]

Exemple numérique

On se propose d'étudier une fondation superficielle carrée, fondée sur deux mètres de profondeur dans un sol dont les caractéristiques pressiométriques sont exprimées dans le tableau IV.27.

Profondeur (m)	Pression de fluage nette P_f (bars)	Pression limite nette P_l^* (bars)	Module pressiométrique E_m (bars)
1.00	3.9	6.6	78
2.00	3.1	5.6	44
3.00	>6.6	14	110
4.00	8.1	17	180
5.00	6.7	13	220
6.00	9.6	18	230
7.00	9.9	26	360

Tableau IV.27: caractéristiques pressiométriques du site « université de Tassoust »

Dans ce cas, on a établi un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol [D ; D + 1,5B], de la forme : $Pl^*(z) = az + b$ [9]

La pression limite équivalente est égale à : $Pl^*_e = pl^*(D+2/3B)$ [9]

Cette fondation sera soumise à une charge de 404 kN et deux moments, suivant les deux directions. (Tableau IV.28),

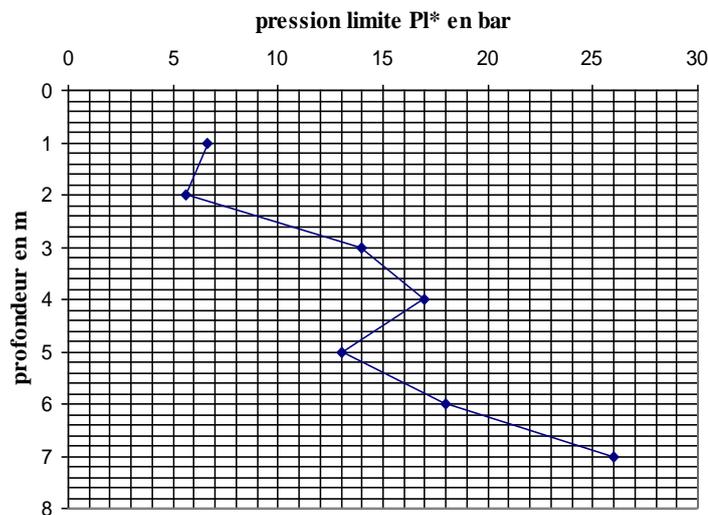


Figure IV.16: profil pressiométrique

Cas de chargement			excentrement	
N_{ult}	$M_{ult(xx)}$	$M_{ult(yy)}$	$e_B = M_{ult(xx)} / N_{ult}$	$e_L = M_{ult(yy)} / N_{ult}$
(KN)	sens xx (KN.m)	sens yy (KN.m)	(m)	(m)
404	1.38	0.29	$3.41 \cdot 10^{-3}$	$7.17 \cdot 10^{-4}$

Tableau IV.28 : cas de chargement d'une semelle carrée

Le dimensionnement de la surface utile de la fondation à l'état ultime se fait de manière itérative : on choisit la largeur B_{min} de la fondation et on fait un calcul de capacité portante. On doit vérifier que la pression de référence ($q_{réf}$) exercée sur le sol soit inférieure à la capacité portante ultime

pondérée q_u du sol (inéquation 4.2). Si la condition n'est pas vérifiée, on augmente les dimensions de la fondation et on recalcule la capacité portante jusqu'à que cette inégalité soit vérifiée.

B_{min} (m)	Sol de fondation	K_p	P^*l_e (KPa)	q_o (KPa)	q_u (KPa)	q_{ref} (KPa)
0.90	sable	1.3	728	40	986.4	503.88

**Tableau IV.29 : Largeur minimale B_{min} (m) d'une semelle carrée
Selon les résultats pressiométriques**

Les tableaux IV.30, IV.31, IV.32, IV.33 et IV.34 présentent un résumé des largeurs des semelles obtenues pour les chargements présentés sur les tableaux IV.6 et IV.7.

Site1	Semelles		pl^*_e (KPa)	k_p	B_{min} (m)
bibliothèque Taher SP1	filantes	SF1	1200	1.00	0.40
		SF2	1200	1.00	0.55
		SF3	1200	1.00	0.70
	rectangulaires	S1	1200	1.06	0.75
		S2	1200	1.07	0.95
		S3	1356	1.05	1.15
	carrées	S'1	1200	1.10	0.55
		S'2	1200	1.10	0.80
		S'3	1200	1.10	0.90

Tableau IV.30 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (SP1, site 1)

Site1	Semelles		pl^*_e (KPa)	k_p	B_{min} (m)
équ e Tah ar	filantes	SF1	770	1.00	0.45
		SF2	770	1.00	0.85

	rectangulaires	SF3	823	1.50	1.00
		S1	770	1.06	0.90
		S2	846	1.07	1.10
	carrées	S3	912	1.04	1.40
		S'1	770	1.10	0.65
		S'2	823	1.10	1.00
		S'3	846	1.10	1.10

Tableau IV.31 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (SP2, site 1)

Site2	Semelles		pl^*_e (KPa)	k_p	B_{min} (m)
université Tassoust, SP1	filantes	SF1	560	1.15	0.50
		SF2	709	1.15	0.80
		SF3	746	1.15	1.00
	rectangulaires	S1	716	1.24	0.85
		S2	764	1.26	1.10
		S3	746	1.24	1.35
	carrées	S'1	683	1.30	0.67
		S'2	728	1.30	0.90
		S'3	764	1.30	1.10

Tableau IV.32: Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (SP1, site 2)

Site3	Semelles		pl^*_e (KPa)	k_p	B_{min} (m)
20logements Belghimouz, SP1	filantes	SF1	500	1.00	0.65
		SF2	658	0.98	1.00
		SF3	706	0.94	1.30
	rectangulaires	S1	651	1.04	0.95
		S2	699	1.02	1.25
		S3	663	0.95	1.65
	carrées	S'1	620	1.1	0.75
		S'2	675	1.05	1.10
		S'3	692	1.05	1.20

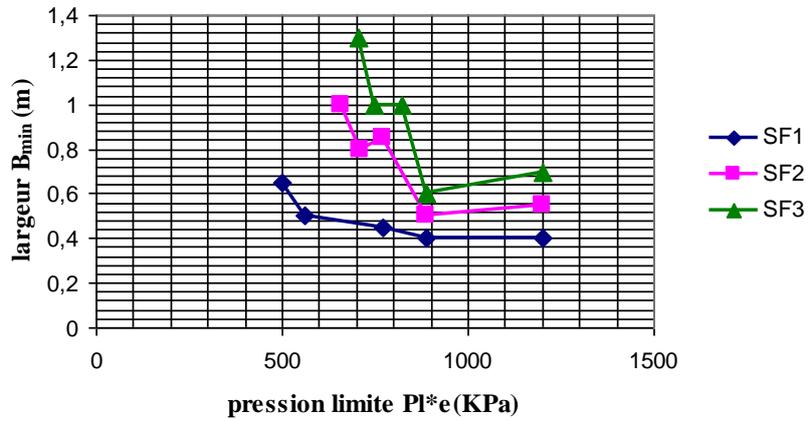
Tableau IV.33: Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (SP1, site 3)

Site4	Semelles		pl^*_e (KPa)	k_p	B_{min} (m)
60logements sociaux Djimla, SP1	filantes	SF1	890	1.60	0.40
		SF2	890	1.60	0.50
		SF3	890	1.60	0.60
	rectangulaires	S1	367	1.72	0.95
		S2	332	1.75	1.30
		S3	371	1.62	1.65
	carrées	S'1	394	1.80	0.70
		S'2	352	1.80	1.10
		S'3	332	1.80	1.30

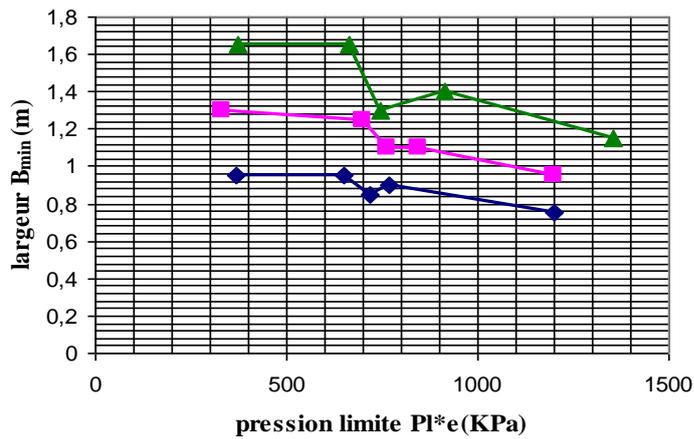
Tableau IV.34: Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (SP1, site 4)

Pour tous les sites et types de fondations étudiés, nous avons obtenus des courbes de variation (largeur minimale –pression limite nette équivalente) « $B_{min} = f(P1^*_e)$ » qui sont représentées sur les figures ci-dessous.

cas des semelles filantes



cas des semelles rectangulaires



cas des semelles carrées

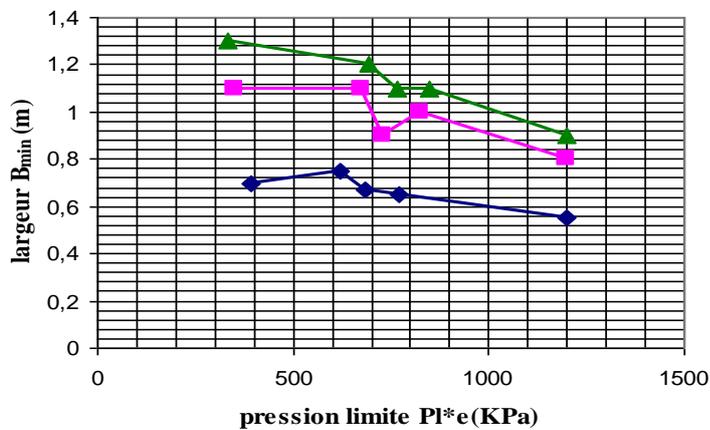


Figure IV.17 : variation de B_{min} en fonctions des pressions limites Pl^*_e pour différents sites

Interprétation des résultats

La figure IV.17 montre que la largeur minimale B_{min} d'une fondation superficielle (filante, rectangulaire ou carrée) diminue en fonction de l'augmentation de la pression limite nette équivalente Pl^*_e , en effet pour une charge N_{ult} égale à 166.54 KN/ml et un moment $M_{ult} = 0.43$ KN.m (cas des semelles filantes type SF1), la largeur B_{min} varie de 0.65m pour une pression limite nette $pl^*_e = 500$ KPa (site 3) à 0.40m pour que pl^*_e soit égale à 1200 KPa (site 1, sondage SP1), soit une diminution de 40% de la largeur.

Les résultats rassemblés dans les tableaux (IV.30, IV.31, IV.32, IV.33 et IV.34) montrent que les valeurs maximales de la largeur B_{min} sont obtenues pour le site 2 qui présente des faibles caractéristiques pressiométriques par rapport aux autres sites (valeurs des pressions limites comprises entre 500 à 700 KPa)

On remarque que les largeurs B_{min} obtenus sont relativement élevées pour le cas des semelles filantes SF3, rectangulaires S3 et carrées S'3 qui présentent les charges les plus élevées, donc la charge augmente, la largeur B_{min} aussi augmente, pour une augmentation de la charge de $N_{ult} = 166.54$ KN/ml, $M_{ult} = 0.43$ KN.m (cas des semelles filantes type SF1) jusqu'à $N_{ult} = 430.54$ KN/ml et $M_{ult} = 1.01$ KN.m (cas des semelles SF3), conduit à une augmentation peut atteindre 55% de la largeur (Tableau IV.31)

Pour le cas des semelles isolées, l'augmentation de la charge influe sensiblement sur les valeurs de B_{min} des semelles carrées et rectangulaires qui peut atteindre une augmentation de 46% (tableau IV.34)

On observe aussi que pour le cas des semelles filantes, l'augmentation de la charge influe sensiblement lorsque les valeurs de la pressions limite varie de 500 à 800KPa, qui peuvent conduire à une augmentation de B_{min} qui atteint 55% (cas de site 1, sondage SP2), mais pour les semelles rectangulaires et surtout carrées l'influence peut apparaître pour des pressions limites Pl^*_e inférieur à 400KPa (site 4)

Les résultats de la largeur B_{min} résumés dans les tableaux IV.30 et IV.31 montrent que pour le même site les données pressiométriques des sondages influent sensiblement sur le dimensionnement des semelles, en effet pour un chargement $N_{ult} = 430.54$ KN/ml, et un moment $M_{ult} = 1.01$ KN.m (cas des semelles SF3), la largeur B_{min} obtenue est égale 0.70m (cas des résultats du sondage SP1), pour le même chargement, la largeur B_{min} augmente jusqu'à 1.00m (cas du sondage SP2) donc le choix d'un point de sondage peut conduire à une sous-estimation dans le dimensionnement.

On constate que le type de sol ainsi que la valeur du facteur de portance K_p influent sensiblement sur la valeur de la largeur B_{min} , les tableaux IV.32 et IV.33 montrent que malgré que les deux sites 2 et 3 présentent presque les mêmes caractéristiques pressiométriques (pl^*_e comprise entre 500 à 700KPa), les valeurs de B_{min} pour le site 2 sont plus faibles que celles obtenues pour le site 3, et cela à cause des grandes valeurs du facteur K_p calculé pour le site 2 (cas des sables).

IV .7 Cas d'un essai pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur. Il est regrettable qu'aucune règle de calcul de la capacité portante à partir de l'essai pénétromètre dynamique n'ait été prescrite dans les nouveaux documents réglementaires [10]

En outre, on constate que dans les méthodes exposées, aucune définition n'a été proposée à la résistance pénétrométrique dynamique q_d équivalente intervenant dans la formule. On peut, par analogie avec les méthodes pressiométriques, calculer une résistance dynamique équivalente en prenant la valeur moyenne sur une zone utile de $1,5B$ sous la base de la fondation. Ceci, après avoir écrêté les valeurs élevées par rapport à la valeur moyenne dans cette zone [10]

Exemple numérique

On se propose d'étudier une fondation superficielle, filante, fondée sur deux mètres de profondeur dans un sol dont les caractéristiques pénétrométriques sont exprimées dans la figure IV.18

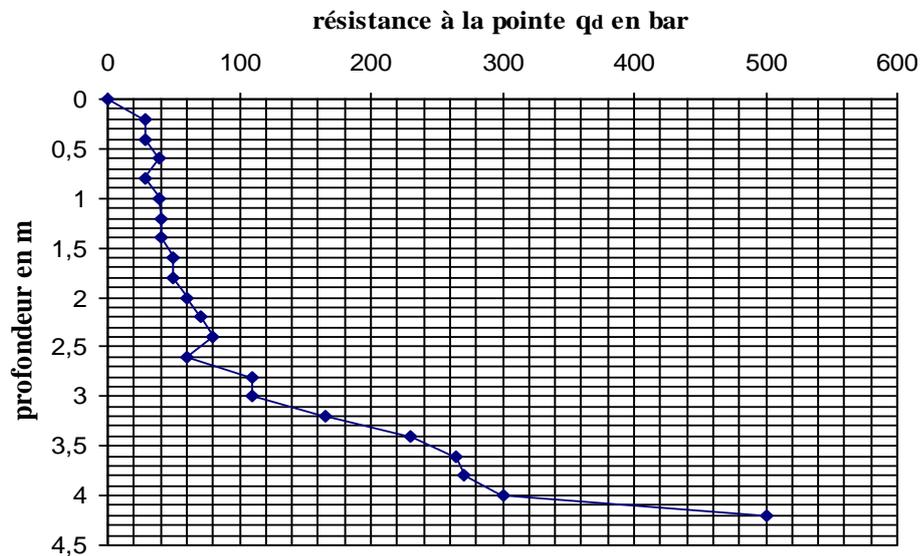


Figure IV.18 : pénétrogramme dynamique

N.B : les essais ont été exécutés jusqu'au refus.

Le dimensionnement de la surface utile de la fondation à l'état ultime se fait de manière itérative identique à celle présentée par la méthode pressiométrique. Cette fondation est soumise à une charge verticale $N_{ult} = 307.40$ kN et un moment M_{ult} (Tableau IV.35)

Cas de Chargement	Valeur
Charge verticale N_{ult}	307.40KN/ml
Moment M_{ult}	9.36 KN.m
Excentricité e	0.03 m

Tableau IV.35 : cas de chargement d'une semelle filante

L'estimation de la capacité ultime est comme suit :

B_{min} (m)	Sol de fondation	q_d (KPa)	q_o (Kpa)	$qu = q_d/7$ (Kpa)	q_{ref} (Kpa)
0.65	marne	7200	38	1028	521

Tableau IV.36 : Largeur minimale B_{min} (m) d'une semelle filante selon les résultats pénétrométriques

Les tableaux IV.37 et IV.38 présentent un résumé des largeurs des semelles obtenues pour les chargements présentés aux tableaux IV.6 et IV.7

Site1	Semelles		q_d (KPa)	B_{min} (m)
Lycée 1000 places Haratan, Pd1	filantes	SF1	6750	0.40
		SF2	7200	0.65
		SF3	7714	0.80
	rectangulaires	S1	7714	0.80
		S2	7875	1.00
		S3	8100	1.25
	carrées	S'1	7200	0.60
		S'2	7714	0.85
		S'3	7875	1.00

Tableau IV.37 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (Pd1, site 1)

Site2	Semelles		q_d (KPa)	B_{min} (m)
20logements Belghimouz, Pd1	filantes	SF1	2742	0.85
		SF2	2913	1.50
		SF3	2966	2.00
	rectangulaires	S1	2871	1.25
		S2	2922	1.60
		S3	2972	2.10
	carrées	S'1	2796	0.95
		S'2	2909	1.40
		S'3	2922	1.60

Tableau IV.38 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles (Pd1, site 2)

Interprétation des résultats

On observe sur les tableaux IV.37 et IV.38 que la largeur minimale B_{\min} d'une fondation superficielle (filante, rectangulaire ou carrée) diminue en fonction de l'augmentation de la résistance à la pénétration q_d . Pour une charge maximale $N_{ult} = 430.54 \text{ KN/ml}$ et un moment $M_{ult} = 1.01 \text{ KN.m}$ (cas des semelles filantes type SF3), la largeur B_{\min} varie de 0.80m pour une résistance q_d égale à 7714KPa (site 1) à 2.00m pour que q_d soit égale à 2966KPa (site 2), soit une augmentation de 60% de la largeur.

Les résultats montrent que les grandes valeurs de la largeur B_{\min} sont obtenus pour le site 2 qui présente des faibles résistances $q_d < 3000 \text{ KPa}$ par rapport au site 1.

