UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION D'UN LOGICIEL D'ANALYSE DES FONDATIONS DES MURS ANTIBRUIT

BADR BENABDELLAH
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AOÛT 2004

©Badr Benabdellah, 2004

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-97926-1
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-97926-1

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION D'UN LOGICIEL D'ANALYSE DES FONDATIONS DES MURS ANTIBRUIT

Présenté par : BENABDELLAH Badr

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LECLERC Guy, Ph.D., president

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme LEITE Maria Helena, Ph.D., membre

À mes parents,

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à exprimer ma très profonde gratitude et témoigner ma reconnaissance à mon directeur de recherche, M. Vincenzo Silvestri, tant pour la confiance qu'il m'a accordée, sa disponibilité et les efforts qu'il a consacrés à ce projet que pour ses encouragements, son soutien moral et financier, son savoir qu'il a si généreusement mis à ma disposition et ses précieuses et fructueuses discussions pendant la rédaction de cette thèse.

Je remercie également Mme Maria Helena Leite et M. Guy Leclerc pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont offert durant mon baccalauréat et je me vois honoré de leur présence sur le jury. Je tiens à les remercier pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture et l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais aussi remercier chaleureusement M. André Ducharme pour avoir cru en moi et m'avoir engagé au laboratoire alors que j'étais encore étudiant au premier cycle, pour m'avoir transmis cette passion qu'est la géotechnique, pour ces précieux conseils, ses encouragements, et pour l'atmosphère sympathique qu'il a su créer et garder au sein du laboratoire. Je témoigne aussi mon amitié à mes collègues : S. Pelletier, F. El Madani, H. Longtin, B. Courselle, G. Abou-Samra, M. Payeur et J-B. Dromer. En leur compagnie cette étape de ma vie a pris un tournant passionnant et enrichissant. Je remercie également Mmes L. Paquin, L. Millette et M. Latour pour leur gentillesse.

Je ne saurais comment remercier mes parents pour m'avoir épaulé durant toutes ses années, pour leur soutien, compréhension et encouragement.

Enfin, une pensée spéciale s'adresse à tous mes amis avec qui j'ai passé les plus belles années de ma vie.

RÉSUMÉ

Contrairement aux ouvrages de génie civil de grande échelle, les fondations des murs antibruit requièrent une attention particulière au niveau de la conception. En effet, une part importante des coûts est associée à leur construction en comparaison à la valeur totale de ce type de structure. Dans la pratique courante, l'absence de normes régissant ce type d'ouvrage amène les concepteurs à se tourner vers des méthodes de calcul spécifiques aux murs de soutènement ou aux supports de matériels routiers, et de les adapter à la conception des murs antibruit en intégrant des coefficients de sécurité considérables.

L'objectif de ce projet est de concevoir un outil informatisé pour analyser et dimensionner les fondations des murs antibruit. Afin d'acquérir une bonne connaissance du sujet, la première action consistait à se familiariser avec les différents types de murs antibruit existants. Par la suite, deux principaux volets ont été abordés dans cette étude. Le premier, concernant l'aspect structural, a permis d'identifier les normes traitant du sujet et d'arrêter notre choix à l'ASSHTO (2002) pour les combinaisons de charges à utiliser. Le second, portant sur une analyse géotechnique, introduit les quatre types de fondations traités par le programme d'Analyse des Fondations des Murs AntiBruit (*AFMAB*) à savoir, les semelles superficielles carrées, les semelles filantes, les pieux verticaux et une combinaison de deux pieux inclinés reliés à un massif de tête. Pour chacun de ces types de fondations, deux sols de support ont été considérés, soit un sol cohérent ou granulaire. La norme CSA (2000) s'est avérée être la principale référence concernant les coefficients de tenue géotechnique. Pour le développement d'*AFMAB*, les méthodes de calcul traditionnelles ont été utilisées pour la conception des semelles superficielles. Par ailleurs, pour les pieux verticaux, la méthode de Broms a été privilégiée compte tenu de sa simplicité et du fait qu'elle soit recommandée pour des projets de petite envergure. Enfin, en ce qui a trait aux pieux inclinés, seules les charges

axiales ont été considérées et l'effort susceptible d'être mobilisé sous la semelle ignoré, conduisant ainsi à un dimensionnement sécuritaire et simplifié.

Afin de s'assurer du bon fonctionnement du programme, le logiciel *AllPile* commercialisé sur le marché, a permis d'effectuant des simulations sur chacun des types de fondations traités. Une comparaison avec *AFMAB* a permis de constater que les résultats sont dans l'ensemble satisfaisants.

ABSTRACT

The foundations of noise barriers require a particular attention at the design level. In fact, the construction of noise barriers constitutes a large percentage of cost of the entire structure. Practically, without appropriate codes of noise barriers construction, designers try to solve the problem by applying large load factors adopted from methods of retaining walls and highway materials supports design codes

The main objective of this study is to design a computing tool for analyzing and designing noise barrier foundations. Understanding the whole subject depends on familiarization of the different types of existing noise barriers. Two main aspects are considered to accomplish this task. The first one is the structural aspect witch permits to identify several codes used in the design of noise barriers; finally we adopted the ASSTHO (2002) code for calculations of loads combinations. The second aspect of the project is a geotechnical analysis witch introduces the four types of footings used in the program *AFMAB*, namely shallow square footings, spread footings, vertical piles and a combination of two battered piles assembled to a cap. A coherent and a granular soil have been used for simulations in *AFMAB*. The geotechnical load factors were inspired from the CSA (2000) code witch constitutes the principal reference for this study. The design of shallow footings was based on traditional design methods. Elsewhere, for its simplicity, the method of Broms is recommended for small scale projects and therefore was adopted in *AFMAB* for the design of vertical piles. Finally, for calculation of inclined piles, we just considered the axial forces and we ignored the effort susceptible to be mobilized at the level of the cap. The last assumptions lead to a more safe and simplified design.

The verifications of *AFMAB* results were made using on commercial software, namely, *AllPile*. The simulations indicate a satisfactory comparison between our results and those obtained using *AllPile*.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE iv

REMERCIEMENTS v

RÉSUMÉ vi

ABSTRACT viii

TABLE DES MATIÈRES x

LISTE DES TABLEAUX xiv

LISTE DES FIGURES xviii

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xx

LISTE DES ANNEXES xxiv

AVANT PROPOS xxv

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION 1

1.1 Seuil d'intervention 2

1.2 L'approche corrective 2

1.3 L'approche de planification intégrée 3

1.4 Critères de conception 3

1.5 Avantages et inconvénients de l'utilisation des murs antibruit 3

1.6 Autres mesures d'atténuation du bruit 4

1.7 Problématique 5

1.8 Objectifs 5

1.9 Méthodologie 6
1.10 Organisation du mémoire 6
1.11 Logiciels existants 7

CHAPITRE 2 : TYPES DE MURS ANTIBRUIT 9
2.1 Barrières supportées sur sol 9
2.2 Barrières supportées sur structure 10
2.3 Matériaux utilisés pour les murs antibruit 10
2.3.1 Béton 11
2.3.2 Métal 11
2.3.3 Briques et blocs de maçonnerie 12
2.3.4 Bois 13
2.3.5 Verre ou plexiglas 13
2.3.6 Plastique 15
2.3.7 Caoutchouc recyclé 15
2.4 Statistiques 16

CHAPITRE 3 : CHARGES APPLIQUÉES 18
3.1 Les charges 18
3.1.1 Les charges de gravité 19
3.1.1.1 Charges mortes 19
3.1.1.2 Charge due à l'accumulation de la glace 19
3.1.1.3 Surcharge d'utilisation 19
3.1.2 Charges latérales 20
3.1.2.1 Charge due au vent 20
3.1.2.2 Charge sismique 23
3.1.2.3 Poussée latérale des terres 24
3.1.2.4 Charge due à l'impact des véhicules 24
3.2 Combinaisons de charges 25
3.2.1 CAN/CSA – S06-00 (2000) 25

3.2.2 CAN/CSA – Z107.9-00 (2003) 28
3.2.3 AASHTO (2002) 28
3.3 Coefficients de tenue géotechnique 29

CHAPITRE 4 : SOLS DE SUPPORT ET FONDATIONS 31
4.1 Sols de support 31
4.2 Types de fondations 35
4.3 Étapes de calcul 36
4.3.1 Fondation superficielle carrée et filante 36
4.3.1.1 Critère d'excentricité 36
4.3.1.2 Critère de capacité portante 39
4.3.1.3 Critère de glissement horizontal 47
4.3.1.4 Critère de tassement et rotation de la base 48
4.3.2 Pilastre ou pieu circulaire 53
4.3.2.1 Critère de renversement 53
4.3.2.2 Critère de déflexion latérale 59
4.3.2.3 Critère de capacité portante 65
4.3.2.4 Critère de tassement 68
4.3.3 Pieux circulaires inclinés 69
4.3.3.1 Charges axiales 70
4.3.3.2 Critère de capacité portante 72
4.3.3.3 Critère de tassement et rotation 73

CHAPITRE 5 : SIMULATIONS, ANALYSE ET COMPARAISON DES RÉSULTATS 76
5.1 Simulations et analyse des résultats 76
5.1.1 Fondation superficielle carrée sur sol argileux 76
5.1.2 Fondation superficielle filante sur sable 81
5.1.3 Pilastre ou pieu circulaire sur sol argileux 85
5.1.4 Pieux inclinés sur sable 94

5.2 Comparaison des résultats 99
5.2.1 Fondation superficielle carrée sur sol argileux 100
5.2.2 Fondation superficielle filante sur sable 103
5.2.3 Pilastre ou pieu circulaire sur argile 105
5.2.4 Pieux inclinés sur sable 108

CHAPITRE 6 : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 113

RÉFÉRENCES 115

ANNEXES 120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Matériaux utilisés pour la construction des murs antibruit au Etats-Unis pour l'année 2001 17

Tableau 3-1 : Coefficient C_c pour mur antibruit non monté sur structure, de catégorie B1 21

Tableau 3-2 : Coefficient C_c pour mur antibruit non monté sur structure, de catégorie B2 21

Tableau 3-3 : Coefficient C_c pour mur antibruit monté sur pont ou mur de soutènement, de catégorie C 22

Tableau 3-4 : Coefficient C_c pour mur antibruit de catégorie D. 22

Tableau 3-5 : Combinaison de charges selon CAN/CSA – S06-00 26

Tableau 3-6 : Coefficients de pondération des charges tels que spécifiés dans CAN/CSA – S06-00 27

Tableau 3-7 : Coefficients de tenue géotechnique – CAN/CSA – S06-00. 30

Tableau 4-1 : Consistance de l'argile. 32

Tableau 4-2 : Compacité du sable 32

Tableau 4-3 : Valeurs typiques du module d'élasticité pour différents types de sols. 33

Tableau 4-4 : Valeurs typiques du coefficient de Poisson pour différents types de sols et matériaux 34

Tableau 4-5 : Valeurs typiques du coefficient de réaction pour différents types de sols 35

Tableau 4-6 : Facteurs d'influence, I_θ pour une base flexible ou rigide. 53

Tableau 4-7 : Coefficients n_1 et n_2 nécessaires au calcul de k_s dans un sol argileux. 57

Tableau 4-8 : Coefficient de réaction pour un sable. 58

Tableau 4-9 : Rigidité du pieu par rapport au sol selon Duncan et al., (1994) 59

Tableau 5-1 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=3 m, H=3 m et E_p=0,3 m. 78

Tableau 5-2 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=3 m, H=3 m et E_p=0,5 m. 78

Tableau 5-3 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=5 m, H=3 m et E_p=0,3 m. 78

Tableau 5-4 : Résultats obtenus pour l'exemple 1. 79

Tableau 5-5 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=3 m, E_p=0,35 m 84

Tableau 5-6 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m, E_p=0,35 m.....84

Tableau 5-7 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m, E_p=0,6 m.....84

Tableau 5-8 : Résultats obtenus pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m. 85

Tableau 5-9 : Données supplémentaires, exemple 3.....86

Tableau 5-10 : Résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec K_h, exemple 3. 87

Tableau 5-11 : Suite des résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec K_h, exemple 3.....88

Tableau 5-12 : Résultats des simulations pour un pieu fixe en tête avec K_h, exemple 3. 91

Tableau 5-13 : Résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec 1/2 K_h, exemple 3. 92

Tableau 5-14 : Résultats des simulations pour un pieu fixe en tête avec 1/2 K_h, exemple 3. 93

Tableau 5-15 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,35 m, B=1,5 m.....95

Tableau 5-16 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,4 m, B=1,5 m.....96

Tableau 5-17 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,45 m, B=1,5 m. 97

Tableau 5-18 : Comparaison des résultats obtenus avec *AllPile* et *AFMAB*, semelle carrée sur argile 100

Tableau 5-19 : Comparaison des résultats obtenus avec *AllPile* et *AFMAB*, semelle filante sur sable. 103

Tableau 5-20 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu libre en tête, argile. 106

Tableau 5-21 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu fixe en tête, argile. 108

Tableau 5-22 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu incliné (C.), sable. 109

Tableau 5-23 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu incliné (T.), sable. 110

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Talus en terre, mur antibruit, combinaison de talus en terre et mur antibruit. 9

Figure 2-2 : Mur antibruit sur pont, sur viaduc, sur mur de soutènement 10

Figure 2-3 : Murs antibruit en béton 11

Figure 2-4 : Murs antibruit en métal. 12

Figure 2-5 : Murs antibruit en briques et blocs de maçonnerie 12

Figure 2-6 : Murs antibruit en bois. 13

Figure 2-7 : Murs antibruit construits à partir de panneaux transparents, en verre ou en plexiglas 14

Figure 2-8 : Mur antibruit en plastique. 15

Figure 2-9 : Murs antibruit en caoutchouc recyclé. 16

Figure 4-1 : Distribution de la pression sous la fondation, point de vue géotechnique. 36

Figure 4-2 : Distribution de la pression sous la fondation, point de vue structural 37

Figure 4-3 : Coefficient de portance Nγ 41

Figure 4-4 : Rotation d'une semelle sur un sol élastique. 52

Figure 4-5 : Distribution des pressions latérales pour un pieu libre et fixe en tête. 55

Figure 4-6 : Facteur d'adhésion α nécessaire au calcul du frottement latéral dans une argile 66

Figure 4-7 : Variation de la résistance en pointe et du frottement latéral avec la profondeur dans un sable homogène 67

Figure 4-8 : Schéma des efforts appliqués à la semelle 71

Figure 4-9 : Rotation des pieux inclinés et de la semelle de liaison 75

Figure 5-1 : Largeur de la fondation en fonction de la profondeur, semelle carrée. 79

Figure 5-2 : Pression nette appliquée en fonction de la largeur de la fondation, exemple 1. 80

Figure 5-3 : Distribution des pressions sous la fondation, exemple 1. 82

Figure 5-4 : Coefficient α utilisé par AllPile. 107

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Distance horizontale du centre de la longrine au centre du pieu.
A	Rapport d'accélération de la zone ou coefficient d'accélération sismique.
A'	Aire effective de la semelle.
A_p	Aire de la section du pieu.
A_f	Surface latérale du pieu.
B	Largeur de la semelle.
B'	Largeur effective de la semelle.
B"	Longueur de la fondation à considérer pour évaluer le tassement.
c	Cohésion.
C_a	Adhésion.
C_c	Coefficient qui combine l'exposition, la localisation et la hauteur.
C_d	Coefficient de traînée horizontale (AASHTO).
C_e	Coefficient d'exposition.
C_g	Coefficient de rafale.
C_h	Coefficient de traînée horizontale (CAN/CSA-S6-00).
D	Poids sismique ou, charge morte.
D_0	Diamètre du pieu.
D_f	Profondeur à laquelle se situe la fondation.
dB (A)	Niveau sonore mesuré en utilisant un filtre acoustique.
D_r et I_D	Indice de densité relative.
e	Hauteur à laquelle la charge latérale s'applique (pieu).
e_B	Excentricité de la charge sur la largeur B de la semelle.
E	Pression latérale des terres.
E_p	Epaisseur de la semelle ou, module d'élasticité du pieu.

EQD	Charge sismique.
EQE	Poussée latérale des terres provoquée par un séisme.
E_s	Module d'élasticité du sol.
f	Coefficient de charge morte (ASSHTO).
F_h	Charge due au vent (CAN/CSA-S6-00).
H	Hauteur du mur ou, charge horizontale pondérée.
H_{rs}	Réaction horizontale pondérée.
H_w	Profondeur à laquelle se situe la nappe.
i_c, i_q, i_γ	Coefficients d'inlinaison.
I et I_s	Charge due à la glace accumulée.
I_f	Facteur de profondeur.
I_{Dp}	Facteur d'influence attribué à la résistance en pointe.
I_{Ds}	Facteur d'influence attribué au frottement latéral.
I_p	Moment d'inertie de la section du pieu.
I_θ	Facteur d'influence (Rotation de la semelle).
I_s	Facteur de forme.
k_r	Facteur de flexibilité du pieu.
k_s	Coefficient de réaction horizontal du sol.
K_0	Coefficient de pression latérale des terres.
K_p	Coefficient de butée.
L	Longueur de la semelle ou, longueur du pieu.
L_c	Profondeur critique.
M	Moment de renversement.
M_{max}	Moment fléchissant maximal.
n_1, n_2	Coefficients empiriques.
N	Indice de pénétration standard.
N_c, N_q, N_γ	Coefficients adimensionnels de portance.

N_q^*	Facteur de capacité portante pour les fondations profondes.
p	Périmètre de la section du pieu.
P	Pression du vent, (ASSTHO) ou, charge verticale ou, charge latérale exercée sur un pieu.
q	Pression du vent de référence (CAN/CSA-S6-00) ou, pression des terres au niveau de la fondation.
q_0	Pression nette appliquée à la fondation.
q_{nette}	Capacité portante nette à l'état ultime.
q_{nette}^*	Capacité portante nette à admissible.
q_{brute}^*	Capacité portante brute.
q_{max}, q_{min}	Pression de contact sous la base de la semelle.
q_u	Résistance en compression ($2S_u$).
q_{Dp}	Proportion de la charge permanente reprise par la pointe du pieu par unité de surface.
Q_{Dp}	Proportion de la charge permanente reprise par la pointe du pieu.
Q_{Ds}	Proportion de la charge permanente reprise par le frottement latéral.
Q_p	Résistance en pointe.
Q_s	Frottement latéral.
R_1, R_2	Charges axiales transmises au pieu.
s_c, s_q, s_γ	Coefficients de forme.
S_e	Tassement élastique
S_{e1}	Tassement élastique du pieu
S_{e2}	Tassement causé par la proportion de la charge permanente reprise par la pointe du pieu.
S_{e3}	Tassement causé par la proportion de la charge permanente reprise par le frottement latéral.
SC	Surcharge d'utilisation.
S_u	Résistance au cisaillement non drainé.

V	Charges permanentes non pondérées ou, vitesse du vent de référence.
W	Charge due au vent sur l'ouvrage.
y, y_0	Déplacement latéral du pieu à la surface.
z	Profondeur à laquelle se produit le moment fléchissant maximal.
α	Nombre de coins de la semelle contribuant au tassement ou, facteur d'adhésion ou, angle de rotation de l'ensemble -semelle de liaison et pieux inclinés- par rapport à la verticale.
α_i	Coefficient de pondération de la charge « i » pour les états limites ultimes. (CAN/CSA-S6-00)
β	Facteur de pondération de la charge morte (ASSHTO) ou, Angle d'inclinaison du pieu par rapport à la verticale.
βL	Terme adimensionnel pour définir le type de pieu (Argile).
γ	Poids volumique du sol.
γ'	Poids volumique déjaugé du sol.
γ_{sat}	Poids volumique saturé du sol.
δ	Angle de frottement entre la semelle et le sol.
δ^*	Angle de la force résultante par rapport à la verticale.
ηL	Terme adimensionnel pour définir le type de pieu (Sable).
θ	Angle de rotation de la semelle par rapport à l'horizontale.
ν	Coefficient de Poisson.
ξ	Coefficient qui dépend de la distribution du frottement latéral.
ϕ	Angle de frottement interne.
ϕ_R	Coefficient de tenue géotechnique.
σ_{vo}	Contrainte totale à la profondeur en considération.
σ'_{vo}	Contrainte effective à la profondeur en considération.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Manuel d'utilisation 120

ANNEXE B : Pression moyenne du vent de référence et coefficient d'accélération sismique selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, CAN/CSA-S6-00 144

ANNEXE C : Résultats des simulations réalisées avec *AllPile* 163

ANNEXE D : Analyses préliminaires 193

AVANT PROPOS

Le présent rapport s'inscrit d'une part dans le cadre du projet CDT-P2555, intitulé Analyse des Fondations des Murs Antibruit, préparé et soumis au Ministère des Transports du Québec (MTQ) le 29 Juin 2004. Il présente également le mémoire d'un projet de 30 crédits en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées en ingénierie (M.Sc.A).

Au mois d'Août 2001, un premier programme fut réalisé par Mr. Riad Diab sous la supervision du professeur Mr. Vincenzo Silvestri et a été livré au MTQ. Il a été écrit en langage HP-Vee version 4 et nécessitait le logiciel Excel pour la réception et le traitement des sorties du programme. À la demande du Ministère des Transports, un nouveau mandat nous a été attribué. Il consiste en la conception d'un outil informatisé bâti sur une plateforme Excel servant à dimensionner différents types de fondations pour supporter les murs antibruit. L'étude doit comporter le cas du chargement sismique et le temps d'exécution doit être réduit. Dans cette perspective, l'outil ***AFMAB*** a été conçu.

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

Dans les dernières décennies, suite au développement effréné des agglomérations, le débit de la circulation routière dans les milieux urbains a fortement augmenté, entraînant ainsi une dégradation de la qualité de vie aux abords des autoroutes et boulevards urbains. Pour faire face à cette problématique, plusieurs projets de recherche et développement ont vu le jour. Ceux-ci avaient pour objectifs d'analyser la situation et d'apporter les solutions adéquates pour lutter contre cette perturbation sonore tout en s'inscrivant dans une perspective globale de mise en valeur de l'environnement et d'amélioration de la qualité de vie.

L'utilisation d'écrans antibruit, combinée dans certains cas à d'autres alternatives, s'inscrit ainsi dans les mesures d'atténuation du bruit routier et semble être devenue une pratique courante, du moins en milieu résidentiel de moyenne à basse densité, même si l'acceptation sociale des murs n'est pas toujours chose facile à obtenir. L'utilisation d'écrans antibruit est devenue largement utilisée aux États Unis au début des années soixante dix. En 1992, plus de 1609 km de barrières antibruit ont été construits avec une hauteur moyenne de 4.3 m et moyennant un coût de U.S. $ 148/m^2. En Europe et en Asie, plus particulièrement au Japon et Hong Kong où les espaces sont très restreints et la population très dense, l'utilisation des talus ou remblais antibruit étant impraticable et les barrières conventionnelles inefficaces, les murs antibruit ont été construits avec une courbure partielle par-dessus les autoroutes ou encore entourant globalement un tronçon particulier. Au Canada, la province de l'Ontario a entamé le programme d'atténuation du

bruit routier en 1970, incluant la recherche et la mise en place de barrières antibruit. Les villes d'Edmonton et de Calgary ont construit aussi à leur tour des longueurs considérables de barrières antibruit, en béton et en acier. Au Québec, le Ministère des Transports du Québec (MTQ) a adopté en 1994 une politique sur l'environnement, dans laquelle il s'engage à atténuer le bruit et les autres formes de pollution générée par la construction, l'utilisation et l'entretien des infrastructures de transport. Suite à cet engagement, le MTQ a adopté en 1998 une politique sur le bruit routier.

1.1 Seuil d'intervention, (André et Gagné, 2000)

Le MTQ a établi des seuils en matière de réduction du bruit routier dans les zones sensibles (résidentielles, institutionnelles ou récréatives).

- Le seuil d'intervention est fixé à 65 dB(A).
- Le niveau de bruit préconisé et jugé acceptable est 55 dB(A).