On remarque aussi que pour le cas des semelles filantes, l'augmentation de la charge influe sensiblement lorsque les valeurs des résistances q_d sont inférieures à 3000KPa, cela peut conduire à une augmentation de 60% de la largeur (cas de site2).

Pour le type de semelles rectangulaires et carrées, l'augmentation de la largeur en fonction de l'augmentation de la charge atteint 40%, et cela pour les deux sites.

IV .8 Dimensionnement des fondations superficielles « Pressiomètre et essais de laboratoire »

On se propose ici de comparer les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, à partir des essais pressiométriques donnant la pression limite, et des essais de laboratoire donnant la cohésion et l'angle de frottement.

Des données de sondages pressiométriques ainsi que des résultats d'essai de laboratoire ont été mises à notre disposition et fournies par le laboratoire chargé de l'étude géotechnique d'un site destiné à réaliser un programme de 60 logements sociaux à Djimla, wilaya de Jijel suite à la demande de l'O.P.G.I ont permis la modélisation géologique et hydrogéologique du site étudié. (Tableaux IV.39, IV.40 et IV.41)

<i>sondage</i>	<i>Ancrage D (m)</i>	<i>Profondeur</i>	<i>lithologie</i>
Sc1	2.00 après 1m de terrassement	0.00-2.00m	Remblai
		2.00-7.00m	Marne argileuse
		7.00-10 m	Argile marneuse

Tableau IV.39 : coupe lithologique (sondage carotté Sc1)

<i>Site</i>	<i>Type de sol</i>	γ (KN/m^3)	<i>D</i> (<i>m</i>)	<i>Paramètres de résistance au cisaillement c, φ</i>	
				<i>c</i>	φ

				(Bar)	(°)
Site 60logements sociaux Djimla	Marne argileuse	18.6	2.00 m (après 1 m de terrassement)	0.35	4

Tableau IV.40 : caractérisation au laboratoire (site 60 logement Djimla)

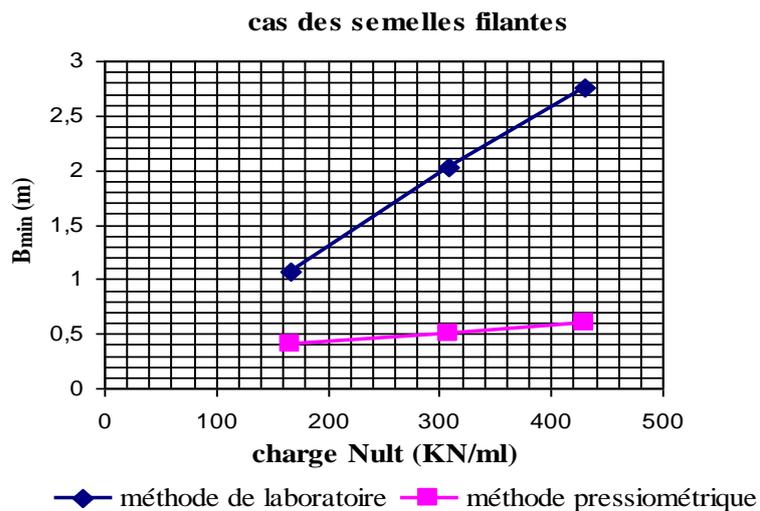
Profondeur (m)	Paramètres pressiométriques	
	Pression limite nette P_l^* (Bar)	Module pressiométrique E_m (Bar)
1.00	4.3	5
2.00	8.0	7
3.00	8.9	7
4.00	3.1	4
5.00	3.4	2
6.00	9.9	11

Tableau IV.41 : caractéristiques pressiométriques (site 60 logement Djimla)

Les tableaux IV.34 et IV.42 résument les largeurs des semelles obtenues à partir des données pressiométrique « méthode pressiométrique », ainsi que pour des mesures de cohésion et d'angle de frottement « méthode de laboratoire » en considérant tous les chargements présentés aux tableaux IV.6 et IV.7

site	Sol de fondation	Semelles	B_{min} (m)	
Site 60logements sociaux Djimla	Marne argileuse	filantes	SF1	1.07
			SF2	2.03
			SF3	2.76
		rectangulaires	S1	1.35
			S2	1.78
			S3	2.31
		carrées	S'1	0.99
			S'2	1.51
			S'3	1.73

Tableau IV.42 : Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles « méthode de laboratoire c, φ »



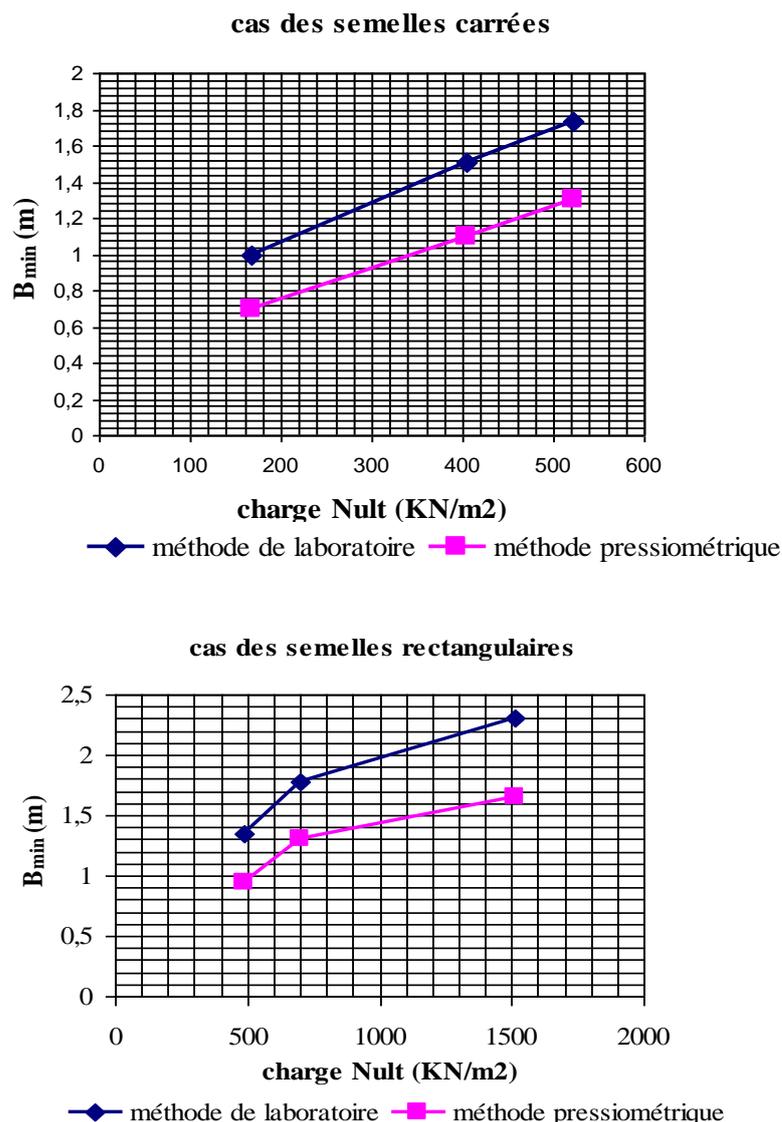


Figure IV.19 : variation de B_{min} en fonction de la charge N_{ult}

Interprétation des résultats

L'observation de la figure IV.19 montre que les courbes de variation de la largeur B_{min} en fonction de l'augmentation de la charge verticale N_{ult} ont la même allure, donc on constate que l'augmentation de la charge conduit à une augmentation de la largeur B_{min} quelque soit la méthode utilisée pour le dimensionnement (méthode de laboratoire ou pressiométrique).

Le tableau IV.42 montre que pour un sol cohérent où l'angle de frottement est faible ($\varphi=4^\circ$), ainsi que pour une charge supposée maximale $N_{ult}= 430.54$ KN/ml et un moment $M_{ult}=0.43$ KN.m (cas des semelles type SF3), l'application de la méthode classique c- φ donne des valeurs de B_{min} atteignent 2.76 m, dans le cas où l'on utilise la méthode pressiométrique, la valeur B_{min} obtenue diminue jusqu'à 0.60m (Tableau IV.34). Donc, l'écart de calcul de B_{min} entre les deux méthodes est de 80%, pour des faibles charges (cas des semelles SF1, SF2), l'écart diminue jusqu'à 60%.

Pour le cas des semelles rectangulaire et carrées, l'écart entre les résultats de B_{min} calculées à partir des deux méthodes représentés est presque constant et égale à 30% quelque soit la valeur de la charge. Donc le choix de la méthode de calcul de B_{min} joue un rôle important dans le dimensionnement des semelles et surtout celles de type filantes pour le cas des charges élevées.

On peut facilement conclure que les valeurs de B_{min} obtenues à partir de la méthode de laboratoire qui repose sur la mesure des deux paramètres de cohésion, et d'angle de frottement sont fortement surestimées par rapport à la méthode pressiométrique, ce qui pourrait influencer d'une façon défavorable sur le coût de réalisation des semelles.

IV .9 Dimensionnement des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et essais de laboratoire »

On se propose ici de comparer les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, à partir d'essais de pénétration dynamique, et des essais de laboratoire donnant la cohésion et l'angle de frottement.

Les résultats de calcul de la largeur minimale B_{min} pour chaque méthode sont regroupés dans les tableaux IV.37 et IV.43.

site	Sol de fondation	Semelles		B_{min} (m)
Lycée 1000 places à Haratan	Marne	filantes	SF1	0.76
			SF2	1.45
			SF3	1.93
		rectangulaires	S1	1.15
			S2	1.50
			S3	1.94
		carrées	S'1	0.84
			S'2	1.28
			S'3	1.46

Tableau IV.43: Largeurs minimales B_{min} (m) des semelles « méthode de laboratoire c, ϕ »

Interprétation des résultats

Les résultats résumés sur les tableaux IV.37 et IV.43 montrent que la comparaison entre les deux méthodes peut déduire les conclusions suivantes :

On constate que l'augmentation de la charge conduit à une augmentation de la largeur B_{min} quelque soit la méthode utilisée (méthode de laboratoire ou pénétrométrique).

l'application de la méthode classique $c-\phi$ donne des valeurs de B_{\min} atteignent 1.93 m, mais dans le cas où l'on utilise les résultats de l'essai pénétromètre dynamique, la valeur B_{\min} obtenue diminue jusqu'à 0.80m, donc l'écart de calcul de B_{\min} entre les deux méthodes est 60%, pour des faibles charges (cas des semelles SF1, SF2), l'écart diminue jusqu'à 50%.

Pour le cas des semelles rectangulaire et carrées, l'écart entre les résultats de B_{\min} calculées à partir des deux méthodes représentés est presque de 30% à 35% quelque soit la valeur de la charge.

On constate que les valeurs de B_{\min} obtenues à partir de la méthode de laboratoire qui repose sur la mesure des deux paramètres de cohésion, et d'angle de frottement sont surestimés par rapport à la méthode pénétrométrique, ce qui pourrait influencer d'une façon défavorable sur le coût des semelles.

IV .10 Dimensionnement des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et pressiomètre »

On se propose ici de comparer les méthodes empiriques de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, à partir d'essais in situ tel que la méthode pressiométrique ainsi que les données obtenus à partir d'un essai au pénétromètre dynamique.

Les résultats de calcul de la largeur minimale B_{\min} pour chaque méthode sont regroupés dans les tableaux IV.33 et IV.38 (vue précédemment).

Les résultats regroupés dans les tableaux IV.33 et IV.38 montrent qu'une comparaison entre les deux méthodes résume les conclusions suivantes :

On constate toujours que l'augmentation de la charge conduit à une augmentation de la largeur B_{\min} quelque soit la méthode utilisée (méthode pressiométrique ou pénétrométrique)

L'application de la méthode pénétrométrique donne des valeurs de B_{\min} atteignent 2.00 m, dans le cas où l'on utilise les résultats d'essai pressiométrique, la valeur B_{\min} obtenue diminue jusqu'à

1.30 m, donc l'écart de calcul de B_{\min} entre les deux méthodes est 55% (cas des charges maximale SF3), pour des faibles charges (cas des semelles SF1, SF2), l'écart diminue jusqu'à 25%.

Pour le cas des semelles rectangulaire et carrées, l'écart entre les résultats de B_{\min} calculées à partir des deux méthodes représentés est de 25% quelque soit la valeur de la charge appliquée.

On constate que les valeurs de B_{\min} obtenues à partir de la méthode pénétrométrique qui repose sur la mesure de la résistance à la pénétration q_d , sont surestimées par rapport à la méthode pressiométrique, ce qui pourrait influencer d'une façon défavorable sur le coût des semelles.

III .11 Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude paramétrique réalisée dans ce chapitre, permet de tirer un certain nombre de conclusions sur l'influence des paramètres ainsi que le choix de la méthode de calcul de capacité portante lors d'une étude des fondations. Il faut noter que cette étude se limite au cas des semelles filantes, rectangulaires et carrées en écartant le cas des radiers.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres des sols avec prudence afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leurs stabilité, car les incertitudes de mesure peuvent influencer d'une façon défavorable sur les sites de faibles angles de frottement et/ou cohésion, d'une part le dimensionnement des semelles, et d'autre part, le coût des fondations.

Généralement les règles empiriques permettent de passer directement des résultats des essais pressiométriques et pénétrométriques aux calculs des fondations et ne cherchent pas à déduire la cohésion et l'angle de frottement pour se rapprocher de méthodes de calcul plus anciennes et plus mécaniques qui donne des largeurs de semelles peu différentes de celles calculées d'après les essais in situ.

Dans tous les cas étudiés, les résultats obtenus à partir de l'essai pressiométrique donnent les plus petites dimensions des semelles.

Il nous semble que l'utilisation des essais in situ et surtout l'essai pressiométrique dans les études de fondations et la maîtrise de leur utilisation peuvent encore progresser et que ce progrès passe par l'analyse des données de diverses natures des sols disponibles, dont l'essai au pénétromètre dynamiques reste à employer avec plus de réserves.

Chapitre V

Impact économique –étude de cas

V. 1 Introduction

L'étude de sol est le segment le plus complexe dans la concrétisation d'un projet de génie civil. La difficulté est fonction du type de site auquel le laboratoire est confronté (conditions géologiques et hydrogéologiques) et de la complexité de l'ouvrage à implanter.

Il n'existe pas deux projets identiques et, quel que soient leurs similitudes, leur coût sera toujours différent.

En dehors des facteurs techniques de base, le large éventail de conditions économiques et institutionnelles des différents états membres entraîne toujours des variations. Cependant, les coûts de base du projet dépendent du coût réel du terrain, des matériaux, des équipements et de la main d'œuvre dans la région où le projet est réalisé. Ces coûts de base varient selon un certain nombre de facteurs qui sont abordés plus loin.

La décision de réaliser un projet est bien souvent prise avant le début de la phase de conception du projet par les architectes et les ingénieurs. Une mauvaise planification du coût budgétaire du projet au départ risque de retarder, de modifier ou même de mettre en péril le projet envisagé tout au long de sa réalisation.

Dans le cadre de notre étude, nous avons analysé et exploité des projets réalisés dont nous a permis d'estimer le coût d'infrastructure d'un bâtiment qui dépend essentiellement de deux paramètres : le poids total du bâtiment, et la contrainte admissible du sol. Figure V.1

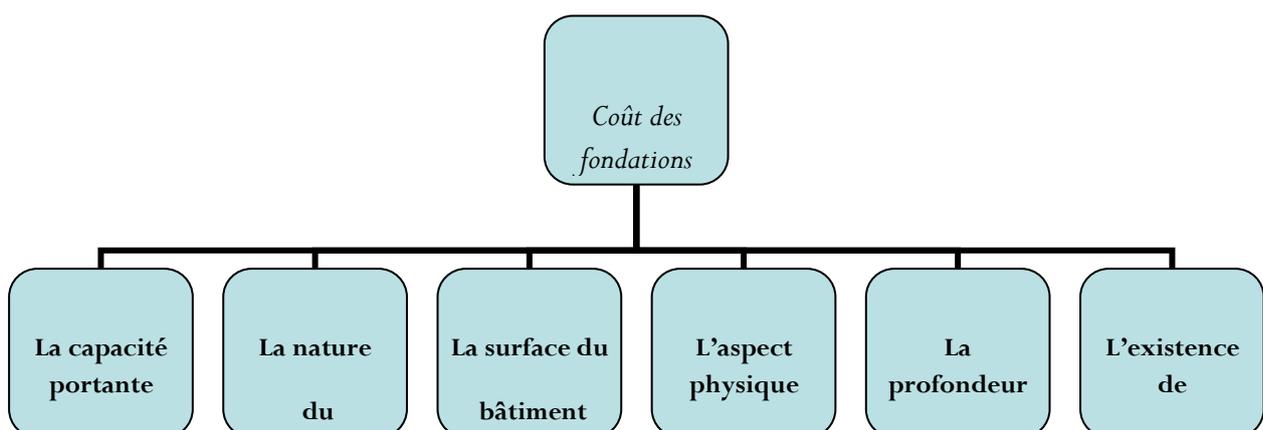


Figure V. 2 : Les paramètres décisionnels qui interviennent dans le coût de l'infrastructure

V.2 Normalisation et coût budgétaire du projet

Au début du processus d'élaboration du budget d'un projet, il est possible, en disposant d'un minimum d'information, de produire une planification de coûts détaillés en se basant sur les données concrètes de projets semblables déjà réalisés.

Par la suite, lorsque les particularités du projet sont connues, la planification des coûts devient le budget du projet envisagé.

À l'étape de la planification du coût budgétaire du projet, il n'est pas important de connaître la composition exacte de chacune de ces composantes, mais bien de savoir combien cela peut coûter de construire une enveloppe extérieure pour le type de bâtiment projeté. Tous les bâtiments présentent les mêmes composantes, comme l'infrastructure, l'enveloppe, la structure, les systèmes électriques et les systèmes mécaniques.

La méthode de classification des éléments du bâtiment permet ainsi, pour chacune des composantes du bâtiment projeté, d'établir les fonctions et paramètres sur lesquels le coût budgétaire du projet repose.

Ainsi, lors de la conception du projet, les professionnels devront prévoir les solutions conceptuelles et techniques qui répondront aux exigences établies lors de la planification du coût budgétaire du projet.