Deux approches pour atténuer le bruit sont mentionnées dans la politique sur le bruit routier, la première corrective et la seconde privilégiant une approche intégrée.

1.2 L'approche corrective, (André et Gagné, 2000)

Des corrections sont apportées à un tronçon de route, en zone résidentielle, lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Le niveau de bruit est supérieur ou égal à 65 dB(A).
- La réduction anticipée est supérieure ou égale à 7 dB(A).
- La zone résidentielle compte au moins dix unités d'habitation et une densité minimale de 30 unités d'habitations au kilomètre linéaire de route.

La municipalité concernée doit s'engager à défrayer la moitié des coûts de la mesure d'atténuation.

1.3 L'approche de planification intégrée, (André et Gagné, 2000)

Cette approche ne s'applique que dans le cas de nouveaux projets. Lors de la construction de nouvelles routes, le MTQ doit prendre toutes les dispositions afin de réduire au maximum les nuisances sonores. Les municipalités et les municipalités régionales ont aussi un rôle important à jouer.

1.4 Critères de conception

Plusieurs facteurs doivent être pris en considération pour la conception des murs antibruit. Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories. Les critères acoustiques et non acoustiques. Dans les premiers se trouvent le choix du matériau, la localisation ainsi que les dimensions et la forme de l'écran antibruit. Alors que les seconds comprennent entre autres l'intégrité structurale, le drainage, l'entretien, l'aspect esthétique, la prévision des accès, la réflexion de la lumière, la résistance au feu, l'impact des véhicules. Chacune de ces deux catégories revêt une importance équivalente mais aussi un intérêt particulier dépendamment du choix de l'écran antibruit retenu. Elles doivent être bien évidemment satisfaites pour assurer une bonne conception de l'ouvrage. Dans le présent document, on ne traite qu'une partie de "l'intégrité structurale" celle de la conception des fondations des murs antibruit.

1.5 Avantages et inconvénients de l'utilisation des murs antibruit

L'emploi des murs antibruit seuls ou en combinaison aux talus en terre engendre une nette diminution du bruit routier d'environ 5 à 10 dB(A), ce qui est généralement perçu comme une atténuation du bruit allant de 25 à 50% (André et Gagné, 2000). À cet égard, plusieurs effets bénéfiques peuvent être cités notamment sur les pratiques individuelles

et la santé physique et mentale des individus vivant à proximité des autoroutes ainsi que sur certains aspects socio-économiques.

En contre partie, les effets moins souhaitables qui peuvent résulter de l'utilisation des murs antibruit se résument dans la création d'un sentiment d'isolement ou l'effet d'être emmuré, la fermeture du champ visuel, la création possible d'un microclimat en réduisant l'ensoleillement et en favorisant le développement de corridors de vent, la nécessité d'un entretien et un investissement en aménagement paysager conduisant subséquemment à des coûts élevés. Dans des situations bien particulières, l'utilisation des murs peut s'avérer peu efficace pour les étages supérieurs, pouvant même accroître les niveaux d'exposition si les écrans sont parallèles ou si les façades favorisent la réflexion des ondes.

1.6 Autres mesures d'atténuation du bruit

Une panoplie de techniques et stratégies existe pour réduire le bruit routier. Sans toutefois être exhaustive, la liste qui suit expose les différentes mesures d'atténuation du bruit présentes dans la littérature.

- Réduction du bruit à l'intérieur de l'emprise routière notamment par le choix du type d'ouvrage (encaissement ou tunnel) et par le choix de la géométrie.
- Gestion de la circulation en éliminant les périodes de pointe et en redistribuant le flux de circulation.
- Intervention à la source d'émission par réglementation de la conception des véhicules.
- Écran végétal dense.
- Talus en terre avec ou sans écran.
- Écran antibruit.
- Insonorisation des bâtiments et réaménagement des logis.

- Expropriation et déplacement des résidences.

Certaines des mesures présentées peuvent être combinées entre elles pour atteindre des gains significatifs.

1.7 Problématique

Les fondations des murs antibruit représentent environ 30% du coût total de ces ouvrages. Les dimensions des fondations peuvent varier beaucoup d'un projet à l'autre, et ce, même dans le cas de projets similaires. L'absence de normalisation n'entraîne pas une optimisation de la conception des fondations, et cela a un impact direct sur les coûts de réalisation des écrans. Puisqu'il n'existe pas de normes dans le domaine, les concepteurs ont recours à des normes concernant des murs de soutènement ou des supports d'équipements routiers et ils appliquent des facteurs de sécurité considérables pour s'assurer de la stabilité de l'ouvrage.

D'autre part, la majorité des logiciels existants nécessitent une définition des dimensions des fondations et le chargement appliqué. De cette façon, ils n'effectuent pas un dimensionnement au vrai sens du terme, mais plutôt une vérification. Le concepteur est ainsi amené à trouver les dimensions adéquates des fondations en procédant par essais et erreurs jusqu'à ce que les grandeurs choisies respectent les critères de conception. De plus, il est difficile de trouver un logiciel qui intègre à la fois l'analyse des fondations superficielles et profondes.

1.8 Objectifs

L'objectif général est de réaliser des analyses structurales et géotechniques des fondations de murs antibruit ainsi que d'établir des types de fondations en tenant compte des différents matériaux disponibles sur le marché. Ce projet comprend la création d'un programme, spécifique à la conception des murs antibruit, qui dans un premier temps

calculera les charges appliquées aux fondations des écrans en fonction du type de mur et de sa localisation géographique et ensuite déterminera les dimensions des fondations requises pour satisfaire le chargement appliqué. De cette façon, l'utilisation de ce programme facilitera la tâche des concepteurs et permettra ultérieurement de normaliser ce type de fondation en vue d'en réduire les coûts de construction.

1.9 Méthodologie

En première étape, les principaux types de murs antibruit disponibles sur le marché sont présentés. Des analyses sont réalisées pour déterminer les charges et combinaisons de charges qui s'appliquent aux fondations supportant les murs. En deuxième étape, des analyses géotechniques sont réalisées. Les massifs de fondations sont étudiés à l'aide de méthodes numériques afin de déterminer la capacité portante et les tassements. Les simulations numériques tiennent compte des matériaux de fondations et des types de murs antibruit. Enfin, une comparaison des résultats obtenus est effectuée en utilisant un logiciel commercialisé sur le marché.

1.10 Organisation du mémoire

Le présent document fait état des méthodes de calcul sur lesquelles se base le programme. Il comprend six chapitres. Le premier présente une introduction. Le second résume les divers types de mur antibruit existants. Les charges appliquées ainsi que les types de fondations considérés sont traités respectivement dans le troisième et quatrième chapitre. Le cinquième chapitre s'intéresse aux simulations réalisées, leurs analyses et comparaisons. Finalement, une conclusion et des recommandations sont présentées au sixième chapitre.

Ce rapport intègre également en annexe un manuel d'utilisation qui devrait faciliter la familiarisation de l'usager au programme *AFMAB* en offrant une description des étapes

de lancement, d'exécution, des paramètres relatifs à la saisie des données et aux résultats.

1.11 Logiciels existants

Parmi les logiciels disponibles destinés au calcul des fondations on retrouve :

Le logiciel *VisualDesign*, developpé par la compagnie *Civil Design inc.* est un logiciel modulaire destiné à la base aux ingénieurs en structure. Il offre la possibilité d'effectuer la vérification des fondations superficielles et profondes mais nécessite l'achat d'un module supplémentaire nommé *Design des fondations*. Avant de pouvoir effectuer les vérifications, le concepteur doit tout d'abord créer un modèle structural en utilisant le module *Analyse statique* et définir les conditions aux frontières, les propriétés de la structure et les charges qui s'appliquent. Par la suite, les dimensions des semelles ou des pieux sont requises pour procéder à la vérification des fondations. L'avantage qu'offre ce programme est la possibilité de calculer la capacité portante selon différentes méthodes (Meyerhof, Hansen, Vesic, etc.). Il permet aussi de faire la conception des barres d'armature requises pour les semelles.

Le logiciel *UniPile*, developpé par la compagnie *UniSoft* calcule uniquement les fondations profondes soumises à un chargement vertical. Il n'offre pas la possibilité d'analyser des pieux chargés latéralement. Il nécessite les dimensions du pieu et les charges appliquées pour effectuer les vérifications.

Le logiciel *AllPile*, developpé par la compagnie *CivilTech* intègre dans un même programme l'analyse des fondations superficielles soumises à un chargement vertical ou excentré, l'analyse des fondations profondes sollicitées verticalement et/ou horizontalement et enfin l'analyse des fondations soumises à l'arrachement. Il nécessite

également la définition des charges appliquées et les dimensions des fondations à analyser.

D'autres logiciels existent également pour calculer les fondations, notamment : *UniBear*, de la compagnie *UniSoft*, qui est spécifique aux fondations des murs de soutènement; *COM624P*, développé à l'université du Texas, qui traite des pieux chargés latéralement (fonctionne sous DOS); *Spread footing*, développé par la compagnie *FINE*, calcule les fondations superficielles.

CHAPITRE 2
TYPES DE MURS ANTIBRUIT

Les barrières antibruit peuvent être divisées dans un premier temps en deux grandes catégories. Les barrières supportées sur le sol et celles supportées sur une structure. Ensuite, dépendamment du matériau utilisé, elles peuvent être encore subdivisées en plusieurs catégories.

2.1 Barrières supportées sur sol

Il existe trois types de base de barrières antibruit supportées directement sur le sol :

- Les talus en terre.
- Les murs antibruit.
- Les murs antibruit combinés aux talus en terre.

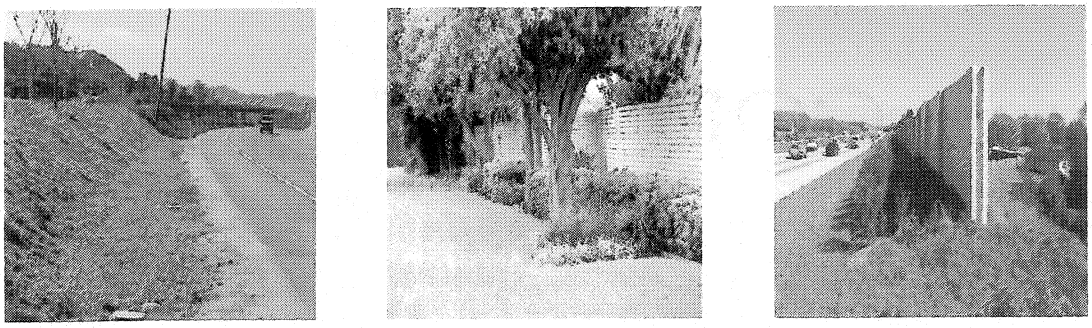


Figure 2-1 : Talus en terre, mur antibruit, combinaison de talus en terre et mur antibruit.

2.2 Barrières supportées sur structure

Deux principaux types d'écrans antibruit montés ou supportés sur structure peuvent être distingués :

- Les murs antibruit sur pont et viaduc.
- Les murs antibruit sur mur de soutènement.

Dans les deux cas, les charges causées par la présence de ces murs doivent être considérées lors de la conception des structures qui les supportent.



Figure 2-2 : Mur antibruit sur pont, sur viaduc, sur mur de soutènement.

2.3 Matériaux utilisés pour les murs antibruit

Jusqu'à tout récemment, presque la moitié des murs antibruit construits en Amérique du nord étaient faits en béton. De nos jours, une grande variété de matériaux est utilisée pour la construction des écrans antibruit, chacun d'entre eux possédant ses avantages et ses inconvénients. Le choix du type de matériau dépend de la nature et des besoins spécifiques du projet. La section qui suit présente brièvement les matériaux que l'on retrouve sur le marché et les considérations spécifiques à chacun d'entre eux.

2.3.1 Béton

Le béton est utilisé de différentes façons pour la construction des murs antibruit. On le retrouve sous forme de panneaux préfabriqués installés entre des poteaux en H ou encore coulé sur place. Il ne demande presque pas d'entretien et il est facilement réparable. C'est un matériau reconnu pour sa durabilité, sa résistance à des températures sévères et aux rayons du soleil. Plusieurs textures peuvent lui être appliquées pour satisfaire l'aspect esthétique et permettre une meilleure intégration du mur dans le milieu environnant.