V. 3 Cahier des charges et faisabilité du projet

La première étape du cycle d'un projet est la détermination des exigences et la façon dont on peut les satisfaire. Cela comprend la décision quant à la taille et à la qualité nécessaires de l'infrastructure. Différentes options sont abordées à ce stade et évaluées en termes d'estimation large des coûts, de performance opérationnelle prévue et de bénéfices économiques. Des estimations de coûts préliminaires peuvent être entreprises à ce stade.

L'analyse coûts-avantages, qu'elle soit formelle ou non, suit l'élaboration du cahier des charges initial du projet. L'objectif est de tester si le projet, tel que spécifié, sera économiquement viable et s'il va générer un bon rapport qualité-prix.

a) Avant-projet détaillé

L'avant-projet détaillé d'un projet doit évaluer les quantités de matériaux nécessaires et le véritable travail de construction entraîné par la mise en oeuvre du projet. Les plans et les listes de quantités sont ensuite utilisés pour produire les coûts détaillés du projet et pour établir le calendrier de sa mise en oeuvre.

b) Le devis estimatif

Il convient de décrire sur la base des paramètres de coût les éléments suivants : le devis estimatif de chacune comprenant le modèle de référence décrivant la portée et le niveau de qualité attendue, la quantité nécessaire et l'unité de mesure. Ce devis estimatif devient une liste de référence pour encadrer les professionnels lors de la conception et de la réalisation du projet

c) Recherche d'entrepreneurs

La réalisation d'un projet implique la sélection d'un entrepreneur chargé de la construction du projet. L'approche conventionnelle de l'appel d'offres public consiste à publier un avis pour que les entreprises intéressées déposent une soumission pour l'ouvrage. Ces appels d'offres peuvent être ouverts à toutes les entreprises ou restreints à une liste de soumissionnaires présélectionnés. Tous les appels d'offres pour les grands projets du secteur public doivent être publiés.

d) Modèle d'évaluation analytique du coût

Le coût de construction peut se subdiviser en trois catégories :

- ✓ Coût des matières premières (matériaux).
- ✓ Main-d'œuvre.
- ✓ Frais généraux

• Coût des matériaux

L'estimation du coût des matériaux consiste à quantifier les volumes requis pour la construction et à obtenir les prix des fournisseurs ou des sous-traitants. Cette tâche, à priori simple, est cependant liée à toutes les imprécisions au niveau du devis demandé aux fournisseurs et qui entraînent une surestimation des coûts dont il résulte un accroissement de la marge d'erreur sur l'estimation globale

• Coût de la main-d'œuvre

La solution alternative aux formulations empiriques est l'évaluation analytique de la charge de travail. Une telle approche nécessite la connaissance de la durée de travail requise pour la tâche standard associée à chaque poste de travail ainsi que la subdivision en postes de l'ensemble du procédé de construction (toutes opérations comprises).

Avant de traiter ou d'analyser les coûts des fondations pour chaque projet consulté, il faut analyser d'abord quelques données techniques et architecturales caractéristiques telles que :

- ✓ Le nombre de bâtiment par projet.
- ✓ Surface plancher pour chaque projet.
- ✓ Nombre d'étages pour chaque bâtiment.

Type de contreventement et type de fondation.

Les tableaux (V.1 et V.2) montrent les différentes caractéristiques physiques et financières de l'étude de cas étudiée.

projet	Système de contreventement	Hauteur totale (m)	Nombre d'étage	Dimensions en plans (m)	Surface en (m ²)
--------	----------------------------	--------------------	----------------	-------------------------	------------------------------

Siège daïra +résidence	Portique autostable	13.60	R+3	19.25*32.40	623.7
Lycée 1000 place (bloc administration)	Contreventement mixte	14.96	R+3	20.85*16.70	348.19
Ecole fondamentale (bloc classes)	Portique autostable	7.32	R+1	29.70*10.00	297
Lycée 1000 place (bloc classes)	Portique autostable	6.80	R+1	22.30*9.80	218.54

Tableau V.1 : Caractéristiques architecturales des projets étudiés

V.4 Méthode de calcul des quantités

Les méthodes de calcul du coût des fondations d'un bâtiment sont basées sur le principe d'utilisation des paramètres quantitatifs et des prix unitaires associés (méthodes classiques). Le tableau V.2 présente les différentes fiches des prix unitaires archivés (disponibles).

Travaux	Prix unitaire (D.A)	unité
<ul style="list-style-type: none"> Terrassement 		
Terrassement en grande masse	180-200	m ³
Fouille en tranchée (ou en rigole)	200-320	m ³
Fouilles en puits	200-260	m ³
Fouilles en excavation pour radier général	260-270	m ³
Remblai des fouilles	100-300	m ³
Excavation à la décharge publique D.P	150-330	m ³
<ul style="list-style-type: none"> Gros œuvre infrastructure 		
Béton de propreté (250 kg/m ³) épaisseur 10cm	5000-7500	m ³
Béton armé de fondation (350 kg/m ³) :		
Semelles isolées ou filantes	24000-27500	m ³
Radier général	24000-27500	m ³

Tableau V.2 : Bordereau des prix unitaires

Les quantités sont calculées par les formules exposées dans le tableau V.3

Travaux	unité	Les quantités
<ul style="list-style-type: none"> Terrassement Terrassement des fouilles pour les semelles	m ³	$Q1 = \begin{cases} S_{isolés} \rightarrow \sum_{i=1}^n (B_{Si} + 0.2)(L_{Si} + 0.2).D \\ S_{filante} \rightarrow \sum_{i=1}^n (B_{fi} + 0.2)(L_{fi} + 0.2).D \\ S_{radier} \rightarrow S_R.D \end{cases}$
Remblai des fouilles avec les terres des déblais	m ³	$Q2 = \begin{cases} S_{isolés} \rightarrow Q1 - Q4 - Q7 \\ S_{filantes} \rightarrow Q1 - Q5 - Q8 \\ S_{radier} \rightarrow Q1 - Q6 - Q9 \end{cases}$
Transport des terres excédentaires à la décharge publique	m ³	$Q3 = Q1 - Q2$
<ul style="list-style-type: none"> Gros œuvre infrastructure Béton de propreté (250 kg/m ³) épaisseur 10cm Semelles isolées Semelles filantes Radier général	m ³	$Q4 = \sum_{i=1}^n (B_{Si} + 0.2)(L_{Si} + 0.2).0.1$ $Q5 = \sum_{i=1}^n (B_{fi} + 0.2)(L_{fi} + 0.2).0.1$ $Q6 = S_R.0.1$
Béton armé (350 kg/m ³) pour : Semelles isolées Semelles filantes Radier général	m ³	$Q7 = \sum_{i=1}^n B_{si}.L_{si}.hs_i$ $Q8 = \sum_{i=1}^n B_{fi}.L_{fi}.h_{fi}$ $Q9 = S_R.e_r - e_r \sum_{i=1}^n B_{Pri}.L_{Pri}$

Tableau V.3: Méthode de calcul des quantités (cas des fondations)

notation	désignation
----------	-------------

D	<i>ancrage des fondations</i>
B_{si}, L_{si}	<i>Largeur et longueur d'une semelle isolée</i>
B_{fi}, L_{fi}	<i>Largeur et longueur d'une semelle filante</i>
S_r	<i>La surface totale du radier</i>
h_{si}	<i>La hauteur d'une semelle isolée</i>
h_{sf}	<i>La hauteur d'une semelle filante</i>
e_r	<i>Épaisseur du radier</i>
B_{pr}, L_{pr}	<i>Largeur et longueur des poutres de rigidité</i>

Tableau V.4 : Désignation des notations utilisées dans le Tab IV.3

V.5 Étude paramétrique de l'influence des paramètres géotechniques sur l'estimation du coût des fondations

Pour estimer le coût de réalisation des fondations d'un projet de bâtiment, un certain nombre d'hypothèses de calcul sont généralement admises. Elles portent sur le coût de l'investissement, ainsi que les paramètres déterminants dans l'évaluation du coût. Dans ce cadre, nous avons donc réalisés une étude paramétrique sur certains paramètres afin d'étudier leur sensibilité sur l'estimation du coût des fondations dont la méthodologie suivie pour le dimensionnement des semelles est décrite au chapitre IV.

Nous avons aussi exploités des projets réalisés par plusieurs maîtres d'ouvrage dont l'analyse économique nous a permis de décomposer le coût total des fondations en plusieurs lots ou postes de dépense. Nous avons constaté que le coût des fondations d'un projet de bâtiment est composé de plusieurs coûts selon les postes de dépense indiqués par le tableau V.5. Il faut de préférence évaluer le coût de chaque poste sur la base des prix unitaires (tableau V.2)

travaux	quantité	unité	Prix unitaire	coût
<ul style="list-style-type: none"> Terrassement : Terrassement des fouilles pour les semelles 	Q_1	m^3	PU_1	$C_1=Q_1.PU_1$
Remblai des fouilles avec les terres des déblais	Q_2	m^3	PU_2	$C_2=Q_2.PU_2$
Transport des terres excédentaires à la décharge publique	Q_3	m^3	PU_3	$C_3=Q_3.PU_3$
<ul style="list-style-type: none"> Gros œuvre 				

infrastructure Béton de propreté (250kg/m^3), épaisseur 10cm :					
	Semelles isolées				
	Semelles filantes	Q_4		PU_4	$C_4=Q_4.PU_4$
	Radier général	Q_5	m^3	PU_5	$C_5=Q_5.PU_5$
		m^3	PU_6	$C_6=Q_6.PU_6$	
		m^3			
Béton armé (350 kg/m^3) pour :					
	Semelles isolées	Q_7	m^3	PU_7	$C_7=Q_7.PU_7$
	Semelles filantes	Q_8	m^3	PU_8	$C_8=Q_8.PU_8$
	Radier général	Q_9	m^3	PU_9	$C_9=Q_9.PU_9$

Tableau V.5: Différents postes de dépense composants le coût des fondations

V. 5.1 Exemple numérique du calcul de coût des fondations pour la réalisation d'une école fondamentale (bloc classes)

Dans ce paragraphe nous avons exposé, un exemple d'application sur un cas réel du calcul des coûts. Le projet étudié consiste à réaliser une école fondamentale située dans la wilaya Jijel.

Le bâtiment R+1, de forme parallélépipédique, a comme longueur 29.70 m, largeur 10 m et hauteur 7.32m, pour une surface de plancher de 297 m^2 . A partir du niveau du sol, la structure est entièrement en béton armé est constituée de poteaux, poutres principales et poutres secondaires. Les poteaux à section rectangulaire de dimensions de $30*50\text{ cm}$.

Avant de commencer l'analyse économique et financière du projet, il convient de rassembler toutes les informations réunies et élaborées pour le dimensionnement des fondations. En général, les données et les éléments à considérer sont les suivants:

- ✓ L'identification des sols
- ✓ cas de chargement appliqué pour chaque type de fondation (semelles filantes, rectangulaires et semelles carrées)
- ✓ La méthode utilisée pour le dimensionnement.

L'ensemble des caractéristiques géotechniques déterminées sur site ainsi que les charges appliquées aux semelles pour lesquelles les fondations ont été dimensionnées sont résumés dans les tableaux V.6 et V.7

semelle	Ancrage D (m)	$q_0 = \gamma \cdot D$ (kPa)	Sol de fondation	Pl^*e (kPa)	K_p	q_u (kPa)	q_{ref} (kPa)	B (m)
S1	2.00	37.2	marne	352	1.72	642.64	339	1.10
S2				367	1.72	668.44	351	0.95
S'1				383	1.80	726.60	349	0.80

Tableau V.6:Caractéristiques géotechniques (site 60 logements sociaux Djimla)

Semelle		Cas de chargement		excentrement
		N_{ult} KN	$e_B = \frac{M_{ult (xx)}}{N_{ult}}$ sens xx m	$e_L = \frac{M_{ult (yy)}}{N_{ult}}$ sens yy m
rectangulaires	S1	651.47	$0.04 \cdot 10^{-3}$	0.04
	S2	485	$1.65 \cdot 10^{-4}$	$6.2 \cdot 10^{-2}$
carrées	S'1	212.42	$4.70 \cdot 10^{-5}$	0.02

Tableau V.7 : Cas du chargement appliqué

Le tableau IV.8 présente un résumé des largeurs des semelles obtenues pour le cas de chargement présenté ci-dessus dont la hauteur des semelles est égale à 40cm.

semelles	B_s (m)	$L_s = a/b \cdot B_s$ (m)	h_s (cm)	Nombre semelle
S1	0.80	1.33	40	7

S2	0.75	1.24	40	7
S'1	0.60	0.60	40	7

Tableau V.8 : Caractéristiques géométriques des semelles

Le tableau V.9 résume les quantités et les coûts de chaque poste de dépense calculé par les formules exposées dans les tableaux V.3 et V.5

<i>Travaux</i>	<i>Prix (DA)</i>	<i>Formule de calcul</i>	<i>Quantité (m³)</i>	<i>Coût (DA)</i>
<ul style="list-style-type: none"> Terrassement Terrassement des fouilles pour les semelles	260	$Q1 = \sum_{i=1}^7 (B_{si} + 0.2) \cdot (L_{si} + 0.2) \cdot D$	36.840	9578.40
Remblai des fouilles avec les terres des déblais	200	$Q2 = Q1 - Q4 - Q7$	29.380	5876.00
Transport des terres excédentaires à la décharge publique	250	$Q3 = Q1 - Q2$	746.000	1865.00
Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ , épaisseur 10cm : Semelles isolées	5000	$Q4 = \sum_{i=1}^7 (B_{si} + 0.2) \cdot (L_{si} + 0.2) \cdot 0.1$	184.000	9200.00
Béton armé (350 kg/m ³) pour les fondations : Semelles isolées	2750 0	$Q7 = \sum_{i=1}^7 B_{si} \cdot L_{si} \cdot h_{si}$	562.000	154550.00
Coût total des semelles type S1				Totale=181069. 40

Tableau V.9 : Différents postes de dépenses composants le coût des semelles type S1

Le coût total des fondations du projet = $\sum_{i=1}^7 \text{cout}(S1) + \text{cout}(S2) + \text{cout}(S1')$

Note : Les coûts sont estimés en Dinars, hors toutes taxes c'est-à-dire hors TVA.

V .5.2 influence des paramètres mécaniques c et ϕ sur l'estimation du coût des fondations

V. 5.2.1 Série 1 : Variation de la cohésion

En effectuant des calculs du coût des fondations pour différents projets présentés au tableau V.1 dont les fondations sont dimensionnées pour une variation de la cohésion dans un intervalle de valeurs allant d'une valeur minimale de cohésion c_{\min} à une autre maximale c_{\max} avec un angle de frottement correspond à une valeur constante (cas des sites étudiés au chapitre IV, tableau IV.8). Les tableaux V.10, V.11, V.12, V.13 rassemblent les coûts de réalisation des fondations pour des projet réalisés sur différents sites.

Une série de courbes représentant les variations du coût en fonction de variation de la cohésion « Coût=f (cohésion) » est représentée sur la figure V.2

site	Projet 1 : Siège daïra+Résidence			
	Cohésion (KPa)	Volume du béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place Haratan	$C_{\min}=25$	37.52	33573,95	1259694,80
	$C_{\text{moy}}=30$	33.60	33625,53	1129818,10
	$C_{\max}=35$	30.51	33851,24	1032801,40
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$C_{\min}=40$	46,25	32600,25	1223161,70
	$C_{\text{moy}}=45$	41,80	32691,87	1125581,20
	$C_{\max}=50$	38.00	32770,13	1028326,70
Site3 : école	$C_{\min}=25$	45.48	33360,85	1517251,80

fondamentale Beni Hbib	$C_{\text{moy}}=30$	40.62	33479,74	1359947,40
	$C_{\text{max}}=35$	36.59	33602,81	1229527,10
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$C_{\text{min}}=40$	28.26	33969,54	959979,30
	$C_{\text{moy}}=55$	22.92	34342,50	787130,10
	$C_{\text{max}}=70$	18.62	34801,67	648007,20

Tableau V.10 : coût des fondations (série 1, projet 1)

site	<i>Projet 2: lycée 1000 places (bloc administration)</i>			
	Cohésion (KPa)	Volume du béton armé (m³)	Coût des fondations /m³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$C_{\text{min}}=25$	46,25	31427,59	1453526,20
	$C_{\text{moy}}=30$	41,8	31467,05	1315322,70
	$C_{\text{max}}=35$	38	31505,23	1197199,00
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$C_{\text{min}}=40$	45,74	30801,17	1408845,70
	$C_{\text{moy}}=45$	42,12	30827,00	1298433,30

	$C_{\max}=50$	38,78	30857,14	1196640,20
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$C_{\min}=25$	54,93	31362,48	1722741,50
	$C_{\text{moy}}=30$	49,46	31398,52	1552971,00
	$C_{\max}=35$	44,69	31436,33	1404889,60
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$C_{\min}=40$	30,43	36003,37	1095582,70
	$C_{\text{moy}}=55$	24,72	36077,05	891824,90
	$C_{\max}=70$	20,74	36151,06	749773,00

Tableau V.11 : coût des fondations (série 1, projet 2)

site	<i>Projet 3: école fondamentale (bloc classes)</i>			
	Cohésion (KPa)	Volume du béton armé (m³)	Coût des fondations /m³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$C_{\min}=25$	18,45	32131,83	592832,30
	$C_{\text{moy}}=30$	16,64	32191,25	535662,50
	$C_{\max}=35$	15,03	32251,37	484738,20
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$C_{\min}=40$	18,1	31402,41	568383,80
	$C_{\text{moy}}=45$	16,58	31448,69	521419,30
	$C_{\max}=50$	15,15	31492,07	477104,90
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$C_{\min}=25$	22,34	32034,63	715653,80
	$C_{\text{moy}}=30$	19,99	32091,12	641501,60
	$C_{\max}=35$	17,86	32151,41	574224,20
Site4 : siège daïra+résidence	$C_{\min}=40$	13,88	32300,77	448334,80
	$C_{\text{moy}}=55$	11,08	32455,85	359610,90

Taher	$C_{\max}=70$	9,26	32598,50	301862,20
-------	---------------	------	----------	-----------

Tableau V.12 : coût des fondations (série 1, projet3)

site	<i>Projet 4: lycée 1000 places (bloc classes)</i>			
	Cohésion (KPa)	Volume du béton armé (m³)	Coût des fondations /m³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place Haratan	$C_{\min}=25$	11.54	33452.12	386037.50
	$C_{\text{moy}}=30$	10.36	33520,03	347267,60
	$C_{\max}=35$	9.35	33589,22	314059,30
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$C_{\min}=40$	11.32	32494,52	367838.00
	$C_{\text{moy}}=45$	10.32	32555,44	335972,20
	$C_{\max}=50$	9.48	32593,66	308987,90
Site3 : école fondamentale Beni Hbib	$C_{\min}=25$	13.95	33332,05	464982,20
	$C_{\text{moy}}=30$	12.4	33406,81	414244,50
	$C_{\max}=35$	11.08	33469,39	370840,90
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$C_{\min}=40$	8.72	33640,79	293347,70
	$C_{\text{moy}}=55$	6.99	33812,60	236350,10
	$C_{\max}=70$	5.77	33971,94	196018,10

Tableau V.13 : Variation du coût des fondations en fonction de la cohésion (série 1, projet 4)

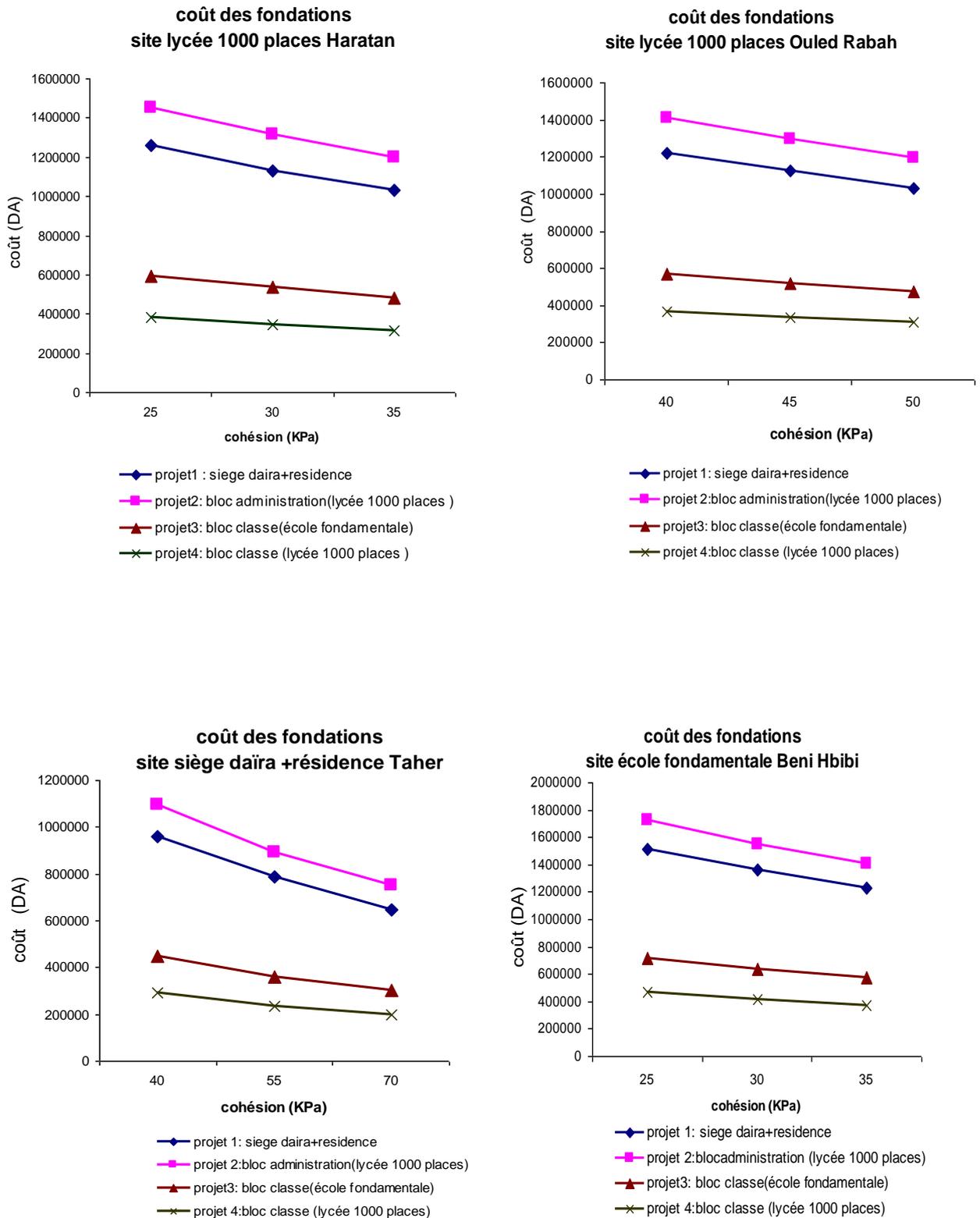


Figure IV.2 : Courbes de variations du coût en fonction de la cohésion « Coût=f (cohésion) »

Les résultats du coût de réalisation des fondations maximal obtenu pour chaque projet, et qui correspond aux valeurs minimales de la cohésion sont représentés en graphique séquentiel en 3D (Figure V.3)

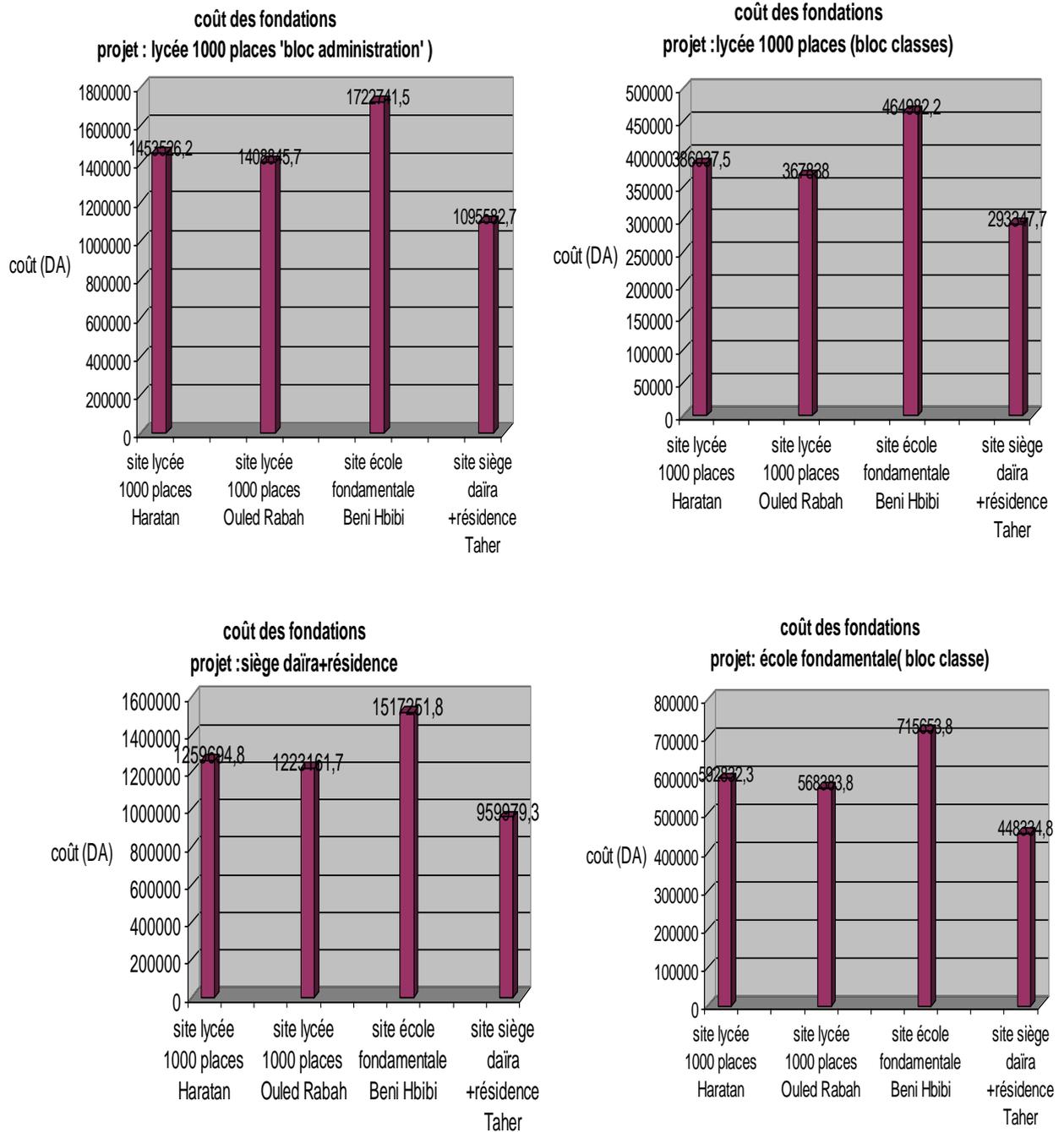


Figure V.3 : Graphique séquentiel en 3D du coût maximal des projets($c=c_{min}$)

Interprétation des résultats

Les résultats d'estimation du coût des fondations pour différents projets étudiés, implantés sur différents sites ayant des caractéristiques mécaniques variables sont illustrés dans les tableaux V.10, V.11, V.12, V.13, l'interprétation de ces résultats est résumée dans les constatations suivantes :

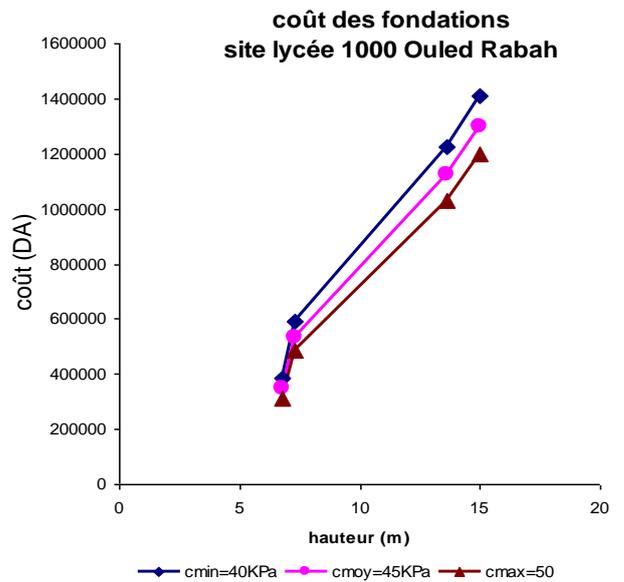
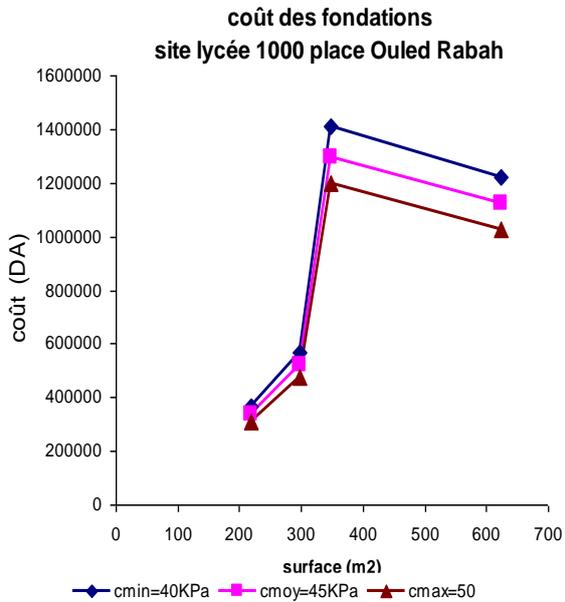
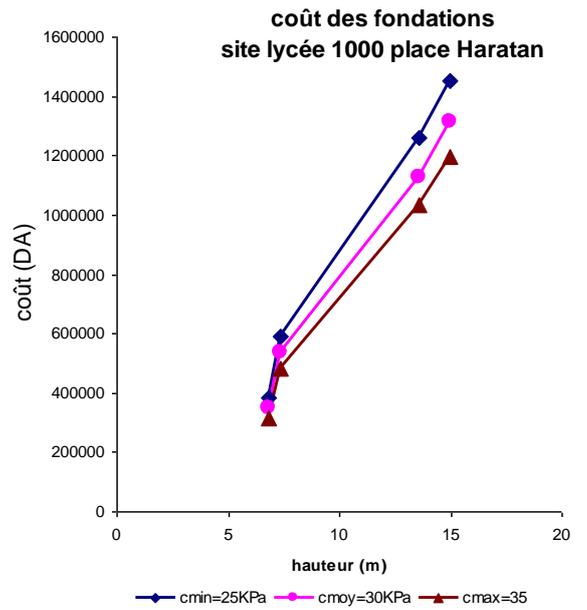
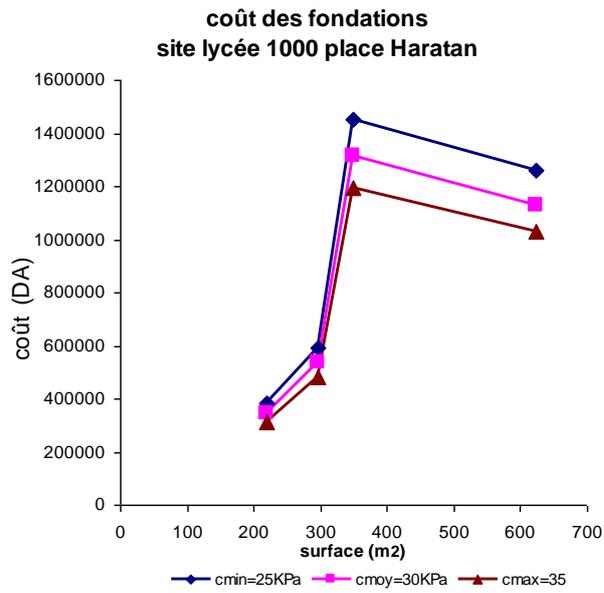
Les courbes représentées sur la figure V.2 montrent que le coût de réalisation des fondations diminue en fonction de l'augmentation de la cohésion pour tous les cas de sites étudiés. Cette variation peut atteindre 30% (cas de site 4) , donc l'augmentation de la cohésion donne lieu à une diminution du volume de béton, et par conséquent la diminution du coût de réalisation, ce qui montre l'intérêt de mesurer le paramètre avec une grande précision dont les incertitudes de mesure de la cohésion pourraient influencer d'une façon défavorable sur le coût des fondations.

On observe sur la figure IV.3, pour tous les projets, le coût de réalisation des fondations sur le site 3 ($c < 40\text{KPa}$ et $\varphi < 10^\circ$) est relativement élevé par rapport aux autres sites, soit un écart de 40% par rapport au site 4.

Les résultats d'estimation des coûts résumés dans les tableaux V.10, V.11, V.12, V.13 nous permettent de constater que la cohésion du site influe sensiblement sur l'estimation du coût des fondations, en effet pour un site d'angle de frottement $\varphi > 10^\circ$ et de cohésion $c < 40\text{KPa}$ (cas de site 1), le coût d'infrastructure d'un projet de construction d'un siège daïra est estimé à 1259694,80DA. Cette valeur est comparable au 959979,30 DA obtenus pour la réalisation des fondations du même projet sur le site 4 ($\varphi > 10^\circ$, $c > 40\text{KPa}$) tableau IV.10, soit un écart de 25 %. Ainsi que pour des sites ayant des angles de frottement $\varphi < 10^\circ$ et des cohésions $c < 40\text{KPa}$ (cas de site 3), le coût de réalisation des fondations est 1517251,8DA, qui sera diminué jusqu'à 1223161,70 DA si la cohésion est supérieure à 40KPa (cas de site 2), soit une diminution de 20%.

Le calcul des coûts de revient du mètre cube de béton s'effectue en divisant le coût global sur le volume du béton mis en œuvre, du fait que le volume du béton est plus important conduit à des coûts de revient par mètre cube faibles.

Le coût de l'infrastructure dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol, et le poids total du bâtiment, qu'on peut l'estimer à partir de la surface plancher et la hauteur total de l'ouvrage (Figure V.4).



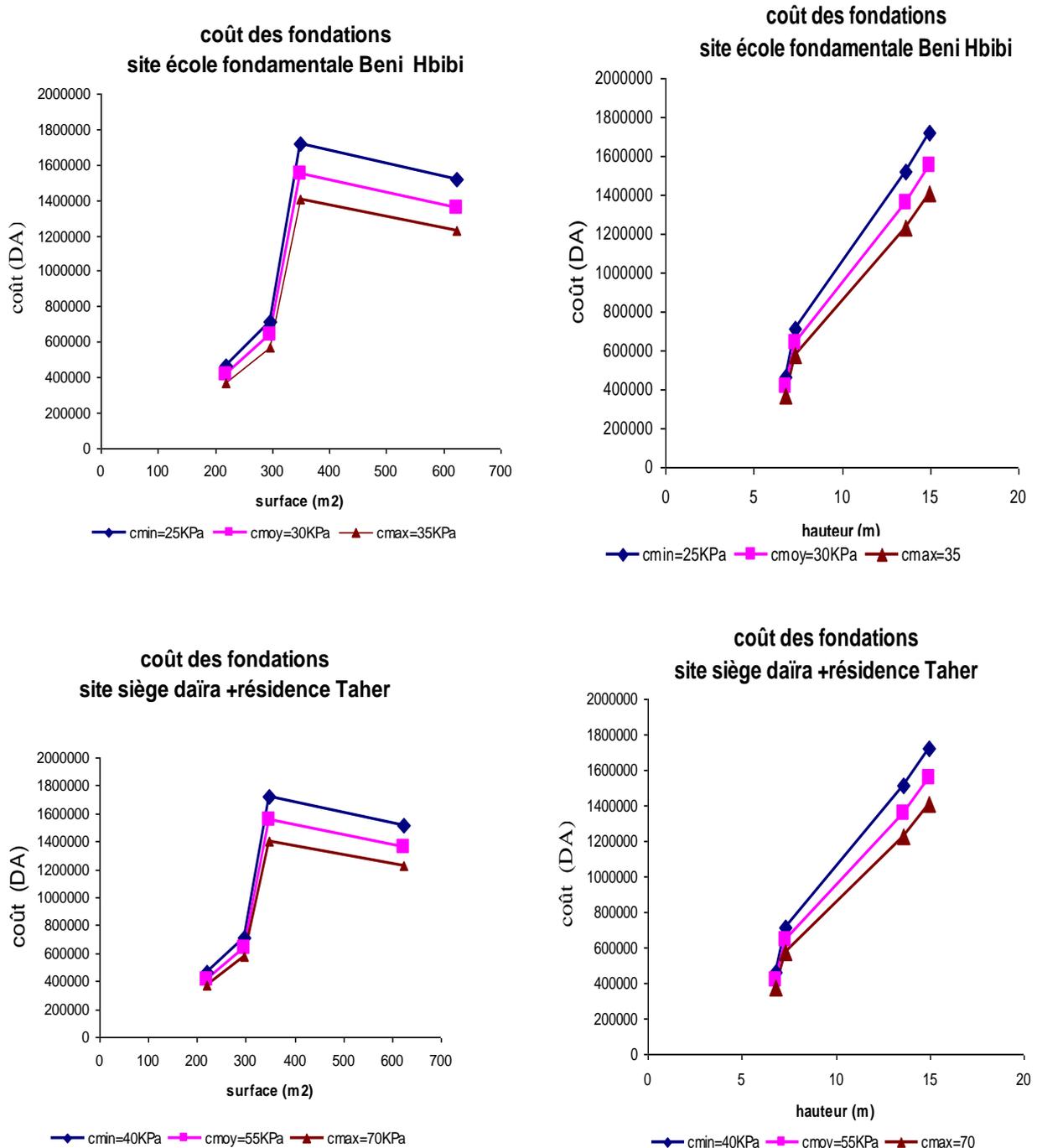


Figure V .4 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment

La série des courbes représentées sur la figure V.4 montre que le coût total ne suit pas une tendance régulière, en fonction de la variation de la surface plancher du bâtiment. En effet, pour des projets de surface importante $S= 623 \text{ m}^2$ et de hauteur de 13.60 m (projet 1) (Tableau V.1), le coût de réalisation des fondations est estimé à 1259694,80 DA (tableau V.11) , ainsi que pour d’autres projets de surface égale presque la moitié $S= 348.19 \text{ m}^2$ et de hauteur de 14.96m(projet 2) (tableau V.1), le coût de réalisation sur le même site (site 1) augmente jusqu’à 1453526,20 DA ,soit une augmentation de 15% du coût ,donc les bâtiments hauts contreventés par des voiles (projet 2) sont d’un coût de réalisation des fondations généralement plus élevé que celui des bâtiments bas

quelque soit la surfaces d'ouvrage à construire (projet 1), car le poids propre encaissé par un élément portique- voile est plus fort que celui d'un portique.