Figure 2-3 : Murs antibruit en béton

2.3.2 Métal

Les trois types de métaux généralement utilisés sont l'acier, l'aluminium et l'acier inoxydable. L'acier est couramment utilisé dans le milieu de la construction, cependant il est dispendieux. L'aluminium est reconnu pour sa légèreté mais une couche galvanisée ne peut lui être appliquée. Enfin l'acier inoxydable est un matériau très durable qui offre une grande résistance à la corrosion. Il ne nécessite pas l'application d'une couche protectrice. Généralement, les écrans antibruit sont construits à partir de panneaux horizontaux ou verticaux formés de feuilles métalliques perforées entre lesquelles un matériau absorbant est placé. Ils peuvent être peints de différentes couleurs et sont très utilisés dans le cas de murs montés sur ponts ou de soutènement partiel. Certaines attentions particulières s'appliquent à ce type de matériau, entre autres, la réflexion de la

lumière sur les panneaux qui pourrait nuire au conducteur lorsque les murs sont proches de la route. En raison de l'exposition au soleil, les panneaux se réchauffent et nuisent au développement de la végétation à proximité. Il faut s'assurer de ne pas utiliser des métaux qui pourraient interagir entre eux. Enfin, en raison de la conductivité des métaux, il faut prévoir des mesures préventives lors d'installation à proximité de lignes électriques.

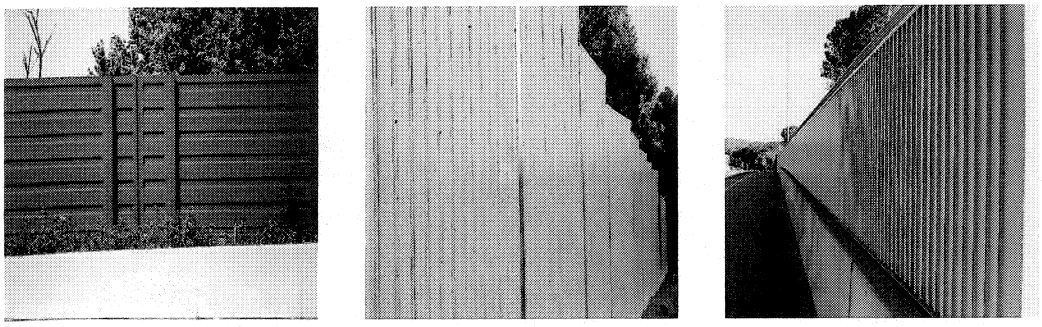


Figure 2-4 : Murs antibruit en métal.

2.3.3 Briques et blocs de maçonnerie

De façon générale, ces murs sont construits manuellement ou pré-assemblés à partir de briques ou blocs de maçonnerie. Dans la plupart des cas, ils sont supportés sur des semelles filantes mais peuvent aussi être montés sur des poutres de support dont les extrémités reposent sur des fondations isolées ou encore des pieux. L'érection de ce type



Figure 2-5 : Murs antibruit en briques et blocs de maçonnerie.

de mur nécessite l'installation d'un échafaudage. De plus, ils ne sont pas recommandés dans les régions nordiques où les conditions qui y prévalent peuvent faciliter leur détérioration.

2.3.4 Bois

La plupart des murs antibruit de ce type sont construits à partir de bois naturel, de contreplaqué ou de bois laminé. Différentes espèces de bois peuvent être utilisées dans la construction de ce type de mur, cependant elles n'atteignent pas le même niveau de performance. Le bois est un matériau très sensible à l'humidité; en l'absence d'un traitement adéquat, il gauchit et rétrécit. Toutefois, chaque espèce de bois réagit différemment au traitement. Le sapin, par exemple, ne permet pas un traitement uniforme et une pénétration profonde alors que le pin réagit mieux.

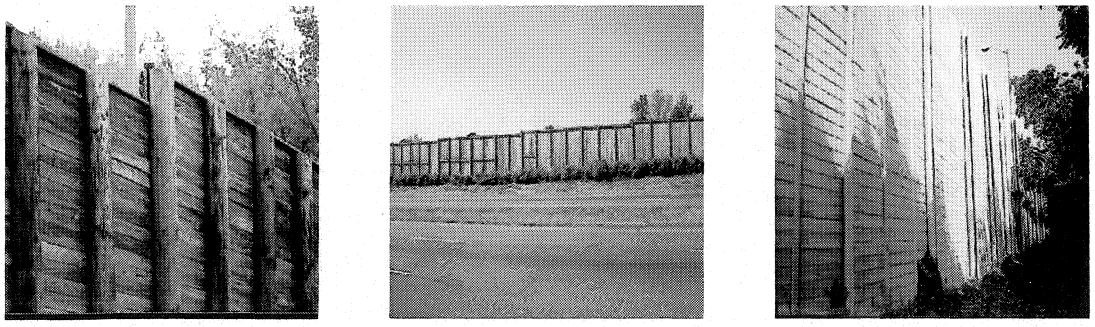


Figure 2-6 : Murs antibruit en bois.

2.3.5 Verre ou plexiglas

Ce type de mur antibruit a été développé dans la perspective de réduire l'impact visuel véhiculé par les autres types de barrières. Ces murs sont construits à partir de panneaux transparents en verre ou Plexiglas. Leur utilisation est devenue de plus en plus fréquente et représente un moyen très efficace pour intégrer de telles structures, surtout dans les milieux urbains. D'autre part, dans des situations bien particulières où les murs antibruit

traditionnels s'avèrent peu performants (étages supérieurs), l'utilisation des panneaux transparents pour envelopper un tronçon de route ou encore montés de sorte à donner une courbure au mur peut être une solution alternative efficace. Ils peuvent être aussi incorporés à d'autres types de barrière pour diverses raisons, entre autres, ouvrir le champ visuel aux usagers de la route. En dépit de tous ces avantages, le coût associé aux écrans antibruit construits à partir de panneaux transparents est relativement élevé. Dépendamment du matériau utilisé et des dimensions du panneau, les coûts peuvent varier entre 10 et 20 fois plus que ceux associés aux autres types de murs. Ils nécessitent un entretien régulier (nettoyage), sont particulièrement susceptibles au vandalisme et peuvent être sensibles aux débris volants provenant des routes et aux rayons ultraviolets après une longue exposition, et ce même après l'application d'une couche protectrice. Généralement, pour réduire l'effet de la réflexion de la lumière qui pourrait incommoder les automobilistes des panneaux teintés sont utilisés.

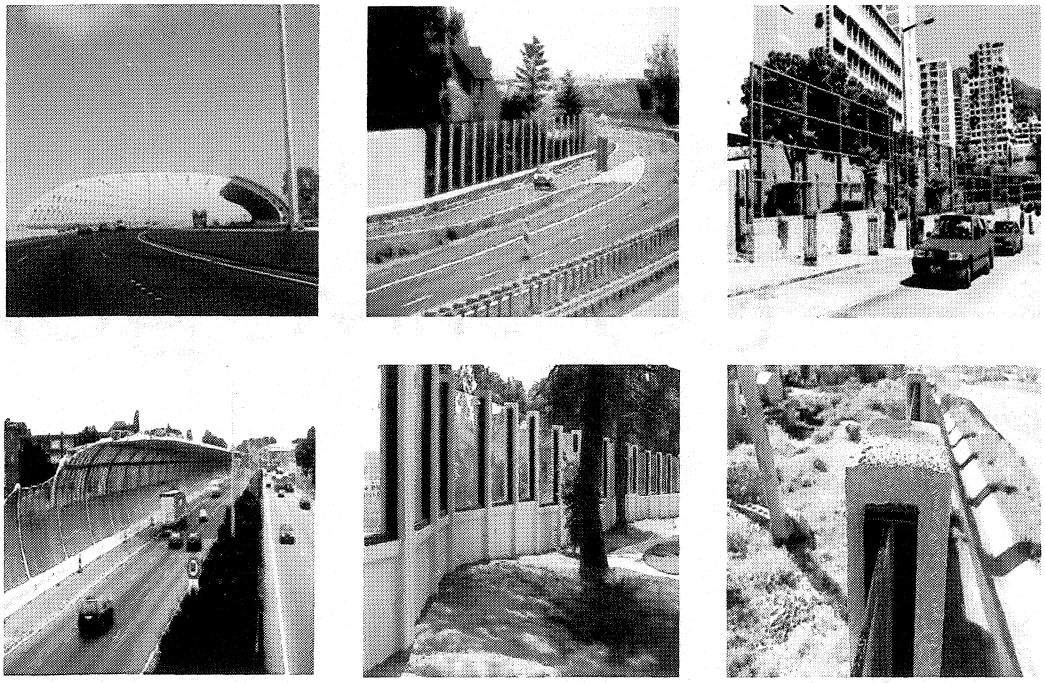


Figure 2-7 : Murs antibruit construits à partir de panneaux transparents, en verre ou en plexiglas.

2.3.6 Plastique

Différents types de plastique sont disponibles pour la construction des barrières antibruit. Les plus couramment utilisés dans cette industrie sont les matières thermoplastiques, aussi appelées plastomères, telles que le polyéthylène ou polythène et le polychlorure de vinyle communément appelé P.V.C. Ces matériaux sont non seulement reconnus pour leur malléabilité et souplesse mais aussi pour leur légèreté et réutilisation (recyclage). Ce type d'écran antibruit peut être utilisé dans n'importe quelle situation mais il est souvent recommandé pour être monté sur des structures déjà existantes. Cependant, en raison d'une longue exposition aux rayons ultraviolets, les panneaux en plastique peuvent se détériorer en perdant leur belle apparence et en subissant certaines déformations (rétrécissement), surtout dans le cas des plastiques dit instables. Il ne faut toutefois pas oublier que la biodégradation des matières plastiques pose des problèmes qui ne se retrouvent pas avec les matériaux « nobles ».

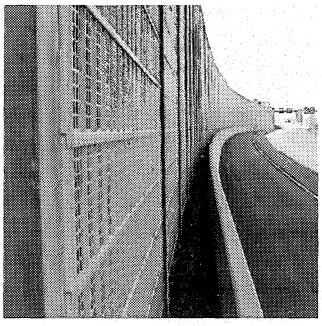


Figure 2-8 : Mur antibruit en plastique.

2.3.7 Caoutchouc recyclé

Depuis un certain temps, de nombreux gouvernements ont mis sur pied des programmes ayant pour objectif de trouver des solutions à l'entreposage des pneus usés. Parmi les applications mises au point, on retrouve l'utilisation du caoutchouc recyclé provenant des pneus usés, dans la construction des murs antibruit. Les murs se présentent sous forme de panneaux préfabriqués installés entre des poteaux. Étant donné que le

caoutchouc n'offre pas la rigidité nécessaire pour satisfaire l'intégrité structurale du mur, il est primordial d'utiliser un gabarit en béton ou en tout autre matériau pour le soutenir.

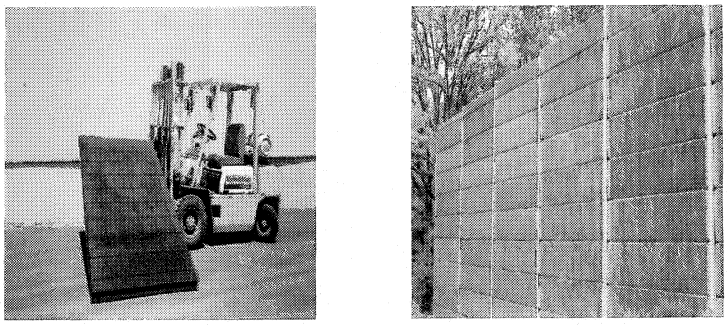


Figure 2-9 : Murs antibruit en caoutchouc recyclé.

2.4 Statistiques

Le tableau[1] 2-1 présente les matériaux utilisés pour la construction des murs antibruit au États-Unis pour l'année 2001.

[1] : Source : http://www.fhwa.dot.gov/environment/ab_noise.htm

Source des photos : http://www.fhwa.dot.gov/environment/noise/table.htm

Tableau 2-1 : Matériaux utilisés pour la construction des murs antibruit au Etats-Unis pour l'année 2001.