V.5.2.1 série 2 : Variation d'angle de frottement

En effectuant des calculs du coût des fondations pour différents projets présentés au tableau IV.1 dont les fondations sont dimensionnées pour une variation d'angle de frottement dans un intervalle de valeurs allant d'une valeur minimale φ_{\min} à une autre maximale φ_{\max} dont la cohésion correspond à une valeur constante .Les tableaux V.14, V.15, V.16, V.17 rassemblent les coûts de réalisation des fondations pour des projet réalisés sur différents sites.

Une série de courbes représentant les variations du coût en fonction de variation d'angle de frottement « Coût=f (angle de frottement) » est représentée sur la figure V.5

site	<i>Projet 1 : Siège daïra+Résidence</i>			
	Angle de frottement ($^{\circ}$)	Volume du béton armé (m^3)	Coût des fondations /m^3 de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$\varphi_{\min} = 11^{\circ}$	37,89	33115,80	1254757,90
	$\varphi_{\text{moy}} = 12,5^{\circ}$	34,43	33193,16	1142840,50
	$\varphi_{\max} = 14^{\circ}$	31,35	27986,14	877365,50
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$\varphi_{\min} = 7^{\circ}$	39,31	32554,09	1279701,30
	$\varphi_{\text{moy}} = 8^{\circ}$	37,52	32601,60	1223212,20
	$\varphi_{\max} = 9^{\circ}$	35,74	32650,90	1166943,50
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$\varphi_{\min} = 8^{\circ}$	42,76	33425,18	1429260,90
	$\varphi_{\text{moy}} = 8,5^{\circ}$	41,45	33457,93	1386831,50
	$\varphi_{\max} = 9^{\circ}$	40,51	33482,80	1356388,30
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$\varphi_{\min} = 8^{\circ}$	26,48	34077,83	902381,10
	$\varphi_{\text{moy}} = 11^{\circ}$	22,56	34373,68	775470,32
	$\varphi_{\max} = 14^{\circ}$	18,99	34752,10	659942,40

Tableau V.14 : coût des fondations en fonction d'angle de frottement (série 2, projet 1)

site	<i>Projet 2:lycée 1000 places (bloc administration)</i>			
	Angle de frottement (°)	Volume du béton armé (m³)	Coût des fondations /m³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$\varphi_{\min} = 11^\circ$	46,50	31427,30	1461369,70
	$\varphi_{\text{moy}} = 12,5^\circ$	42,60	31459,41	1340171,20
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	39,06	31496,39	1230249,30
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$\varphi_{\min} = 7^\circ$	48,12	30786,50	1481446,80
	$\varphi_{\text{moy}} = 8^\circ$	45,78	30803,69	1410193,20
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	43,65	30816,90	1345157,80
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	51,88	31384,24	1628214,80
	$\varphi_{\text{moy}} = 8.5^\circ$	50,54	31390,31	1586466,70
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	49,30	31401,13	1548076,10

Site4 : siège daïra+résidence Taher	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	33,33	31567,81	1052155,20
	$\varphi_{\text{moy}} = 11^\circ$	28,55	31646,68	903512,90
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	24,20	31746,55	768266,60

Tableau V.15 : coût des fondations (série 2, projet 2)

site	<i>Projet 3: école fondamentale (bloc classes)</i>			
	Angle de frottement ($^\circ$)	Volume du béton armé (m^3)	Coût des fondations / m^3 de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$\varphi_{\min} = 11^\circ$	18,45	32137,30	592933,30
	$\varphi_{\text{moy}} = 12,5^\circ$	16,93	32182,61	544851,70
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	15,47	32238,29	498726,40
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$\varphi_{\min} = 7^\circ$	19,07	31376,59	598351,70
	$\varphi_{\text{moy}} = 8^\circ$	18,10	31402,13	568378,70
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	17,16	31426,46	539278,20
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	20,91	32070,49	670594,00
	$\varphi_{\text{moy}} = 8,5^\circ$	20,34	32082,82	652564,60
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	19,79	32097,30	635205,60
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	13,01	32342,87	420780,80
	$\varphi_{\text{moy}} = 11^\circ$	11,08	32455,85	359610,90
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	9,30	32589,16	303079,20

Tableau V.16 : coût des fondations (série 2, projet 3)

site	<i>Projet 4: lycée 1000 places (bloc classes)</i>			
	Angle de frottement (°)	Volume du béton armé (m³)	Coût des fondations /m³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
Site 1 : lycée 1000 place à Haratan	$\varphi_{\min} = 11^\circ$	11,54	33456,49	386088,00
	$\varphi_{\text{moy}} = 12,5^\circ$	10,57	33503,19	354128,80
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	9,63	33564,95	323230,50
Site2 : lycée 1000 places à ouled Rabah	$\varphi_{\min} = 7^\circ$	11,92	32476,98	387125,70
	$\varphi_{\text{moy}} = 8^\circ$	11,35	32496,84	368839,20
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	10,79	32527,82	350975,20
Site3 : école fondamentale à Beni Hbib	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	13,01	33373,52	434189,60
	$\varphi_{\text{moy}} = 8,5^\circ$	12,67	33391,21	423066,70
	$\varphi_{\max} = 9^\circ$	12,36	33409,40	412940,20
Site4 : siège daïra+résidence Taher	$\varphi_{\min} = 8^\circ$	8,16	33686,67	274883,30
	$\varphi_{\text{moy}} = 11^\circ$	6,99	33805,02	236297,10
	$\varphi_{\max} = 14^\circ$	5,92	33943,56	200945,90

Tableau V.17 : coût des fondations (série 2, projet 4)

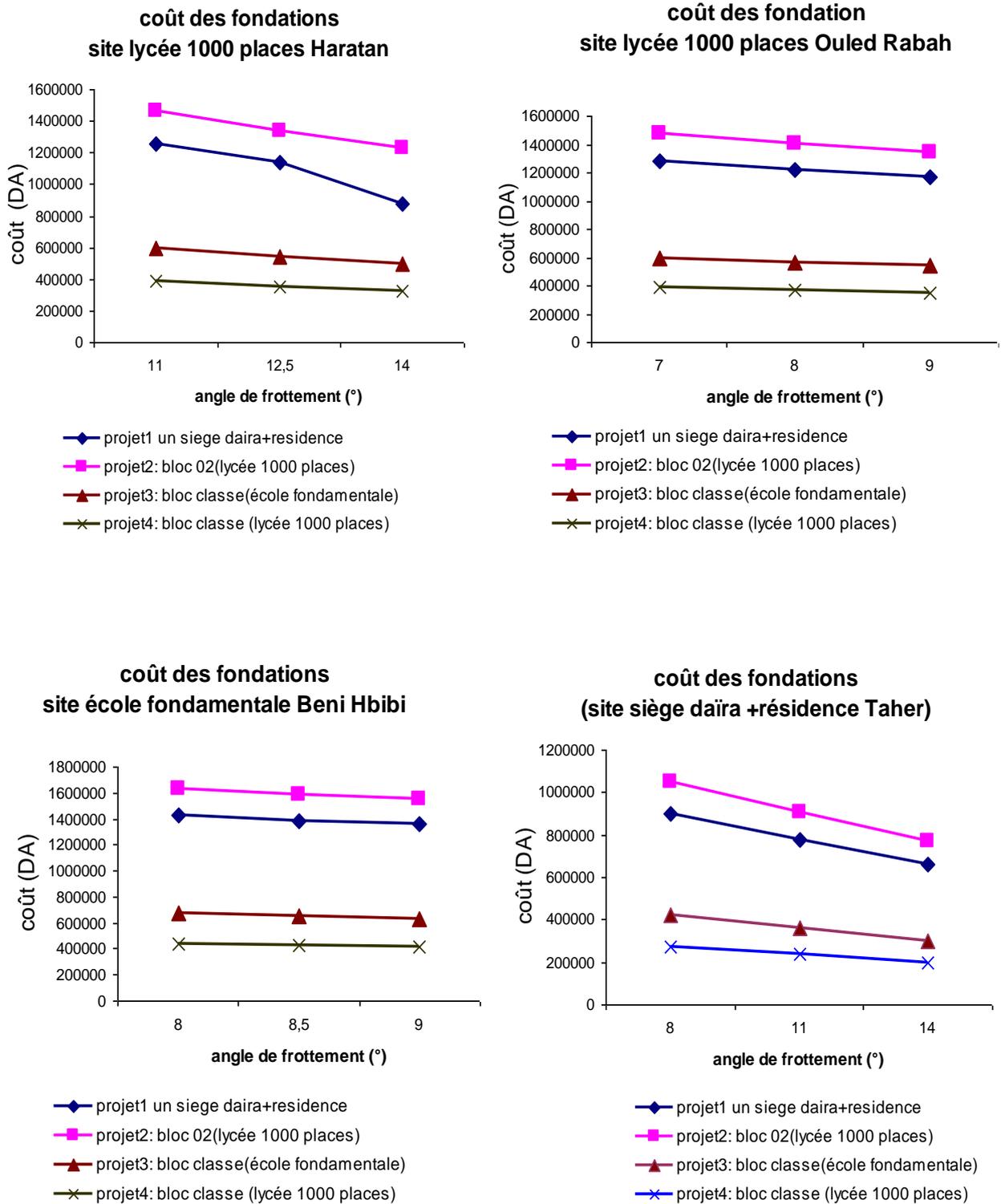


Figure V.5 : Courbes de variations du coût en fonction d’angle de frottement

« Coût=f (angle de frottement) »

Les résultats du coût de réalisation des fondations maximal obtenu pour chaque projet, et qui correspond aux valeurs minimales d'angle de frottement sont représentés en graphique séquentiel en 3D (Figure V.6)

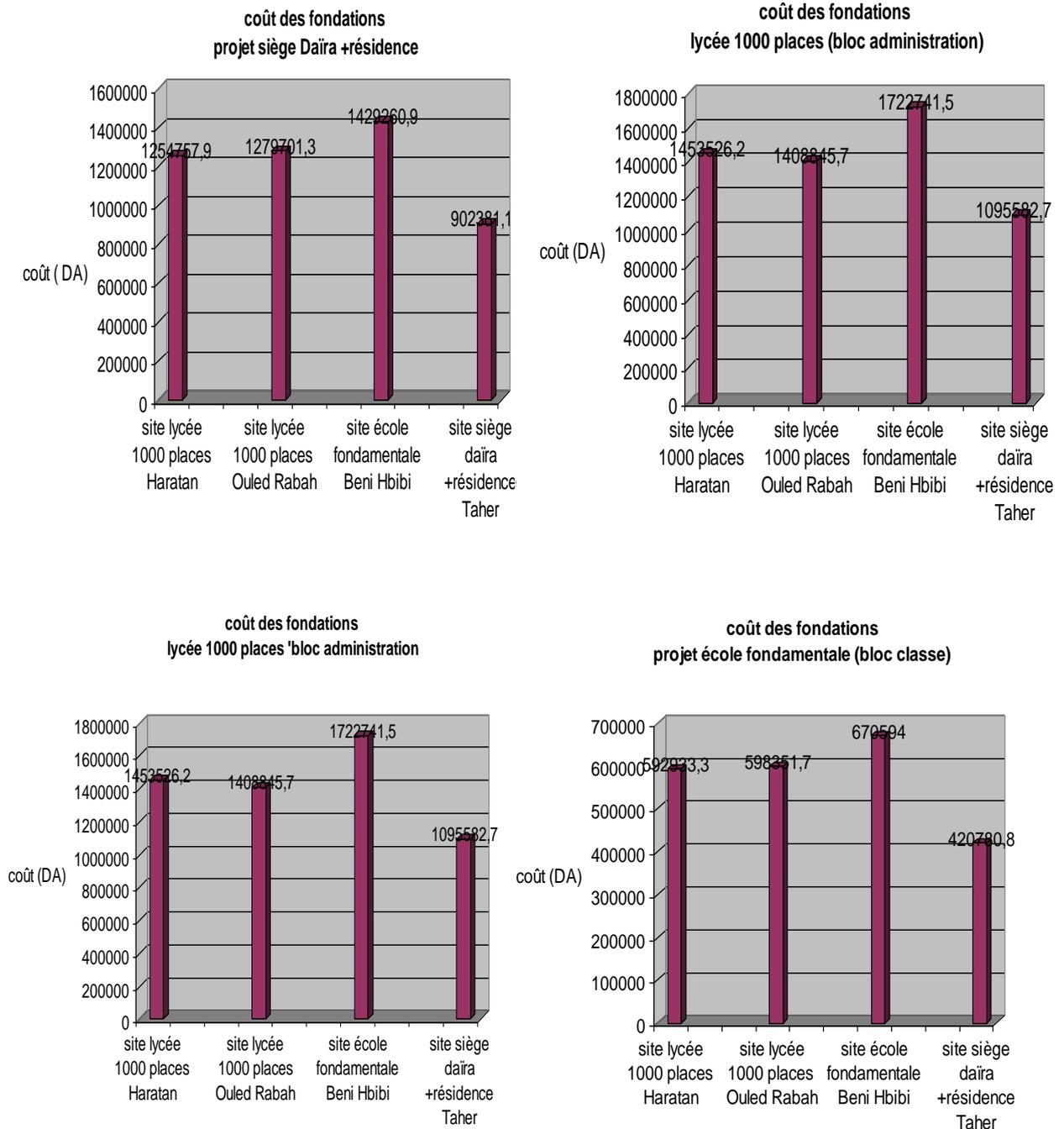


Figure V.6 : Graphique séquentiel en 3D du coût maximal des projets ($\phi = \phi_{min}$)

Interprétation des résultats

Les courbes représentées sur la figure V.5 montrent que le coût de réalisation des fondations diminue en fonction de l'augmentation de l'angle de frottement pour tous les sites étudiés. La variation du coût peut atteindre 30% (cas de site 4) donc l'augmentation de l'angle de frottement donne lieu à une diminution de volume du béton (tableaux V.14, V.15, V.16, V.17.) , et par conséquence cela conduit à une diminution du coût de réalisation des fondation.

On observe sur la figure V.6, que le coûts de réalisation des fondations sur le site 3 ($c < 40\text{KPa}$ et $\varphi < 10^\circ$) est relativement élevé par rapport aux autres sites, soit un écart de 35% à 40% .

Les résultats du calcul des coûts résumés dans les tableaux V.14, V.15, V.16, V.17 nous a permis de constater que l'angle de frottement du site influe sensiblement sur l'estimation du coût des fondations lorsque le site présente une faible cohésion ($c < 40\text{KPa}$), en effet pour un site d' angle de frottement $\varphi < 10^\circ$ et de cohésion $c < 40\text{KPa}$ (cas de site 3), le coût de réalisation d'infrastructure pour un projet de siège daïra est estimé à 1429260.90DA ,qui diminue jusqu'à 1279701.30DA lorsque le sol de fondation est celui du site 2 ($\varphi < 10^\circ$, $c > 40\text{KPa}$) (Tableau V.17), soit un écart de 10 %. Ainsi que pour des sites ayant des angles de frottement $\varphi > 10^\circ$ et des cohésions $c < 40\text{KPa}$ (cas de site 1), le coût des fondations du même projet est 1254757,90DA qui diminue jusqu'à 775470,32DA lorsque la cohésion est supérieur à 40KPa (site 4) soit une diminution de 40%.

V.6 Influence des facteurs de portance N_γ , N_q , N_c sur le dimensionnement des fondations

La comparaison des résultats d'estimation des coûts des fondation dimensionnées selon les différentes approches (DTR.BC-2.331, Eurocode, Terzaghi, Meyerhof) d'un projet de siège daïra réalisé sur un site de cohésion $c = 30\text{KPa}$, et d'angle de frottement interne $\varphi = 9^\circ$ (Tableau V.18) nous a permis de constater que le coût le plus faible est obtenus pour le cas des semelles dimensionnées selon la solution de Terzaghi, par contre, les autre solutions (DTR, Eurocode, Meyerhof) donnent des coûts relativement proches.

Le choix de la solution de Terzaghi donne des petits volumes de béton par rapport aux autres solutions et par conséquence donne des coûts minimaux, soit un écart de 10%.on peut constater aussi que cet écart augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement, donc le choix des valeurs N_γ , N_q , N_c a une influence sur l'estimation des coûts lorsque les valeurs d'angle φ sont supérieurs à 30° .

Solution	Volume du béton armé (m^3)	Coût des fondations / m^3 de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
----------	---------------------------------------	--	--------------------------

<i>DTR.BC-2-331</i>	40.62	33479,74	1359947.40
<i>Eurocode</i>	40.98	33471,40	1371658.10
<i>Terzaghi</i>	37.05	33588,95	1244470.90
<i>Meyerhof</i>	41.45	33459,04	1386877.40

**Tableau V.18 : coût des fondations selon les différentes solutions
« DTR, Eurocode, Terzaghi, Meyerhof »**

V. 7 Influence des paramètres préssiométriques sur l'estimation du coût des fondations

Le dimensionnement des fondations à partir des essais pressiométrique nous a permis d'estimer les coûts de réalisation des fondations sur des sites présentant des caractéristiques préssiométriques variables dont les caractéristiques des sites étudiés sont représentés dans les tableaux IV.23, IV.24, IV.25, IV.26 du chapitre IV.

Les tableaux V.19, V.20, V.21, V.22 et V.23 présentent un résumé des quantités en mètre cube de béton ainsi que des coûts de réalisation des fondations des projet sur différents sites.

Site 1	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
<i>bibliothèque Taher, SP1</i>	Siège daïra +résidence	18.83	33608,72	632852,30
	Lycée 1000 place (bloc administration)	16.31	31326,97	510942,90
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	6.58	32049,75	210887,40
	Lycée 1000 place (Bloc classe)	4.26	33178,82	141341,80

Tableau V.19 : coût des fondations (SP1, site 1)

Site 1	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
<i>bibliothèque Taher, SP2</i>	Siège daïra +résidence	20,66	33430,00	690664,00
	Lycée 1000 place (bloc administration)	23,30	31095,35	724521,80
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	9,98	31732,13	316686,70
	Lycée 1000 place (Bloc classe)	6,11	32917,20	201124,10

Tableau V.20 : coût des fondations (SP2, site 1)

Site 2	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
<i>université Tassoust, SP1</i>	Siège daïra +résidence	22,50	34380,60	773563,60
	Lycée 1000 places (bloc administration)	22,43	31809,04	713476,80
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	8,91	32634,30	290771,70
	Lycée 1000 places (Bloc classe)	5,58	34007,74	189763,20

Tableau V.21 : coût des fondations (SP1, site 2)

Site 3	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton	Coût des fondations (DA)
--------	------------------	--	--	--------------------------------

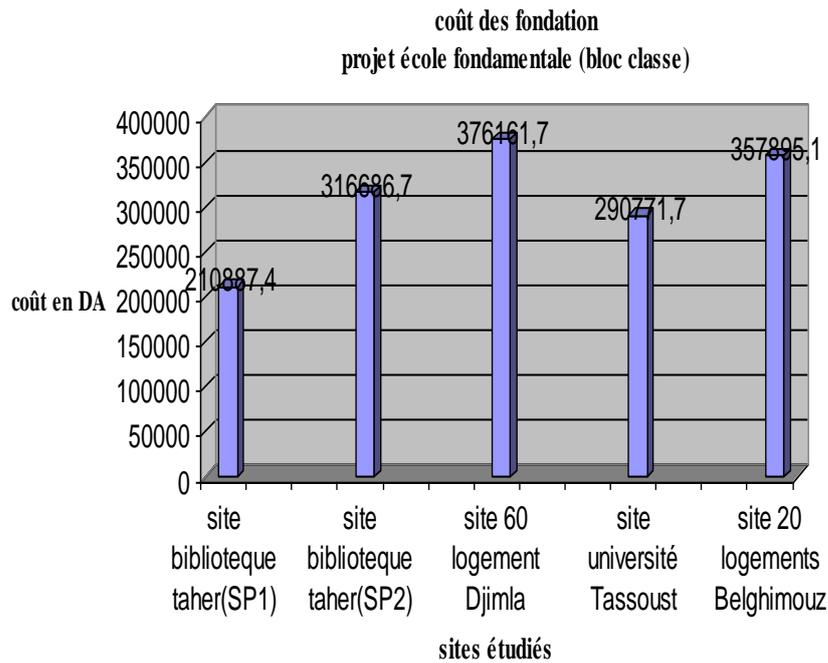
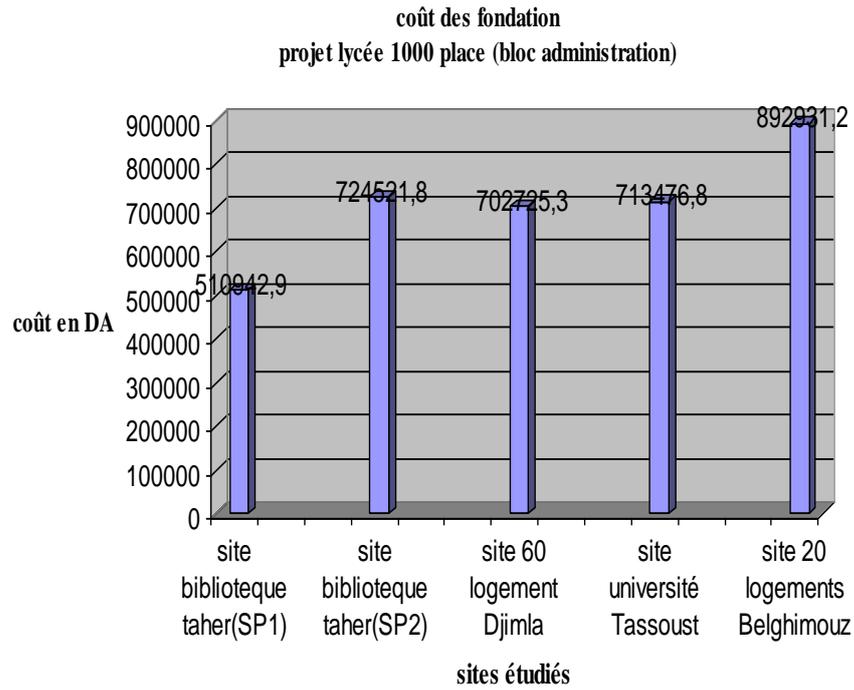
			(DA)	
20logements Belghimouz, SP1	Siège daïra +résidence	29,05	31866,36	925717,80
	Lycée 1000 places (bloc administration)	29,46	30309,95	892931,20
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	11,60	30853,02	357895,10
	Lycée 1000 places (Bloc classe)	7,62	31757,48	241992,00

Tableau V.22 : coût des fondations (SP1, site 3)

Site 4	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
60logements sociaux Djimla, SP1	Siège daïra +résidence	18,83	34775,45	654821,90
	Lycée 1000 places (bloc administration)	22,12	31768,77	702725,30
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	11,60	32427,73	376161,70
	Lycée 1000 places (Bloc classe)	7,72	33716,95	260294,90

Tableau V.23 : coût des fondations (SP1, site 4)

Les résultats du coût total des fondations pour chaque projet sont représentés en graphique séquentiel en 3D. Figure V.7.



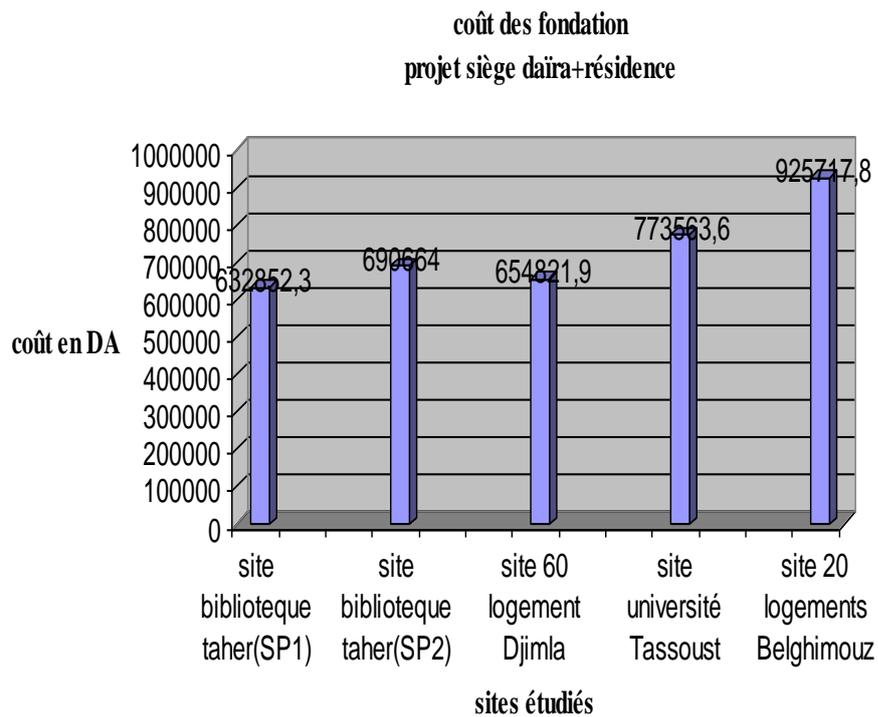
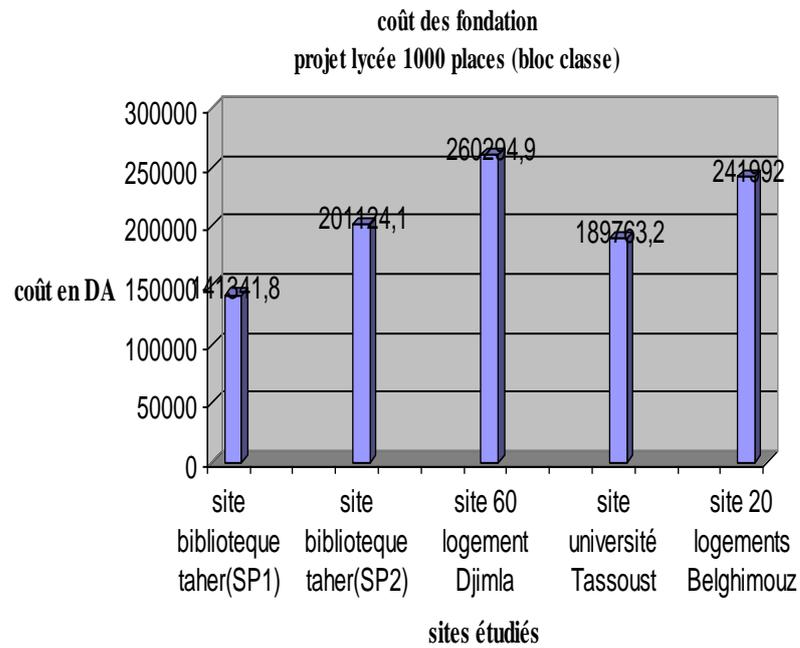


Figure V.7 : Graphique séquentiel en 3D du coût des projets

Interprétation des résultats

Les résultats rassemblés dans les tableaux V.19, V.20, V.21, V.22 et V.23 montrent que les quantités de béton calculés ainsi que les coûts de réalisation des fondations pour différents projets

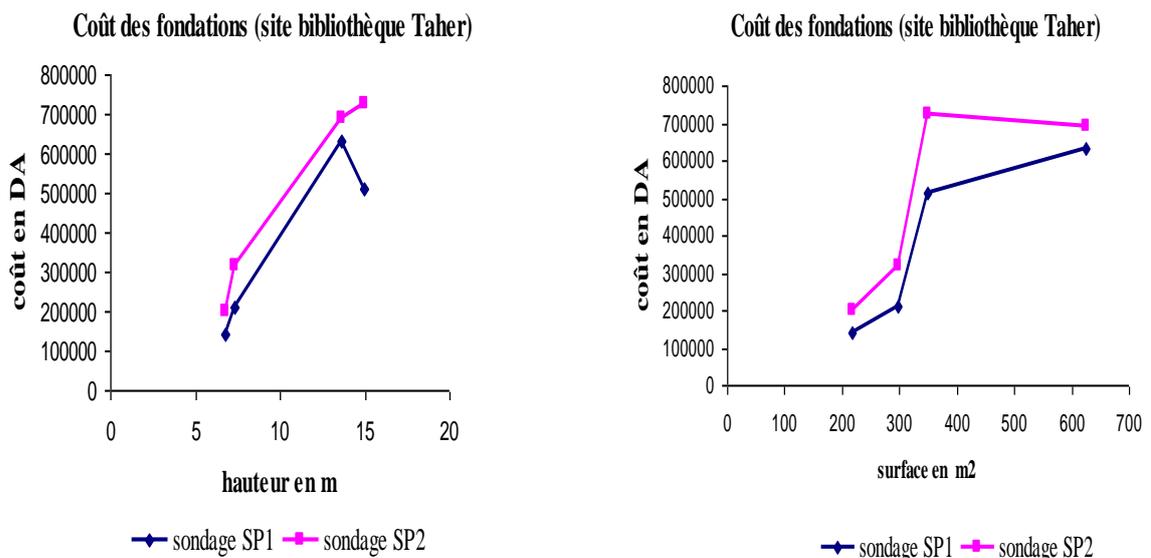
sont relativement élevés pour les sites 3 et 4 qui présentent des pressions limites inférieures à 900KPa, donc le coût de réalisation diminue en fonction de l'augmentation des pressions limite.

L'écart entre les coûts de réalisation des fondations d'un projet de bâtiment sur deux sites ayant des caractéristiques pressiométrique différentes peut atteindre 30% , en effet le coût de réalisation des fondation d'un projet de siège daïra sur un site qui présente des caractéristiques pressiométrique assez élevés ($p_{l^*e} > 1200$ KPa) (cas de site 1, SP1), est estimé à 632852,30 DA qui augmente jusqu'à 925717,80 DA lorsque ce projet est réalisé sur un site ayant des valeurs de pressions inférieurs à 900KPa(cas de site 3)

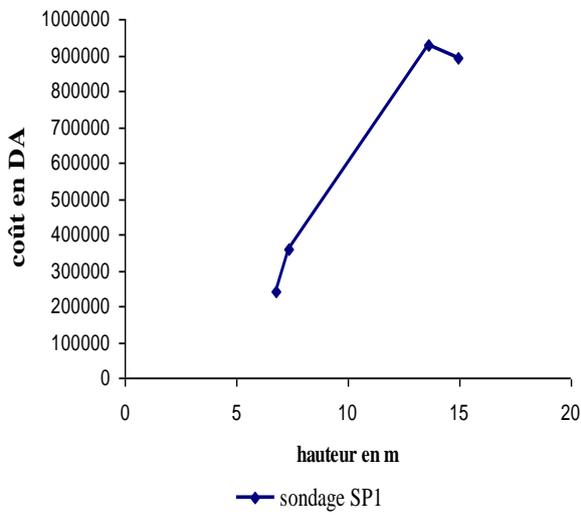
L'estimation du coût de réalisation d'un projet en tenant compte des données pressiométrique obtenues pour deux points de sondage permet de donner deux coûts différents avec un écart de 10% (cas des sondages SP1, SP2, site 1)

L'écart entre le coût de réalisation des fondations d'un projet de bâtiment sur le même site peut atteindre 10%, en effet, le coût de réalisation des fondation d'un siège daïra sur un site qui présente des caractéristiques pressiométrique assez élevés ($p_{l^*e} > 1200$ KPa) (cas de site 1, SP1) est estimé à 632852,30 DA , ce coût augmente jusqu'à 925717,80 DA lorsque ce projet est réalisé sur un site ayant des valeurs préssiométriques inférieurs à 900KPa (cas site 3)

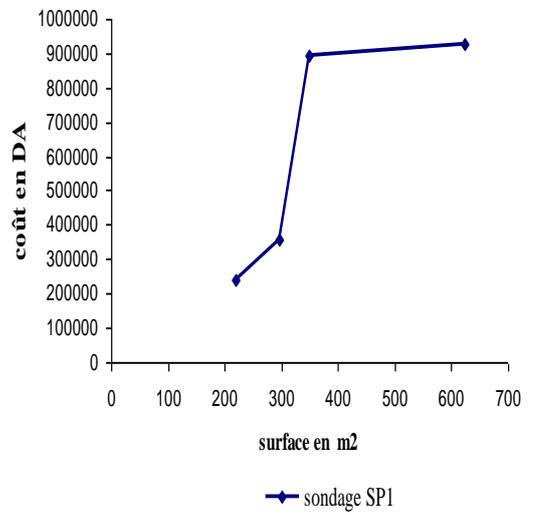
L'estimation du coût en fonction de la variation de la surface et la hauteur du bâtiment à réaliser est obtenue sur les courbes montrées sur la figure V.8.



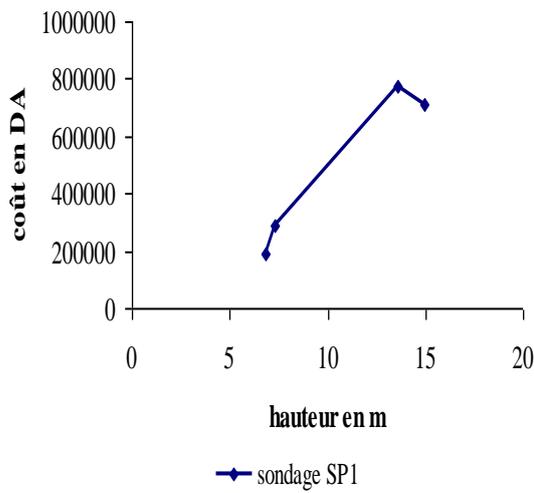
Coût des fondations (site20logement Belghimouz)



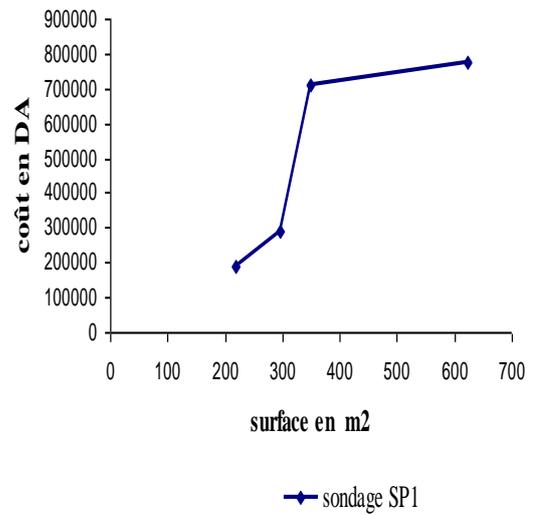
Coût des fondations (site20logement Belghimouz)



Coût des fondations (site université Tassoust)



Coût des fondations (site université Tassoust)



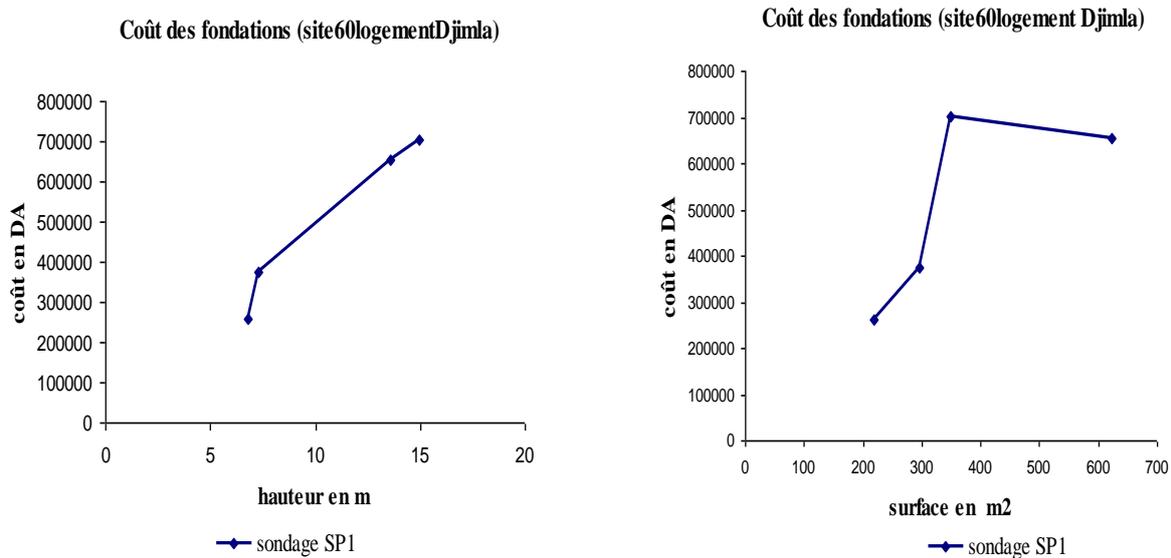


Figure V.8 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment

« Cas des résultats pressiométriques »

Les courbes montrées sur la figure V.8 montre que le coût total des fondations augmente en fonction de l'augmentation de la surface, en effet, le coût de réalisation des fondations pour les projets de surfaces importantes (projet 1) sur les sites (SP1, site1, site 2, site 3,) est plus élevé que celui des projets de petites surfaces et de hauteur élevées.