Single Material Barriers

Material	Square Feet (thousands)
Concrete/Precast	57,215
Block	30,201
Wood/Post & Plank	5,912
Concrete/Unspecified	5,348
Berm Only	4,171
Wood/Glue Laminated	3,583
Metal/Unspecified	2,766
Wood/Unspecified	2,581
Absorptive	1,822
Other	1,457
Brick	1,134
Total	**116,190**

Combination Barriers

Material	Square Feet (thousands)
Comb/Berm/Wood	3,004
Comb/Wood/Concrete	2,378
Comb/Concrete/Block	2,092
Comb/Other	1,851
Comb/Berm/Concrete	1,652
Comb/Berm/Metal	1,439
Comb/Metal/Concrete	1,160
Comb/Berm/Block	795
Comb/Concrete/Brick	578
Comb/Wood/Metal	464
Comb/Berm/Wood/Concrete	289
Comb/Wood/Block	283
Comb/Berm/Wood/Metal	171
Comb/Block/Brick	8
Total	**16,164**

* 1 Square fit = 0,09290 m^2.

CHAPITRE 3
CHARGES APPLIQUÉES

Les murs antibruit doivent être conçus de manière à offrir une résistance et une intégrité suffisantes pour supporter effectivement et en toute sécurité les charges pouvant être raisonnablement prévues compte tenu de la durée de vie de ces ouvrages. Ainsi, comme pour tout autre projet de construction, l'étude des charges est une étape cruciale qui doit être faite avec un grand soin. En effet, une sous-évaluation des charges ou l'oubli de certaines d'entre elles peut conduire à l'effondrement de l'ouvrage. D'autre part, une surévaluation des charges apporte surtout des conséquences de nature économique.

Ce chapitre traite dans un premier temps des charges à considérer dans la conception des murs antibruit et résume ensuite les différentes combinaisons de charges présentées dans la littérature.

3.1 Les charges

Les charges à considérer dans la conception des murs antibruit se divisent en deux catégories :

- Les charges de gravité.
- Les charges latérales.

3.1.1 Les charges de gravité

Les charges de gravité agissement verticalement. Elles sont dues à l'accélération de la gravité.

3.1.1.1 Charges mortes

Les charges mortes, aussi appelées charges permanentes, comprennent dans le cas des murs antibruit le poids de toutes les composantes structurales du mur, notamment les poteaux, les panneaux, les poutres, s'il y a lieu, et les fondations. Dans le cas des murs fondés sur semelle filante ou carrée, le poids du sol sur la semelle fait partie des composantes non structurales à considérer. Le point d'application des charges mortes se situe au centre de gravité respectif de chacune des composantes considérées.

3.1.1.2 Charge due à l'accumulation de la glace

La charge due à la glace ou au verglas représente un type particulier de charges mortes dites occasionnelles. Elle survient lors de conditions climatiques particulières où l'eau gèle et s'accumule sur les surfaces exposées des panneaux ou du mur. Dans certaines pratiques, notamment pour les structures de signalisation, on suppose que la glace s'accumule uniquement sur un seul côté. Dans notre cas, nous l'avons considérée sur les deux surfaces verticales du mur et sur son épaisseur également.

3.1.1.3 Surcharge d'utilisation

Cette charge, aussi appelée charge due à l'usage ou charge vive, n'a pas un caractère permanent et ne s'applique que dans des cas bien particuliers où la partie inférieure du mur antibruit retient un remblai sur lequel se retrouve une surcharge. Elle n'a pas été considérée dans le développement de l'outil *AFMAB*.

3.1.2 Charges latérales

3.1.2.1 Charge due au vent

Le vent soumet la structure à une force latérale déstabilisatrice en exerçant une pression sur une de ses surfaces. Cette charge agit perpendiculairement au mur et est répartie uniformément sur sa surface. Elle varie selon la localisation géographique et la hauteur du mur. Elle peut être évaluée selon l'une des deux méthodes suivantes :

- AASHTO (2002)

La pression du vent est basée sur la vitesse du vent de référence, V, pour une période de retour de 50 ans. Elle se calcule à l'aide de l'équation 3-1 (voir article 1.2.1.2 de la norme).

$$P = 0.00256(1.3V)^2 C_d C_c \qquad (3\text{-}1)$$

Où,

P : Pression du vent en lb/pi^2, (1 lb/pi^2 = 47,88 kPa).

V : Vitesse du vent en (mph) pour une période de retour de 50 ans, (1mph = 0,4470 m/s).

(1.3V) : Vitesse du vent augmentée de 30% pour prendre en compte les rafales.

C_d : Coefficient de traînée horizontal, égal à 1.2

C_c : Coefficient qui combine l'exposition, la localisation et la hauteur. (Tableaux 3-1 à 3-4)

Catégories d'exposition :

Exposition B1 – S'applique au milieu urbain et semi urbain avec des habitations rapprochées faisant obstacle au vent et se trouvant à une distance de moins de 457 m (1500 pi) du mur antibruit.

Exposition B2 – S'applique au milieu urbain et semi urbain avec des espaces ouverts ne rencontrant pas les exigences de la catégorie B1.

Exposition C – S'applique au milieu rural où les terrains sont ouverts avec des obstacles dispersés incluant les terrains plats et pelouses. Cette catégorie inclut également les écrans antibruit montés sur des structures (Pont, viaduc et mur de soutènement).

Exposition D – S'applique dans les régions côtières où les terrains sont plats et sans obstacles, directement exposés au vent qui circule librement sur des étendues d'eau et se situant à 805 m (0.5 mille) du rivage.

Tableau 3-1 : Coefficient C_c pour mur antibruit non monté sur structure, de catégorie B1.

Distance du niveau moyen du sol au centre de la section du mur H (pi)*	**C_c**
$0 < H \leq 14$	0.37
$14 < H \leq 29$	0.59
$H > 29$	0.59

Tableau 3-2 : Coefficient C_c pour mur antibruit non monté sur structure, de catégorie B2.

Distance du niveau moyen du sol au centre de la section du mur H (pi)*	**C_c**
$0 < H \leq 14$	0.59
$14 < H \leq 29$	0.75
$H > 29$	0.85

* 1 pi = 0,3048 m.

Tableau 3-3 : Coefficient Cc pour mur antibruit monté sur pont ou mur de soutènement, de catégorie C.

Distance du niveau moyen du sol au centre de la section du mur H (pi)*	C_c
$0 < H \leq 14$	0.80
$14 < H \leq 29$	1.00
$H > 29$	1.10

Tableau 3-4 : Coefficient Cc pour mur antibruit de catégorie D.

Distance du niveau moyen du sol au centre de la section du mur H (pi)*	C_c
$0 < H \leq 14$	1.20
$14 < H \leq 29$	1.37
$H > 29$	1.49

- CAN/CSA – S6-00 (2000)

La charge due au vent est basée sur la pression du vent de référence, q, pour une période de retour de 25 ans, (voir articles.3.10.1.1 (c) et 3.10.2.2).

$$F_h = q C_e C_g C_h \qquad (3\text{-}2)$$

Où,

F_h : Charge due au vent en kPa.

q : Pression du vent de référence pour une période de retour de 25 ans en kPa, (Annexe B).

C_e : Coefficient d'exposition égal à 1.0 pour des hauteurs inférieures à 10 m.

C_g : Coefficient de rafale égal à 2.5.

C_h : Coefficient de traînée horizontale égal à 1.3 pour un rapport des côtés supérieur à 10.

Si la topographie du terrain où s'élève la structure peut provoquer une accélération éolienne, la pression du vent de référence doit être accrue de 20%, (voir article 3.10.1.1).

En ce qui concerne l'outil *AFMAB*, la méthode proposée par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers a été retenue.

3.1.2.2 Charge sismique

Il convient d'envisager un recours au calcul parasismique pour les structures construites dans toutes les régions du Canada, bien que l'importance des effets des séismes puisse varier considérablement d'une région à une autre. L'analyse peut comporter différentes facettes dépendamment de l'envergure, de l'importance du projet et du degré de sécurité jugé acceptable. En ce qui à trait à la conception des écrans antibruit, il nous parait raisonnable de ne considérer que la méthode statique et de juger non nécessaire l'application d'une analyse dynamique complète. Dans cette perspective, la méthode retenue est celle proposée par l'AASHTO. Elle s'inspire de la méthode statique utilisée dans le Code National du Bâtiment et a été adaptée aux barrières antibruit. Elle se décrit comme suit :

$$EQD = A.f.D \tag{3-3}$$

Où,

EQD : Charge sismique en kN.

A : Rapport d'accélération de la zone, ou coefficient d'accélération sismique, (Annexe B).

D : Poids sismique en kN.

f : Coefficient de charge morte tel que décrit ci-dessous.

f = 0.75 Pour tout type de murs sauf ceux montés sur pont.

2.50 Pour mur monté sur pont.

8.0 Pour mur préfabriqué monté sur pont.

5.0 Pour mur préfabriqué monté sur mur de soutènement.

Il est à noter que le produit du rapport d'accélération (A) par le coefficient de charge morte (f) doit être au minimum égal à 0.10. En d'autres termes, la charge sismique doit être au minimum égale à 10% du poids sismique (D). Aussi, il est à préciser que le poids sismique (D) est composé de la charge permanente de toutes les composantes du mur antibruit mis à part le poids des fondations. Le points d'application de la charge sismique se situe au centre de gravité de la partie supérieure du mur au dessus du niveau du sol.

Dans le cas de mur antibruit de soutènement partiel, la charge sismique due au poids des terres retenus par le mur doit être considérée.

3.1.2.3 Poussée latérale des terres

Cette charge latérale s'applique seulement dans le cas de murs antibruit de soutènement partiel où une partie du mur est amené à retenir un remblai. Elle doit être évaluée à l'aide de méthodes d'analyse reconnues en utilisant les paramètres de sol non pondérés. Pour l'outil *AFMAB* ce type de mur n'a pas été examiné.

3.1.2.4 Charge due à l'impact des véhicules

Lorsque la barrière antibruit est située au bord de la chaussée ou à une distance relativement proche et qu'il y a risque d'impact causé par la collision d'un véhicule, les

éléments du mur pouvant être frappés doivent être conçus en prévision d'un impact possible ou protégés adéquatement contre le choc en utilisant une barrière de sécurité. Pour tenir compte des forces d'impact, des forces statiques équivalentes peuvent être appliquées horizontalement à 1.20 m au dessus du niveau du sol. Cette charge n'a pas été considérée dans le développement de *AFMAB*.

3.2 Combinaisons de charges

Une revue de littérature a permis d'identifier trois normes faisant appel à la technique du calcul aux états limites et pouvant s'appliquer à la conception des murs antibruit.

3.2.1 CAN/CSA – S06-00 (2000)

Cette norme que l'on retrouve dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers inclut une section portant sur les supports du matériel routier et les membrures élancées. Elle a été utilisée pour le développement du premier programme, réalisé par Silvestri et Diab (2001) où seule l'action du vent en combinaison avec les charges permanentes a été considérée. Concernant le programme *AFMAB*, cette norme a été mise de côté pour les raisons suivantes :

- Il n'est pas certain que les supports du matériel routier et les membrures élancées incluent les murs antibruit. Le code fait allusion aux panneaux de signalisation, lampadaires et feux de signalisation.

- La combinaison A2 des états limites ultimes où l'action des séismes entre en compte est matière à réflexion. Il nous parait très peu probable qu'un vent et un séisme de grande envergure agissent en même temps. Cette combinaison est peut-être valable pour des structures grêles tels les panneaux de signalisation mais son utilisation pourrait être inappropriée dans le cas de

certains types d'écrans antibruit où la charge verticale est relativement importante en comparaison aux panneaux de signalisation.

Tableau 3-5 : Combinaison de charges selon CAN/CSA – S06-00.

	Charges permanentes			Charges transitoires			Charges exceptionnelles	
Charges	**D**	**E**	**P**	**K**	**W**	**S**	**EQ**	**A**
État limite de fatigue								
Combinaison ÉLF A1	0	0	0	0	1,00	0	0	0
États limites d'utilisation								
Combinaison ÉLUT A1	1,00	1,00	1,00	0,80	0,70	1,00	0	0
États limites ultimes								
Combinaison ÉLUL A1	α_D	α_E	α_P	1,25	1,30	0	0	0
Combinaison ÉLUL A2	α_D	α_E	α_P	0	0,70	0	1,00	0
Combinaison ÉLUL A3	α_D	α_E	α_P	0	0,70	0	0	1,30

Légende :

A Charge due au verglas.