Le coût de réalisation des fondations sur les sites (site1, SP2) et le site 4 sont généralement élevés pour des projets de petites surfaces et de hauteurs élevées. Ce qui confirme que les bâtiments hauts contreventés par des voiles sont d'un coût de construction généralement plus élevé lorsque le site représente des faibles caractéristiques pressiométriques.

Pour des sites de bonnes caractéristiques pressiométriques, le coût des fondations pour les bâtiments de surface importante augmente avec l'augmentation de la surface.

V .8 Influence des paramètres pénétrométriques sur le coût des fondations

Le dimensionnement des fondations à partir d'essai de pénétromètre dynamique, nous a permis d'estimer leurs coûts de réalisation sur des sites présentant des caractéristiques pénétrométriques variables dont ces caractéristiques sont représentées dans les tableaux IV.37, IV.38.

Les tableaux V.24, V.25 présentent un résumé des quantités en mètre cube de béton ainsi que des coûts de réalisation des fondations des projet sur différents sites.

Site 1	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
<i>lycée 1000 places à Haratan, Pd1</i>	Siège daïra +résidence	18,83	34775,45	654821,90
	Lycée 1000 places (bloc administration)	19,26	31914,79	614678,90
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	7,98	32729,72	261183,20
	Lycée 1000 places (Bloc classe)	4,79	34150,56	163581,20

Tableau V.24 : coût des fondations (Pd1, site 1)

Site 2	Projets réalisés	Volume béton armé (m ³)	Coût des fondations /m ³ de béton (DA)	Coût des fondations (DA)
<i>20logements Belghimouz, Pd1</i>	Siège daïra +résidence	37,94	31620,06	1199665,40
	Lycée 1000 places (bloc administration)	45	30173,68	1357815,60
	Ecole fondamentale (Bloc classe)	19,75	30631,72	604976,50

	Lycée 1000 places (Bloc classe)	12,05	31533,56	379979,40
--	------------------------------------	-------	----------	-----------

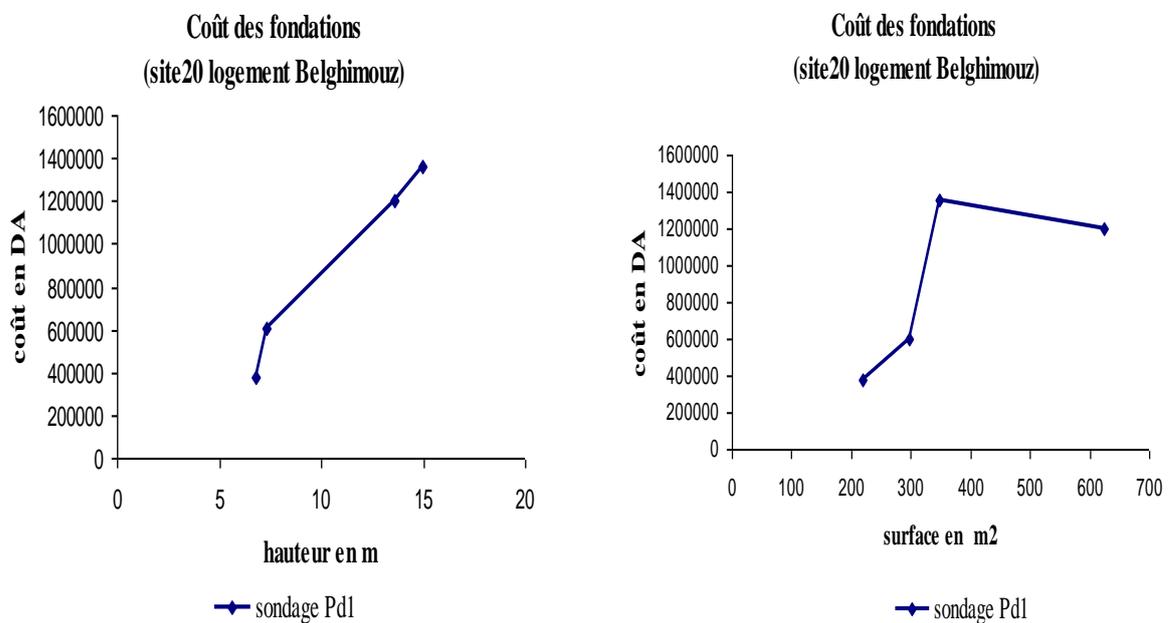
Tableau V.25 : coût des fondations (Pd1, site 2)

Interprétation des résultats

Les résultats résumés dans les tableaux V.24, V.25 montrent que les quantités de béton calculés ainsi que les coûts de réalisation des fondations des différents projets sont relativement élevés pour le site 2 qui présente des faibles résistances q_d par rapport au site 1.

L'écart entre le coût de réalisation des fondations d'un projet de bâtiment sur deux sites de caractéristiques pénétrométriques différentes peut atteindre 55%, en effet, le coût de réalisation des fondations d'un bloc d'administration d'un lycée (projet 2) sur le site 2 ($q_d < 100\text{KPa}$), est estimé 1357815,60 DA, dont ce coût diminue jusqu'à 614678,90DA, lorsque ce projet soit réalisé sur le site 1.

L'estimation du coût en fonction de la variation de la surface et la hauteur du bâtiment à réaliser est obtenue sur les courbes montrées sur la figure V.10



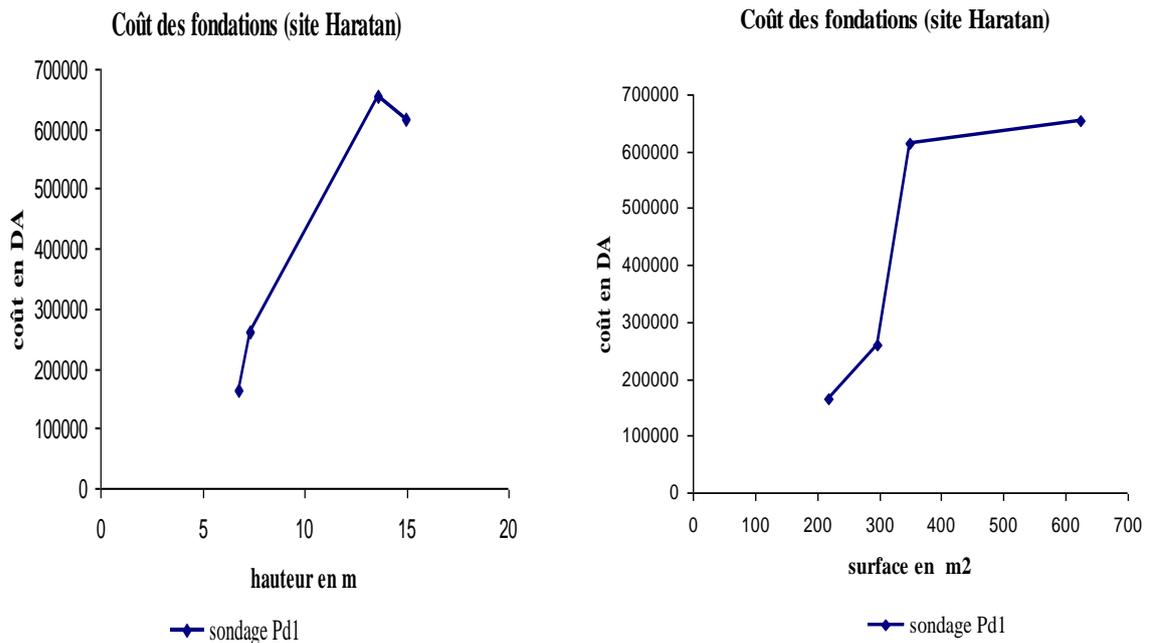


Figure V.9 : Variation du coût des fondations en fonction du poids du bâtiment

« Cas des résultats pénétrométriques »

Les courbes représentées sur la figure V.9 montre que le coût total des fondations augmente en fonction de l'augmentation de la surface, en effet , le coût de réalisation des fondations des projets de surfaces importantes (projet 1) sur le site 1, est plus élevé que celui du coût de réalisation des fondation des projets de petites surface et de hauteur élevées.

Le coût de réalisation des fondations sur le site 2 est plus élevé pour les projets de petites surfaces et de hauteurs élevées. Ce qui confirme que les bâtiments hauts contreventés par des voiles sont d'un coût de réalisation généralement plus élevé lorsque le site représente des faibles caractéristiques pénétrométriques.

Sur des sites ayant des résistances à la pénétration élevées, le coût de réalisation des fondations des bâtiments de surface importante augmente avec l'augmentation de la surface.

V.9 Comparaison du coût des fondations pour différentes méthodes de dimensionnement

V. 9.1 Coût des fondations superficielles « Pressiomètre et essais de laboratoire »

On se propose ici de comparer les coûts de réalisation des fondations dimensionnées à partir des essais pressiométriques et des essais de laboratoire (Tableau V.26)

Les données de sondages pressiométriques ainsi que des résultats d'essai de laboratoire sont présentés dans les tableaux IV.39, IV.40, IV.41.

Site	projet	Essai de laboratoire			Essai pressiometrique		
		Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)	Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)
60logements sociaux Djimla, SP1	Siège daïra + résidence	47,15	33327,50	1571391,9 0	18,83	34775,45	654821,90

Tableau V.26 : comparaison des coûts de réalisation des fondation

« Pressiomètre et essais de laboratoire »

Le coût de réalisation des fondations d'un siège daïra selon des résultats de dimensionnement obtenu à partir d'essai de laboratoire est plus élevé que celui du coût obtenue pour la méthode pressiometrique, dont cette dernière donne des largeurs sous estimées, par conséquent la quantité de béton diminue ce qui conduit à une diminution du coût de réalisation.

Mais, en calculent le coût de reviens du béton armé seul, on remarque c'est l'inverse, le coût du mètre cube du béton est plus élevé pour la méthode pressiometrique que celui de laboratoire. Ceci peu être justifié par le fait que les quantités (volume) du béton mis en œuvre est plus important en utilisant la méthode de laboratoire que ceux des résultats pressiométriques. Alors en divisent le coût sur le volume du béton le coût du m3 diminue.

V.9.2 Coût des fondations superficielles « pénétromètre dynamique et essais de laboratoire »

On se propose ici de comparer les coûts de réalisation des fondations dimensionnées à partir des essais pénétrométriques et des essais de laboratoire. (Tableau V.27)

Les données de sondages pénétrométriques ainsi les résultats d'essais de laboratoire ont présentés dans les tableaux IV.4, IV.37

Site	projet	Essai de laboratoire			Essai pénétrométrique		
		Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)	Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)
Lycée 1000 place Haratan	Siège daïra + résidence						

		37.52	33573,95	1259694,8 0	18.83	34775,45	654821,90
--	--	-------	----------	----------------	-------	----------	-----------

**Tableau V.27 : comparaison des coût des fondations
« Essai de laboratoire et pénétromètre »**

Le coût de réalisation des fondations d'un siège daïra selon les résultats de dimensionnement des semelles obtenus à partir des essais de laboratoire est plus élevé que celui du coût obtenue en utilisant les résultats pénétrométriques, dont cette dernière donne des largeurs sous estimées, par conséquence la quantité de béton diminue ce qui conduit à une diminution du coût de réalisation. Ainsi que le coût du mètre cube du béton est plus élevé pour la méthode pénétrométrique que celui de laboratoire.

V.9.3 coût des fondations superficielles « penetrometre dynamique et pressiomètre »

On se propose ici de comparer les coûts de réalisation des fondations dimensionnées à partir des essais pénétrométriques et des essais de laboratoire. (Tableau V.28)

Les données de sondages pénétrométriques ainsi les résultats d'essais pressiométriques ont été présentés dans les tableaux, IV.38, IV.41

Site	projet	Essai pressiométrique			Essai pénétrométrique		
		Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)	Volume béton armé (m ³)	Coût /m ³ de béton (DA)	Coût (DA)
20 logements Belghimouz	Siège daïra + résidence	29.05	31866,36	925717,80	37.94	31620,06	1199665,4 0

**Tableau V.28 : comparaison des coût des fondations
« Essai pressiomètre et pénétromètre dynamique »**

Le coût de réalisation des fondations d'un siège daïra selon des résultats de dimensionnement des semelles en utilisant les résultats des essais pénétrométriques est plus élevé que celui du coût obtenue à partir des résultats pressiométriques, dont cette dernière donne des largeurs sous estimées, par conséquence la quantité de béton diminue, ce qui conduit à une diminution du coût de réalisation. Le coût du mètre cube du béton est plus élevé pour la méthode pressiometrique que celle pénétrométrique.

V.10 Conclusion

Ce chapitre a examiné, de manière scientifique, l'impact économique des divers méthodes de dimensionnement des fondations superficielles sur l'estimation du coût de réalisation de ces dernières. Pour différents sites, des paramètres tels que le type de construction, la superficie du plancher, la hauteur du bâtiment, entrent en effet en ligne de compte lorsqu'il s'agit de déterminer les caractéristiques architecturales pour laquelle le coût total de réalisation des fondations peut être réduite. L'analyse vise à déterminer les écarts observés entre les coûts de construction des fondations à partir des essais de laboratoire et celles in situ.

Les sols de faible capacité portante constituent une grande menace pour le comportement des fondations de toute structure, tandis que les coûts associés à des solutions conventionnelles peuvent aussi être un lourd handicap au projet. Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible capacité portante, la solution proposée consiste au choix des méthodes in situ pour le dimensionnement pour créer des fondations sûres et économiques pour les ouvrages d'ingénierie, tels que les bâtiments.

Conclusion générale et recommandations

Au cours de cette étude, nous présentons une méthodologie de dimensionnement des fondations superficielles (filantes, rectangulaires et carrées), consiste à minimiser le risque admissible maximum. On admet souvent que l'on a simultanément aux endroits critiques les valeurs limites inférieures de la capacité (résistance) et les valeurs limites supérieures de la sollicitation (charges).

Cependant, nous nous intéresserons surtout à l'aspect géotechnique des fondations et les dispositions constructives en béton armé. Ceci nous permettra par la suite de pouvoir dimensionner les fondations.

Les différentes méthodes ont été basées sur la détermination de la capacité portante pour laquelle on a recours aux résultats des essais in situ (l'essai pénétrométrique, l'essai de pressiométrique) et aux résultats des essais de laboratoire (l'essai cisaillement direct, l'essai oedométrique, l'essai triaxial).

Les principaux résultats issus de cette étude paramétrique de l'influence des caractéristiques géotechniques sur le dimensionnement des fondations ainsi que sur l'estimation des coûts de réalisation nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Une fondation superficielle doit permettre une bonne répartition des efforts sur le sol en particulier vis-à-vis du poinçonnement.
 - ✓ La réduction des dimensions d'une fondation est du fait d'une augmentation des caractéristiques géotechniques du sol (la cohésion, l'angle de frottement, la pression préssiométrique, la résistance pénétrométrique), donc le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble des paramètres des sols avec prudence afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations.
 - ✓ les incertitudes de mesure des paramètres géotechniques ainsi que le choix de la méthode de calcul de capacité portante peuvent influencer d'une façon défavorable sur le dimensionnement, ainsi que sur l'estimation du coût de réalisation des fondations superficielles.
 - ✓ L'établissement d'un programme de reconnaissance, pour étudier un sol de fondation, est un problème à la fois technique et économique, il n'est pas question, bien sûr, de reconnaître la totalité du sol. Il faut donc procéder par sondages, ce qui introduit une incertitude aux choix des points de sondages dont la valeur de calcul définie par le géotechnicien dépend du nombre et de la localisation des sondages.
-
- ✓ une étude de comparaison des coûts de réalisation des fondations dimensionnées à partir des essais in situ « pressiomètre, pénétromètre dynamique », et de laboratoire, a montré que les coûts les plus faibles sont donnés par celles des essais préssiométriques.
 - ✓ Les conséquences d'une méconnaissance des sols du niveau d'assise peuvent être lourdes et entraîner à court terme des surcoûts lors de la construction et à plus ou moins long terme des coûts liés aux dommages relatifs à un défaut de portance du sol. Il convient donc de

demander aux ingénieurs des bureaux d'étude de définir des méthodes de dimensionnements des fondations sur base non seulement fonctionnelles mais aussi en ayant en vue de minimiser les futurs coûts de réalisation.

Enfin, l'analyse critique des résultats obtenus nous a apporté des éléments complémentaires sur les facteurs affectant la fiabilité des estimations.

- [1] JEAN COST –GUY SANGLERAT cours pratique de mécanique des sols 2
- [2] SCHLOSSER F. : Eléments de mécanique des sols .Ponts et chaussées .Paris 1988
- [3] CHELGHOUM N : calcul et conception des fondations, publication de l'université Badji Mokhtar-Annaba 2006
- [4] PHILIPPONAT G. HUBERT B:fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles 1998
- [5] BRAJA M.DAS: Shallow foundation (Bearing Capacity and Settlement), Sacramento, California 1999 by CRC Press LLC
- [6] JEAN PIERRE MAGNAN: international symposia on the identification and determination of Fond Sup 2003, Vol 2
- [7] SAM HELWANY: Applied soil mechanics with ABAQUS application, John Wiley & Sons 2007
- [8] TERZAGHI, K. (1943): Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943
- [9] DTR-BC 2.2331, règle de calcul des fondations superficielles, documents édités par le CGS de Hussein Dey – Alger).
- [10] BOUAFIA ALI: les essais in situ dans les projets de fondations, ISBN 9961.0.0692.5, Ed. 2.03.4559 Alger, 2006.
- [11] BAHAR. R: Tec 08 : MDS II , les essais in situ, GEOTEC
- [12] ROGER FRANK: calcul des fondations superficielles et profondes, Ed Techniques et Documentations, 1999 ; 142 p.
- [13] CERNICA .JOHN . N.: Geotechnical Engineering, foundation design, edition Lavoisier 1995
- [14] HABIB PIERRE: Génie géotechnique –Application de la mécanique des sols et des roches, Ellipses 1997.
- [15] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahiers des clauses technique générales applicables aux marché publics de travaux Fascicule n° 62- Titre V, : ministère de l'Equipement, du logement et des transports 1993
- [16] DTU 13.11 - Fondations superficielles; 5-1988. France
- [17] CASSAN .M: les essais in situ en mécanique des sols-Applications et méthodes de calcul ,tome II ,édition Eyrolles 1978
- [18] YOUSSEF ABDEL MASSIH, D: Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches probabiliste, Thèse de Doctorat ,2008.
- [19] BORNAREL BRUNO : fondation superficielles sur pente et essai pressiometrique approche numérique, thèse de Doctorat, 1999.

- [20]AMAR S., BAGUELIN F., CANEPA Y (1984)., "Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles " Annales de l'ITBTP, n° 427, pp. 8 1-109.
- [21]BAKIR N., GAMIER J., CANEPA Y.(1994), "Étude sur modèles centrifugés de la capacité portante des fondations superficielles", Rapport de recherche du LCPC, GT n° 59, LCPC, Paris.
- [22]COMBARIEU O.(1997), "Capacité portante des fondations superficielles. Pressiomètre et essais de laboratoire ", Bulletin de liaison des LCPC, n° 211, pp. 53-72.
- [23] Document Technique Unifié DTU n° 13.12(1988), "Règles pour le calcul des fondations superficielles", CSTB.
- [24]Laboratoire des ponts et chaussées(1971), "Mode opératoire de l'essai pressiométrique normal", Éditions Dunod, Paris.
- [25]MARECHAL O.(1999),"Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées", Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, à paraître.
- [26]MENARD L.(1963),"Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques ", Sols-Soils, n° 5, Tome 2, Paris.
- [27]AMAR S., BAGUELIN F., CANEPA Y. , FRANK R., Comportement à long terme des fondations superficielles. Prévisions et observations, Congr. de San Francisco, 1985, vol. 4, p. 2155-2158.
- [28] DE BEER E. E., Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Proceed, of a Symposium held at Duke University, April 1965.
- [29] PAUNESCU M. , AGNET GRUIA, Some aspects concerning the study of foundation soils using cone penetration test, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.
- [30]SALENÇON J., FLORENTIN P. et GABRIEL Y., Capacité portante globale d'une fondation sur un sol non homogène, Géotechnique, 26, 2, 1976, p. 351-370.
- [31]SALENÇON J., Comments on the effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, Géotechnique, 24, 3, 1974, p. 449-451.
- [32]SALENÇON J., FLORENTIN P. et GABRIEL Y., Capacité portante d'une fondation sur un sol de cohésion variable, c.r. Acad. Sci., B, 282, Paris, 1976, p. 169-171.
- [33]KAMEL H. , Etude théorique et expérimentale de la transmission de la contrainte verticale dans un bicouche sous une fondation, Thèse Univ. Paris VI, 1974.
- [34] TRAN-VO-NIEM (1965) "*Contribution à l'étude de la force portante limite des fondations superficielles dans un milieu à deux dimensions : Fondations à charge inclinée et excentrée et fondation sur talus*", Thèse de spécialité de la faculté des sciences de l'université de Grenoble.

- [35]SALENÇON J., PECKER A. (1995) "*Bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric load* Eur. Jour, of Mech., A/Solids, vol. 14, n°3, pp. 349-396.
- [36] MATAR M., SALENÇON J. (1982) *Capacité portante des fondations superficielles circulaires*, Jl. Mec. Th. App, vol. 1. n°2, pp. 237-267.
- [37]FIKRAT S. (1991) *Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'un talu s*, Rapport de travail de fin d'étude, Ecole Polytechnique.

Annexe A

I. Cas de chargement

Projet	Semelle	Cas de chargement		excentrement
		N_{ult} (KN/ml)	M_{ult} (KN.m)	$e_B = M_{ult} / N_{ult}$ (m)
Siège daïra +résidence	SF1	166.54	0.43	$2.58 \cdot 10^{-3}$
	SF2	116.25	0.97	$8.34 \cdot 10^{-3}$
Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	430.54	1.01	$2.34 \cdot 10^{-3}$
	SF2	307.39	9.36	$3 \cdot 10^{-2}$
	SF3	204.94	6.64	$3.2 \cdot 10^{-2}$
	SF4	261.93	2.98	$1.1 \cdot 10^{-2}$
	SF5	276.18	0.93	$3.36 \cdot 10^{-3}$
	SF6	304.01	0.45	$1.48 \cdot 10^{-3}$
	SF7	192.00	0.62	$3.23 \cdot 10^{-3}$

Tableau 3 : Cas de chargement des semelles filantes

Projet	Semelle	Cas de chargement			excentrement	
		N_{ult} (KN)	$M_{ult(xx)}$ (sens xx) (KN.m)	$M_{ult(yy)}$ (sens yy) (KN.m)	$e_B = M_{ult(xx)} / N_{ult}$ (sens xx) (m)	$e_L = M_{ult(yy)} / N_{ult}$ (sens yy) (m)
Ecole	S1	485.00	0.08	29.98	$1.65 \cdot 10^{-4}$	$6.2 \cdot 10^{-2}$

fondamentale (bloc classes)	S2	651.47	0.03	25.31	$0.04.10^{-3}$	4.10^{-2}
	S'1	212.42	0.01	4.10	$4.70.10^{-5}$	2.10^{-2}
Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	482.43	0.26	28.32	$5.39.10^{-4}$	$5.8.10^{-2}$
	S2	701.52	0.54	26.79	$7.69.10^{-4}$	$3.8.10^{-2}$
	S'1	166.79	0.35	3.51	$2.1.10^{-3}$	2.10^{-2}
	S'2	404.07	1.38	0.29	$3.41.10^{-3}$	$7.17.10^{-4}$
Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	968.46	1.64	43.48	$1.69.10^{-3}$	$4.48.10^{-2}$
	S2	1509.31	6.73	36.76	$4.45.10^{-3}$	$2.43.10^{-2}$
	S'1	521.22	2.03	5.99	$3.89.10^{-3}$	$1.15.10^{-2}$

Tableau 2 : Cas de chargement des semelles rectangulaires et carrées

Annexe B

II. Variation des paramètres mécaniques c et φ

II.1 Variation de la cohésion

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenn e c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimal e c_{min}
Site lycée 1000 places à Haratan	Siège daïra +résidence	SF1	0.76	0.69	0.85
		SF2	0.55	0.50	0.61
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	1.93	1.75	2.14
		SF2	1.45	1.32	1.60

)	SF3	0.99	0.90	1.10
		SF4	1.20	1.09	1.34
		SF5	1.25	1.14	1.40
		SF6	1.37	1.24	1.53
		SF7	0.88	0.79	0.98

Tableau 3 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 1)

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenn e c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimal e c_{min}
Site lycée 1000 places à Ouled Rabah	Siège daïra +résidence	SF1	0.78	0.71	0.85
		SF2	0.56	0.51	0.61
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	1.99	1.82	2.17
		SF2	1.48	1.36	1.61
		SF3	1.01	0.93	1.10
		SF4	1.23	1.13	1.34
		SF5	1.28	1.18	1.40
		SF6	1.41	1.29	1.54
		SF7	0.90	0.82	0.98

Tableau 4 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 2)

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimale c_{min}
Site école fondamentale à Beni Hbib	Siège daïra +résidence	SF1	0.92	0.83	1.03
		SF2	0.65	0.59	0.73
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	2.33	2.11	2.61
		SF2	1.73	1.57	1.93
		SF3	1.18	1.07	1.32
		SF4	1.45	1.31	1.62
		SF5	1.52	1.36	1.69
		SF6	1.66	1.5	1.86
		SF7	1.06	0.95	1.18

Tableau 5 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 3)

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimale c_{min}
Site siège daïra +résidence Taher	Siège daïra +résidence	SF1	0.51	0.42	0.64
		SF2	0.37	0.31	0.46
	Lycée 1000	SF1	1.31	1.09	1.64

	places (bloc administration)	SF2	0.99	0.84	1.23
		SF3	0.69	0.58	0.85
		SF4	0.82	0.68	1.02
		SF5	0.85	0.70	1.06
		SF6	0.93	0.77	1.16
		SF7	0.59	0.49	0.74

Tableau 6 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 4)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne C_{moy}	Valeur maximale C_{max}	Valeur minimale C_{min}

Site lycée 1000 places Haratan	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.15	1.09	1.21
		S2	1.31	1.24	1.38
		S'1	0.95	0.90	1.00
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.27	1.20	1.34
		S2	1.50	1.43	1.59
		S'1	0.84	0.80	0.89
		S'2	1.28	1.21	1.35
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.57	1.49	1.66
		S2	1.94	1.84	2.05
		S'1	1.46	1.38	1.55

Tableau 7 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 1)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne c_{moy}	Valeur maximale c_{max}	Valeur minimale c_{min}
Site lycée 1000 places Ouled Rabah	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.15	1.10	1.20
		S2	1.31	1.25	1.37
		S'1	0.94	0.90	0.98
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.27	1.21	1.33
		S2	1.50	1.44	1.57
		S'1	0.84	0.80	0.88
		S'2	1.27	1.22	1.33
	Lycée 1000 places (bloc	S1	1.65	1.51	1.58
		S2	1.95	1.87	2.04

	administration)	S'1	1.46	1.53	1.39
--	-----------------	-----	------	------	------

Tableau 8 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 2)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
			C_{moy}	C_{max}	C_{min}
Site école fondamentale Beni Hbib	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.26	1.19	1.33
		S2	1.44	1.36	1.52
		S'1	1.03	0.98	1.10
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.39	1.31	1.47
		S2	1.65	1.56	1.75
		S'1	0.92	0.87	0.98
		S'2	1.40	1.32	1.49
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.73	1.63	1.83
		S2	2.13	2.02	2.26
		S'1	1.60	1.51	1.70

Tableau 9 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 3)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
			c_{moy}	c_{max}	c_{min}
Site siège daira +résidence Taher	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	0.94	0.86	1.05
		S2	1.07	0.97	1.20
		S'1	0.77	0.70	0.86
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.04	0.94	1.16
		S2	1.23	1.12	1.38
		S'1	0.69	0.62	0.77
		S'2	1.04	0.94	1.17
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.28	1.17	1.44
		S2	1.59	1.45	1.78
		S'1	1.19	1.08	1.34

Tableau 40 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 4)

II.2 Variation d'angle de frottement

site	Projet	Seme lle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}
Site lycée 1000 places Haratan	Siège daïra +résidence	SF1	0.77	0.71	0.85
		SF2	0.56	0.51	0.61
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	1.95	1.79	2.16
		SF2	1.46	1.35	1.61
		SF3	1.01	0.93	1.10
		SF4	1.23	1.12	1.35
		SF5	1.28	1.16	1.40
		SF6	1.40	1.27	1.54
		SF7	0.90	0.82	0.98

Tableau 51 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 1)

site	Projet	Semell e	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenn e	Valeur maximale	Valeur minimale
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}
Site lycée 1000 places Ouled Rabah	Siège daïra +résidence	SF1	0.85	0.81	0.89
		SF2	0.61	0.58	0.64
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	2.17	2.06	2.29
		SF2	1.61	1.53	1.70
		SF3	1.10	1.05	1.16
		SF4	1.35	1.28	1.42
		SF5	1.41	1.34	1.48
		SF6	1.54	1.46	1.62

		SF7	0.98	0.93	1.03
--	--	-----	------	------	------

Tableau 62 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 2)

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne φ_{moy}	Valeur maximale φ_{max}	Valeur minimale φ_{min}
Site école fondamentale Beni Hbib	Siège daïra +résidence	SF1	0.94	0.92	0.97
		SF2	0.67	0.65	0.69
	Lycée 1000 places (bloc administratif)	SF1	2.40	2.34	2.46
		SF2	1.78	1.73	1.83
		SF3	1.21	1.18	1.24
		SF4	1.49	1.45	1.53

		SF5	1.55	1.51	1.59
		SF6	1.70	1.66	1.75
		SF7	1.09	1.06	1.12

Tableau 73 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 3)

site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}
Site siège daïra +résidence Taher	Siège daïra +résidence	SF1	0.51	0.43	0.60
		SF2	0.37	0.31	0.43
	Lycée 1000 places (bloc administratif)	SF1	1.31	1.10	1.55
		SF2	0.99	0.84	1.16
		SF3	0.69	0.59	0.80
		SF4	0.82	0.69	0.96
		SF5	0.85	0.71	1.00
		SF6	0.93	0.78	1.10
		SF7	0.59	0.50	0.70

Tableau 84 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes (cas de site 4)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne	Valeur maximale	Valeur minimale
			φ_{moy}	φ_{max}	φ_{min}
Site lycée 1000 places Haratan	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.16	1.11	1.21
		S2	1.32	1.26	1.38
		S'1	0.96	0.92	1.00
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.28	1.22	1.34
		S2	1.52	1.45	1.59
		S'1	0.85	0.81	0.89
		S'2	1.29	1.23	1.35
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.59	1.52	1.66
		S2	1.96	1.87	2.06
		S'1	1.48	1.41	1.55

Tableau 95 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 1)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)
------	--------	---------	------------------------

			Valeur moyenne φ_{moy}	Valeur maximale φ_{max}	Valeur minimale φ_{min}
Site lycée 1000 places Ouled Rabah	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.20	1.17	1.23
		S2	1.37	1.33	1.40
		S'1	0.98	0.96	1.01
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.32	1.29	1.36
		S2	1.58	1.54	1.62
		S'1	0.88	0.86	0.90
		S'2	1.33	1.30	1.37
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.65	1.61	1.69
		S2	2.04	1.99	2.10
		S'1	1.53	1.49	1.57

Tableau 106 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 2)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne φ_{moy}	Valeur maximale φ_{max}	Valeur minimale φ_{min}

Site école fondamentale Beni Hbib	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.27	1.25	1.29
		S2	1.45	1.43	1.47
		S'1	1.04	1.03	1.06
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.40	1.38	1.42
		S2	1.67	1.65	1.69
		S'1	0.93	0.92	0.94
		S'2	1.42	1.40	1.44
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.74	1.72	1.77
		S2	2.16	2.13	2.19
		S'1	1.62	1.60	1.64

Tableau 117 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 3)

Site	Projet	Semelle	Largeur minimale B (m)		
			Valeur moyenne Φ_{moy}	Valeur maximale Φ_{max}	Valeur minimale Φ_{min}
Site siège daïra +résidence Taher	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	0.94	0.86	1.02
		S2	1.07	0.98	1.16
		S'1	0.77	0.71	0.83
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.04	0.95	1.12
		S2	1.23	1.13	1.33
		S'1	0.69	0.63	0.75
		S'2	1.04	0.95	1.13
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.28	1.18	1.39
		S2	1.59	1.45	1.73
		S'1	1.19	1.09	1.29

Tableau 128 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées (cas de site 4)

Site	projet	semelle	k_p	Pl^*_e (KPa)	B (m)
Annexe C III des Etude géotechnique université Tassoult	Siège daïra +résidence	SF1	1.15	560	0.50
		SF2	1.15	560	0.40
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	1.15	764	1.00
		SF2	1.15	709	0.80
		SF3	1.15	560	0.65
		SF4	1.15	683	0.67
		SF5	1.15	688	0.70
		SF6	1.15	700	0.75
		SF7	1.15	560	0.55

.Variation

paramètres pressiométriques

Tableau 139 : Largeurs minimales B [m] des semelles filantes

Site	projet	semelle	k_p	Pl^*_e (KPa)	B (m)
Etude géotechnique université Tassoust	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	1.24	716	0.85
		S2	1.24	736	0.95
		S'1	688	1.30	0.70
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	1.26	728	0.90
		S2	1.26	764	1.10
		S'1	1.30	683	0.67
		S'2	1.30	728	0.90
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	1.24	764	1.10
		S2	1.24	746	1.35
		S'1	1.30	764	1.10

Tableau 140 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées

Annexe D

IV .Variation des paramètres pénétrométriques

Tableau 21 :
minimales B
semelles

Site	projet	semelle	q _d (KPa)	B (m)
Site 20 logements Belghimouz	Siège daïra +résidence	SF1	2742	0.85
		SF2	2620	0.65
	Lycée 1000 places (bloc administration)	SF1	2966	2.00
		SF2	2913	1.50
		SF3	2838	1.10
		SF4	2871	1.25
		SF5	2885	1.30
		SF6	2909	1.45
		SF7	2796	0.95

Largeurs
[m] des
filantes

Site	projet	semelle	q _d (KPa)	B (m)
Site 20 logements Belghimouz	Ecole fondamentale (bloc classes)	S1	2871	1.25
		S2	2909	1.40
		S'1	2838	1.10
	Lycée 1000 places (bloc classes)	S1	2897	1.35
		S2	2922	1.60
		S'1	2796	0.95
		S'2	2909	1.40
	Lycée 1000 places (bloc administration)	S1	2922	1.65
		S2	2972	2.10
		S'1	2922	1.60

Tableau 152 : Largeurs minimales B [m] des semelles rectangulaires et carrées