D Poids propre.

E Charge due à la poussée des terres et à la pression hydrostatique autre que le poids propre.

K Effet des contraintes, des déformations et des déplacements, y compris les effets de leur retenue et ceux du frottement ou de la rigidité des appareils d'appui. Les contraintes et les déformations comprennent celles dues aux changements de température, aux gradients thermiques, au retrait du béton, au retrait différentiel et au fluage; les déformations élastiques sont cependant exclues.

P Sollicitation secondaire due à la précontrainte.

EQ Charge due à un séisme.

S Charge due au tassement différentiel et (ou) au mouvement des fondations.

W Charge due au vent sur l'ouvrage.

Les facteurs de pondérations α_D, α_E et α_P pour les états limites ultimes sont tels que spécifiés dans le tableau 3-6.

Tableau 3-6 : Coefficients de pondération des charges tels que spécifiés dans CAN/CSA – S06-00.

Poids propre	**Maximum α_D**	**Minimum α_D**
Élément produit en usine, excluant le bois	1,10	0,95
Béton coulé en place, bois et tous les éléments non structuraux	1,20	0,90
Couche d'usure, d'après l'épaisseur nominale ou spécifiée	1,50	0,65
Remblai, frottement négatif sur les pieux	1,25	0,80
Eau	1,10	0,90
Poids propre en combinaison avec les séismes		
Toutes les composantes du poids propre pour la combinaison A2 des états limites ultimes	1,25	0,80
Poussée des terres et pression hydrostatique	**Maximum α_E**	**Minimum α_E**
Poussée passive considérée comme une charge	1,25	0,5
Poussée au repos	1,25	0,80
Poussée active	1,25	0,80
Poussée du remblai	1,25	0,80
Pression hydrostatique	1,10	0,90
Précontrainte	**Maximum α_P**	**Minimum α_P**
Sollicitation secondaire due à la précontrainte	1,05	0,95

3.2.2 CAN/CSA – Z107.9-00 (2003)

Dans la norme pour la conception des ouvrages antibruit approuvée en 2003, on retrouve les combinaisons de charge suivantes :

- État limite ultime :

Combinaison 1 : 1,10 D + 1,30 W

Combinaison 2 : 1,10 D + 0,9(1,30 W + 1,30 I_s)

- État limite de service :

Combinaison 1 : 1,00 D + 0,7 W

Où,

D Charge permanente des matériaux qu'on suppose avoir été produits en usine.

W Charge du vent.

I_s Charge due à la glace accumulée.

Il est clair que les charges sismiques ne sont pas considérées dans les combinaisons de charges proposées. Toutefois, dans cette norme on fait référence au code sur les ponts locaux. À cet effet, l'utilisation de cette norme n'a pas été retenue pour le développement de l'outil *AFMAB*.

3.2.3 AASHTO (2002)

Le « Guide Specifications for Structural Design of Sound Barriers » a été édité en 1989 et révisé en 1992 et 2002. Cette norme traite de la conception des barrières antibruit. On y retrouve des combinaisons de charges aux états limites ainsi qu'aux contraintes admissibles. Dans ce qui suit, seules celles aux états limites seront présentées.

Groupe I : $\beta D + 1.7 E + 1.7 SC$

Groupe II : $\beta D + 1.7 E + 1.3 W + 1.3 I$

Groupe III : $\beta D + 1.3 E + 1.3 EQE$

Groupe IV : $\beta D + 1.3 E + 1.3 EQD$

Groupe V : $\beta D + 1.1 E + 1.1 (EQE + EQD)$

Où,

$\beta = 1,3$ ou 1,0 lorsque la charge permanente s'oppose à l'action des autres charges.

D : Charge morte.

E : Pression latérale des terres.

SC : Surcharge d'utilisation.

W : Charge due au vent.

I : Charge due à l'accumulation de la glace et la neige.

EQD : Charge sismique.

EQE : Poussée latérale des terres provoquées par un séisme.

Pour *AFMAB*, cette norme a été adoptée en considérant la combinaison la plus défavorable entre celles des groupes II et IV pour l'état limite ultime et la combinaison suivante pour l'état limite d'utilisation.

$$D + E + 0.7 W$$

3.3 Coefficients de tenue géotechnique

Comme le prescrit le calcul aux états limites, la résistance géotechnique pondérée doit être supérieure ou égale à la sollicitation maximale produite par la combinaison des charges pondérées la plus critique. Mathématiquement, cette règle de sécurité peut être représentée par l'équation suivante :

$$\Phi_R R \geq \alpha_i Q_i \qquad (3\text{-}4)$$

Où, Q_i et α_i sont respectivement, la composante i de la charge Q et le coefficient de pondération correspondant. R et Φ_R, la résistance géotechnique et le coefficient de tenue géotechnique tel que décrit dans le tableau 3-7.

Tableau 3-7 : Coefficients de tenue géotechnique – CAN/CSA – S06-00.

Fondations superficielles		**Coefficient de tenue Φ_R**
Capacité portante		0,5
Poussée passive		0,5
Résistance horizontale (glissement)		0,8
Tirant d'ancrage (sol ou roc)		
Analyse statique	Traction	0,4
Essai statique	Traction	0,6
Fondations profondes – pieux		
Analyse statique	Compression	0,4
	Arrachement	0,3
Essai statique	Compression	0,6
	Arrachement	0,4
Analyse dynamique	Compression	0,4
Essai dynamique (mesures sur chantier et analyse)	Compression	0,5
Poussée passive latérale		0,5

CHAPITRE 4
SOLS DE SUPPORT ET FONDATIONS

La conception des éléments de fondation d'une structure dépend de plusieurs facteurs. Elle nécessite dans un premier temps la connaissance du chargement transmis par la fondation au sol de support ainsi que les exigences relatives aux codes locaux. Ensuite, elle requière la définition des propriétés géotechnique du sol et son comportement en terme de résistance et déformabilité.

Ce chapitre présente les types de sols et fondations considérés dans le développement de l'outil *AFMAB* et aborde les étapes et méthodes de calculs retenues quant au dimensionnement.

4.1 Sols de support

Depuis fort longtemps, les fondateurs et pionniers du domaine de la géotechnique ont défini le sol comme étant un matériau hétérogène, anisotrope, non linéaire et plastique. Malheureusement, la plupart des théories reconnues dans le domaine du comportement mécanique du sol ne tiennent pas toujours compte des caractéristiques réelles du sol et sont très souvent fondées sur des hypothèses simplificatrices. Toutefois une bonne dose de jugement combinée à l'expérience pratique peut aider à surmonter ces difficultés et rapprocher le concepteur au comportement réel du sol Il en est de même quant au sol de support considéré pour *AFMAB*. Certains sacrifices ont dû être faits en ne considérant que deux types de sols homogènes et isotropes : l'un pulvérulent et l'autre cohérent. Alors que le premier est défini par un angle de frottement interne ϕ, le deuxième est

caractérisé par une résistance au cisaillement non drainé S_u. Toutefois, d'autres paramètres de résistance, notamment un module d'élasticité E_s, un coefficient de Poisson ν, et un coefficient de réaction horizontal du sol k_s sont aussi considérés.

Une grande partie des propriétés géotechniques des sols peut être estimée à partir d'essais in situ et complétée ensuite par des essais au laboratoire. Cependant, en dépit de certaines circonstances, économiques ou autres, quelques propriétés essentielles peuvent ne pas être déterminées et à cet égard des hypothèses doivent être établies. Les tableaux qui suivent présentent des renseignements d'ordre général qui peuvent s'avérer utiles.

- Résistance au cisaillement non drainé et angle de frottement, (CGS, 1992) :

Tableau 4-1 : Consistance de l'argile.

Consistance de l'argile	Résistance au cisaillement non drainé Su, kPa
Très molle	0 – 12,5
Molle	12,5 – 25
Moyennement raide	25 – 50
Raide	50 – 100
Très raide	> 100

Tableau 4-2 : Compacité du sable

Compacité du sable	Indice de densité relative D_r ou I_D (%)	Angle de frottement interne ϕ_{min}, (°)
Très lâche	0 – 15	26 – 28
Lâche	15 – 35	28 – 30
Moyennement dense	35 – 65	30 – 36
Dense	65 – 85	36 – 42
Très dense	85 - 100	> 42

- Module d'élasticité, E_s, (Bowles, 1996) :

Tableau 4-3 : Valeurs typiques du module d'élasticité pour différents types de sols.

Type de sol	E_s, MPa
Argile	
Très molle	2 - 15
Molle	5 - 25
Moyennement molle	15 - 50
Raide	50 - 100
Sableuse	25 - 250
Moraine	
Lâche	10 - 150
Dense	150 - 720
Très dense	500 - 1440
Loess	15 - 60
Sable	
Silteux	5 - 20
Lâche	10 - 25
Dense	50 - 81
Sable et gravier	
Lâche	50 - 150
Dense	100 - 200
Schiste	150 - 5000
Silt	2 – 20

Le module d'élasticité d'une argile normalement consolidée et surconsolidée peut être estimé par (Das, 2004) :

Argile normalement consolidée : $E_s = 250$ à $500\ S_u$

Argile surconsolidée : $E_s = 750$ à $1000\ S_u$

Dans le cas d'un sable, Bowles (1996) suggère les équations suivantes :

Sable saturé :	$E_s = 250\ (N + 15)$	
Sable graveleux :	$E_s = 1200\ (N + 6)$	
	$E_s = 600\ (N + 6)$	$N \leq 15$
	$E_s = 600\ (N + 6) + 2000$	$N > 15$

Avec : N, indice de pénétration standard.

- Coefficient de Poisson, ν, (Bowles, 1996) :

Tableau 4-4 : Valeurs typiques du coefficient de Poisson pour différents types de sols et matériaux.

Type de sol et matériaux	**ν**
Argile saturée	0,4 – 0,5
Argile non saturée	0,1 – 0,3
Argile sablonneuse	0,2 – 0,3
Silt	0,3 – 0,35
Sable graveleux	-0,1 – 1,00
Généralement utilisé	0,3 – 0,4
Roc	0,1 – 0,4 (dépendamment de la qualité du roc)
Loess	0,1 – 0,3
Glace	0,36
Béton	0,15
Acier	0,33

- Coefficient de réaction horizontal du sol k_s, (Bowles, 1996) :

Tableau 4-5 : Valeurs typiques du coefficient de réaction pour différents types de sols. (*qa, capacité portante pondérée)

Type de sol	k_s, kN/m^3
Sable lâche	4800 – 16 000
Sable moyennement dense	9600 – 80 000
Sable dense	64 000 – 128 000
Sable argileux moyennement dense	32 000 – 80 000
Sable silteux moyennement dense	24 000 – 48 000
Argile	
$q_a^* \leq 200$ kPa	12 000 – 24 000
$200 < q_a^* \leq 800$ kPa	24 000 – 48 000
$q_a^* > 800$ kPa	> 48 000

4.2 Types de fondations

Les quatre types de fondations suivants ont été analysés :

- Fondation superficielle carrée.
- Fondation superficielle filante.
- Pilastre ou pieu circulaire.
- Pieux circulaires inclinés.

Conformément au premier programme conçu, des hauteurs et longueurs de mur variant entre 3 et 5 m ont été considérées. Pour les semelles carrées et filantes, il a été considéré que la profondeur à laquelle se situe la fondation variait entre 1 et 3 m. Dans le cas des fondations superficielles supportées sur sable, une butée peut être considérée au choix de l'utilisateur. Pour l'argile, le choix ne s'offre pas, compte tenu du remaniement dû à l'excavation et la difficulté de compactage.

4.3 Étapes de calcul

Cette section décrit les étapes de calcul nécessaires au dimensionnement de chacun des types de fondations cités précédemment, telles qu'exécutées par le programme *AFMAB*.

4.3.1 Fondation superficielle carrée et filante

Dans le but d'assurer un dimensionnement adéquat, les cinq critères suivants doivent être satisfaits.

4.3.1.1 Critère d'excentricité

Les fondations des murs antibruit sont soumises à un moment de renversement dû aux charges latérales exercées soit par l'action du vent ou encore du séisme sur le mur, en plus des charges verticales provenant du poids propre de l'ouvrage. Il en résulte que la semelle est soumise à une charge excentrée dont l'étude comporte deux parties distinctes :

1) Du point de vue géotechnique, la pression de contact est considérée uniforme et s'applique sur une surface équivalente de façon à ce que le centre de la surface coïncide avec la composante verticale de la charge pondérée (Meyerhof, 1953).

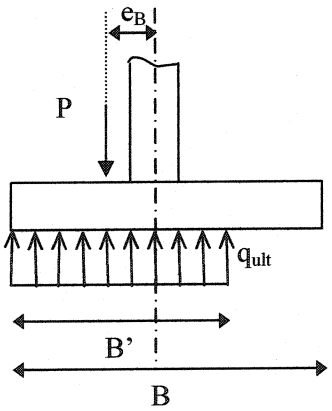
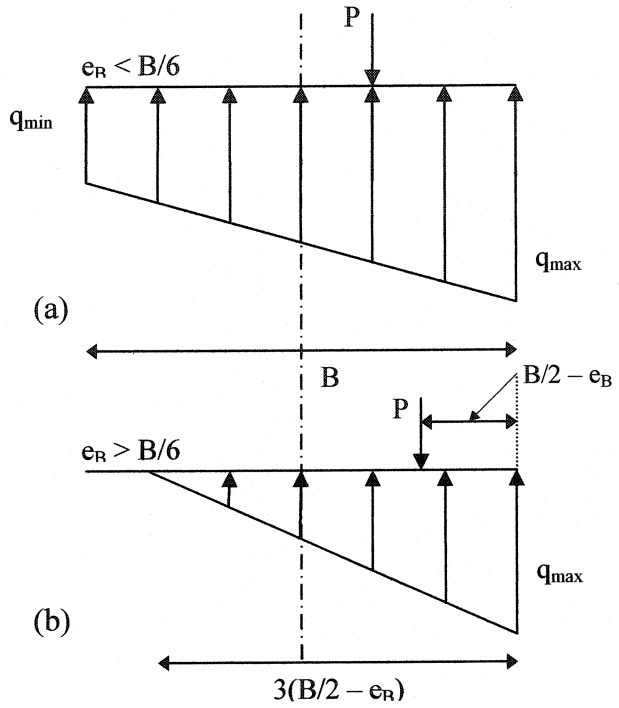


Figure 4-1 : Distribution de la pression sous la fondation, point de vue géotechnique.

2) Du point de vue structural, la distribution de la pression sous la base de la semelle est considérée linéaire et peut prendre l'une des deux formes suivantes :



Pour $e_B \leq B/6$

$$q = \frac{P}{A}\left[1 \pm 6\frac{e_B}{B}\right]$$

Pour $e_B > B/6$

$$q_{max} = \frac{P}{A}\left[\frac{4B}{3B - 6e_B}\right]$$

$$q_{min} = 0$$

Figure 4-2 : Distribution de la pression sous la fondation, point de vue structural.

Notons que dans la distribution (b) la pression minimale est négative, ce qui inévitablement implique le développement de forces de tension dans le sol. Or, ce dernier ne peut être sollicité en traction et la pression négative se traduit par une séparation de la fondation du sol de support. Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers suggère ainsi une limite d'excentricité à respecter. L'excentricité de la résultante des forces pondérées à l'état limite ultime qui s'exercent sur la fondation ne doit pas être supérieure à 0,3 fois la dimension de la semelle dans la direction de l'excentricité à l'étude, (voir article 6.7.3.4 du code).

Pour les barrières antibruit, la résultante des forces n'est excentrée que dans une seule direction notamment sur la largeur de la fondation issue de la section transversale du mur. L'excentricité est calculée de la façon suivante :

$$e_B = \frac{M}{D} \tag{4-1}$$

Où,

M : Le moment produit par les forces déstabilisatrices pondérées moins celui issu des forces pondérées qui résistent dans le cas où elles s'appliquent.

D : Charges permanentes pondérées telles que décrites précédemment. Précisons cependant que l'excentricité critique est obtenue en pondérant les charges mortes au minimum, c'est-à-dire en utilisant $\beta = 1{,}0$.

Il est aussi nécessaire de préciser qu'en raison de l'excentricité unidirectionnelle de la charge, l'aire effective A' de la semelle doit être considérée et calculée comme suit :

$$A' = B' \times L \tag{4-2}$$

Où

$$B' = B - 2e_B$$

Ainsi quatre largeurs de fondation sont déterminées, B_1, B_2, B_3 et B_4. Les deux premières sont obtenues en utilisant les charges mortes pondérées respectivement avec $\beta = 1{,}0$ et 1,3 combinées à l'action du vent et de la glace. De la même manière, les deux dernières sont calculées en combinant les charges mortes à la charge sismique. Les deux distributions des pressions de contact sont aussi présentées avec les résultats.

4.3.1.2 Critère de capacité portante

Pour le développement du programme *AFMAB*, il a été considéré que la capacité portante des sols cohérents est contrôlée par les paramètres de résistance à court terme, ce qui en théorie classique s'étudie à partir des contraintes totales en utilisant les caractéristiques apparentes ϕ_u et S_u. Cependant en considérant des argiles saturées, comme il est bien souvent le cas, ϕ_u est nul. Néanmoins, il convient de se méfier en présence d'argiles fortement surconsolidées et fissurées où il est recommandé de vérifier manuellement la stabilité à long terme. Par ailleurs, pour les milieux pulvérulents où la cohésion est nulle, les calculs ont été effectués en contraintes effectives.

D'une manière générale, la capacité portante à l'état limite ultime pour les fondations superficielles a été calculée à l'aide de l'équation (4-3), conformément au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00). Toutefois précisons que cette formule, n'est qu'une forme simplifiée de l'équation générale (4-4) proposée par Hansen (1970), dans la mesure où, d'une part les facteurs de profondeurs n'ont pas été considérés, négligeant ainsi le cisaillement qui pourrait se développer dans le sol se trouvant au dessus du niveau de la fondation lorsque la rupture survient. Cette approche est recommandée par Vesic (1973) pour des rapports (D_f/ B) inférieures à l'unité parce qu'on ne peut être assuré de la qualité du sol se trouvant au dessus de la fondation. Pour des rapports (D_f/ B) > 1, il a été tout de même choisi de ne pas considérer ces facteurs pour offrir un dimensionnement sécuritaire. D'autre part, étant donné qu'AFMAB ne traite pas les fondations sur talus et les fondations à base inclinées, les facteurs g_i et b_i n'ont pas été considérés.

- CAN/CSA-S6-00

$$q_u = cN_c s_c i_c + qN_q s_q i_q + 0{,}5\gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \qquad (4\text{-}3)$$

- Hansen (1970)

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0{,}5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \qquad (4\text{-}4)$$

Où,

N_c, N_q et N_γ : Les coefficients adimensionnels de portance.

s_c, s_q et s_γ : Les coefficients de forme.

d_c, d_q et d_γ : Les coefficients de profondeur.

i_c, i_q et i_γ : Les coefficients d'inclinaison.

g_c, g_q et g_γ : Les coefficients de surface (fondation sur talus)

b_c, b_q et b_γ : Les coefficients de la base (base inclinée)

γ, q et c sont respectivement le poids volumique du sol situé sous la semelle, la pression des terres au niveau de la fondation et la cohésion qui prend une valeur nulle pour le sable et correspond à la résistance au cisaillement non drainé S_u pour l'argile.

- Coefficients de portance

Dans la littérature, plusieurs expressions sont suggérées pour les coefficients de portance et leur formulation dépend essentiellement de la forme de la surface de rupture considérée dans le sol. Toutefois la majorité des auteurs s'accordent sur l'utilisation des expressions (4-5) et (4-6) pour les coefficients N_q et N_c qui ont été originalement développés par Prandtl (1921) et Reissner (1924) respectivement.

$$N_q = (e^{\pi \tan\phi'}) \left(\frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} \right) \qquad (4\text{-}5)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi' \qquad (4\text{-}6)$$

Par contre pour le coefficient N_γ, les expressions les plus communément utilisées sont les suivantes :

Meyerhof (1963) $$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi') \quad (4\text{-}7)$$

Vesic (1973) $$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\phi') \quad (4\text{-}8)$$

CAN/CSA-S6-00, Hansen (1970) $$N_\gamma = \frac{3}{2}(N_q - 1)\tan\phi' \quad (4\text{-}9)$$

Spangler and Handy (1982) $$N_\gamma = 1.1(N_q - 1)\tan(1.3\phi') \quad (4\text{-}10)$$

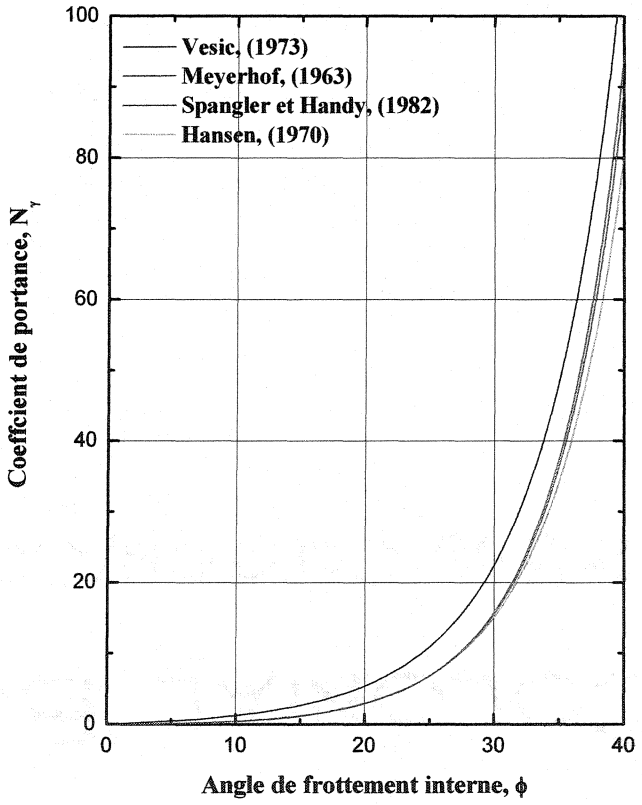


Figure 4-3 : Coefficient de portance Nγ

À partir de la figure 4-3, il est évident que l'utilisation de l'une ou l'autre de ces méthodes influence l'estimation de la capacité portante.

$$79 \leq N_\gamma \leq 109 \qquad \text{pour } \phi = 40^o$$

Pour le développement d'*AFMAB*, l'expression (4-9) a été utilisée telle que suggérée par la norme CAN/CSA-S6-00. Notons cependant que lorsque l'angle de frottement est nul, les coefficients de portance deviennent $N_c = 5{,}14$, $N_q = 1{,}00$ et $N_\gamma = 0{,}00$.

- Facteurs de forme

En ce qui a trait aux facteurs de forme, le Code des ponts (CAN/CSA-S6-00) suggère les expressions (4-11) et (4-12) proposées par Hansen (1970) où les largeurs effectives sont utilisées dans le cas d'une semelle soumise à une charge excentrée.

$$s_c = s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \times \frac{N_q}{N_c} \right) \tag{4-11}$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4. \left(\frac{B'}{L'} \right) \tag{4-12}$$

Pour une semelle carrée le rapport (B'/L') devient (B'/B), alors que pour une semelle filante ce rapport est nul et les coefficients de forme deviennent égaux à 1.

Dans la littérature on retrouve d'autres expressions pour évaluer les facteurs de formes notamment celles proposées par Meyerhof (1963) et Vesic (1973 et 1975b). Soulignons toutefois que les expressions des facteurs de forme sont des relations empiriques basées sur plusieurs essais au laboratoire.

Meyerhof (1963)

$$s_c = 1 + 0.2\,K_p\,\frac{B'}{L'} \tag{4-13}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1\,K_p\,\frac{B'}{L'} \tag{4-14}$$

Avec :

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{4-15}$$

Vesic (1973 et 1975b)

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \times \frac{N_q}{N_c}\right) \tag{4-16}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi \tag{4-17}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\,\frac{B}{L} \tag{4-18}$$

Pour les expressions proposées par Vesic, on remarquera que les largeurs réelles sont utilisées et non les largeurs effectives, ce qui théoriquement limiterait l'utilisation de ces expressions au cas où la semelle serait soumise à une charge verticale centrée.

- Facteurs d'inclinaison

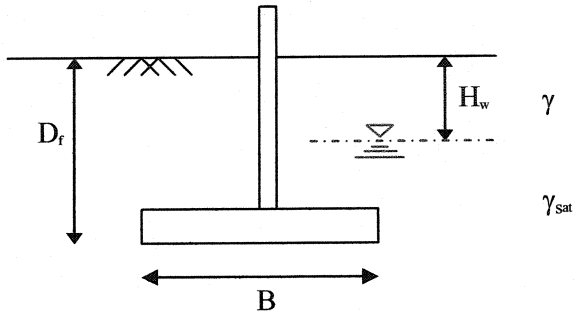
Les facteurs d'inclinaison utilisés pour le développement d'*AFMAB* sont ceux proposés par Meyerhof (1963) et recommandés par la norme CAN/CSA-S6-00.

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta^*}{90^o}\right)^2 \tag{4-19}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta^*}{\phi'}\right)^2 \tag{4-20}$$

Où δ^* est l'angle de la force résultante par rapport à la verticale.

- Capacité portante pour les sols de support considérés dans *AFMAB*
  - Sol granulaire :



Pour les sols granulaires, l'expression (4-3) de la capacité portante devient

$$q_u = qN_q s_q i_q + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \tag{4-21}$$

Lorsque

1) $H_w \leq D_f$

$$q_u = [\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)]N_q s_q i_q + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + \gamma_w (D_f - H_w) \tag{4-22}$$

$$q_{nette} = q_u - \sigma_{vo} \tag{4-23}$$

$$\begin{aligned} q_{nette} = {} & [\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)]N_q s_q i_q + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma - \\ & [\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)] \end{aligned} \tag{4-24}$$

$$q_{nette} = [\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)][N_q s_q i_q - 1] + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (4\text{-}25)$$

$$q^*_{nette} = \phi_R \{[\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)][N_q s_q i_q - 1] + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma\} \quad (4\text{-}26)$$

Où q^*_{nette} est la capacité portante nette admissible.

Cependant, étant donné que dans la charge permanente (ϕ_r D, équation 4-28) les poids de la fondation et du sol se trouvant au dessus sont considérés, la capacité portante admissible devient

$$q^*_{brute} = \phi_R \{[\gamma H_w + \gamma'(D_f - H_w)][N_q s_q i_q - 1] + 0{,}5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma\} + \sigma_{vo} \quad (4\text{-}27)$$

Ainsi pour que le critère de capacité portante soit satisfait, il faut que

$$q^*_{brute} \geq \frac{\phi_R D}{B'.B} \quad (4\text{-}28)$$

2) $D_f \leq H_w \leq D_f + B$

$$q^*_{brute} = \phi_R \{(\gamma D_f)[N_q s_q i_q - 1] + 0{,}5\gamma^* B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma\} + \sigma_{vo} \geq \frac{\phi_R D}{B'.B} \quad (4\text{-}29)$$

Avec γ^*, poids volumique apparent du sol au dessous de la semelle.

$$\gamma^* = \gamma' + \frac{H_w - D_f}{B}(\gamma - \gamma') \quad (4\text{-}30)$$

3) $H_w \geq D_f + B$

$$q^*_{brute} = \phi_R \{(\gamma D_f)[N_q s_q i_q - 1] + 0{,}5\gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma\} + \sigma_{vo} \geq \frac{\phi_R D}{B'.B} \qquad (4\text{-}31)$$

- Sol cohérent :

En ce qui a trait aux sols cohérents, l'expression (4-3) de la capacité portance devient

$$q_u = cN_c s_c i_c + qN_q s_q i_q \qquad (4\text{-}32)$$

$$q_u = cN_c s_c i_c + \sigma_{vo} N_q s_q i_q \qquad (4\text{-}33)$$

De la même façon que précédemment

$$q_{nette} = q_u - \sigma_{vo} \qquad (4\text{-}34)$$

$$q_{nette} = cN_c s_c i_c + \sigma_{vo} N_q s_q i_q - \sigma_{vo} \qquad (4\text{-}35)$$

$$q_{nette} = cN_c s_c i_c + \sigma_{vo}(N_q s_q i_q - 1) \qquad (4\text{-}36)$$

À cette étape, une attention particulière doit être portée au terme (N_q s_q i_q – 1). Comme il a été cité auparavant, pour une argile saturée le coefficient de portance N_q vaut 1. Ce qui rend le terme (s_q i_q – 1) très sensible dans le sens où le produit s_q i_q est pour bien souvent des cas inférieur à l'unité, situation où la charge horizontale est relativement importante par rapport à la charge verticale. Ainsi le terme de profondeur deviendrait négatif et diminuerait donc le terme de cohésion. Pour contourner cette difficulté, le produit (N_q s_q i_q) a été supposé égal à 1 rendant ainsi le terme de profondeur nul. Cette approche a une influence minime sur l'évaluation de la capacité portante, car dans le cas des argiles

saturées (ϕ=0, N_q=1) la contribution du terme de profondeur à la capacité portante est négligeable.

En conséquence, la capacité portante nette devient

$$q_{nette} = cN_c s_c i_c \tag{4-37}$$

Ainsi, de la même façon que précédemment, pour que le critère de capacité portante soit satisfait, il faut que

$$q^*_{brute} = \phi_R \{cN_c s_c i_c\} + \sigma_{vo} \geq \frac{\phi_R D}{B'.B} \tag{4-38}$$

Au terme du critère de capacité portante, deux largeurs supplémentaires de semelle sont déterminées : B_5 correspond à une combinaison de la charge morte, de la charge du vent et de la charge due à l'accumulation de la glace, alors que B_6 provient de la combinaison de la charge permanente avec celle du séisme. Les charges mortes ont été dans les deux cas pondérées avec β = 1,3.

4.3.1.3 Critère de glissement horizontal

Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers stipule que la résistance horizontale pondérée ne doit pas être inférieure à la composante horizontale de la charge pondérée et propose la relation (4-39) comme moyen de vérification, (voir article 6.7.5 du code).

$$H_{rs} = \phi_R \{A' C_a + V \tan \delta\} \geq \phi_R H \tag{4-39}$$

Où,

H_{rs} : Résistance horizontale pondérée, (kN).

H : Charge horizontale pondérée, (kN).

A' : Aire effective de la semelle, (m^2).

C_a : Adhésion, (kPa).

V : Charge permanente non pondérée, (kN).

δ : Angle de frottement entre la semelle et le sol, (^{o}).

ϕ_R : Coefficient de tenue géotechnique.

En ce qui a trait à l'adhésion et l'angle de frottement entre la semelle et le sol, ils ont été approximés par :

$$C_a = \frac{2}{3} S_u \tag{4-40}$$

$$\tan\delta = \frac{2}{3}\tan\phi \tag{4-41}$$

Pour un sol argileux, l'équation proposée se résume à :

$$H_{rs} = \phi_R \{A' C_a\} \geq \phi_R H \tag{4-42}$$

Dans un milieu granulaire, elle prend la forme suivante :

$$H_{rs} = \phi_R \{V \tan\delta\} \geq \phi_R H \tag{4-43}$$

Pareillement aux autres critères, les largeurs supplémentaires de semelles B_7 et B_8 sont calculées. La première pour une combinaison qui implique les charges de vent et de glace et la seconde la charge sismique.

4.3.1.4 Critère de tassement et rotation de la base

Le tassement des fondations superficielles des murs antibruit a été estimé en utilisant la théorie de l'élasticité. Pour une fondation parfaitement flexible, le tassement élastique est exprimé par l'équation (4-44), (Terzaghi, 1943).

$$S_e = q_o(\alpha B^{"})\frac{1-\nu^2}{E_s} I_s I_f \qquad (4\text{-}44)$$

Où,

q_o : Pression nette appliquée à la fondation, (kPa).

ν : Coefficient de Poisson du sol sous la fondation.

$B^{"}$: Égal à (B/2) pour évaluer le tassement au centre de la fondation et (B) au coin, (m).

α : Nombre de coins de la semelle contribuant au tassement. Au centre $\alpha = 1$, sur le côté $\alpha = 2$ et à un coin $\alpha = 1$.

E_s : Module d'élasticité moyen du sol sous la fondation, (m).

$$E_s = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + ... + H_n E_{sn}}{H} \qquad \text{Avec } H \approx 4B \qquad (4\text{-}45)$$

I_s, I_f : sont respectivement le facteur de forme et le facteur de profondeur.

- Facteur de forme

Steinbrenner (1934) a défini le facteur de forme comme suit :

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} F_2 \qquad (4\text{-}46)$$

Avec :

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \qquad (4\text{-}47)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \qquad (\tan^{-1} \text{ en radian}) \qquad (4\text{-}48)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{\left(1+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'\left(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1}\right)} \tag{4-49}$$

$$A_1 = \ln \frac{\left(m'+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{4-50}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{4-51}$$

$$m' = \frac{L}{B} \qquad\qquad n' = \frac{H}{B''}$$

Où H est l'épaisseur de la couche de sol qui subit le tassement. Cependant, précisons que cette épaisseur n'est pas infinie. Elle peut être estimée par cinq fois la largeur de la fondation (5B) dans le cas d'une couche uniforme de grande épaisseur ou encore limitée par la présence d'une couche plus raide ($10E_s$ de la couche adjacente).

- Facteur de profondeur

Fox (1948) a suggéré l'expression (4-52) pour le facteur de profondeur.

$$I_f = \frac{\sum_{i=1}^{5} \beta_i Y_i}{(\beta_1 + \beta_2) Y_1} \tag{4-52}$$

Où,

$$\beta_1 = 3 - 4\nu$$

$$\beta_2 = 5 - 12\nu + 8\nu^2$$

$$\beta_3 = -4\nu(1-2\nu)$$

$$\beta_4 = -1 + 4\nu - 8\nu^2$$

$$\beta_5 = -4(1-2\nu)^2 \qquad (4\text{-}53)$$

et

$$Y_1 = B\ln\frac{r_4 + L}{B} + L\ln\frac{r_4 + B}{L} - \frac{r_4^3 - B^3 - L^3}{3BL}$$

$$Y_2 = B\ln\frac{r_3 + L}{r_1} + L\ln\frac{r_3 + B}{r_2} - \frac{r_4^3 - r_2^3 - r_1^3 - r^3}{3BL}$$

$$Y_3 = \frac{r^2}{B}\ln\frac{(L + r_2)r_1}{(L + r_3)r} + \frac{r^2}{L}\ln\frac{(B + r_1)r_2}{(B + r_3)r}$$

$$Y_4 = \frac{r^2(r_1 + r_2 - r_3 - r)}{BL}$$

$$Y_5 = r\tan^{-1}\frac{BL}{r\,r_3} \qquad (\tan^{-1}\text{ en radian}) \qquad (4\text{-}54)$$

Avec :

$$r = 2D_f$$

$$r_1^2 = B^2 + r^2$$

$$r_2^2 = L^2 + r^2$$

$$r_3^2 = B^2 + L^2 + r^2$$

$$r_4^2 = B^2 + L^2 \qquad (4\text{-}55)$$

Les formules (4-54) et (4-55) ont été présentées sous leur forme générale. Elles sont sujettes à modification lorsqu'elles sont utilisées pour des semelles carrées où B=L ou encore pour des semelles filantes où la longueur est beaucoup plus grande que la largeur.

En effet, dans le cas des semelles filantes, pour éviter d'avoir un tassement infini, un rapport de 10 entre la longueur et la largeur a été supposé pour le développement de *AFMAB*. Aussi, seul le tassement élastique au centre d'une fondation parfaitement flexible a été évalué en considérant d'abord la pression nette appliquée à la fondation égale à la capacité portante réelle ($S_{e\ Fex.1}$). Ensuite, en considérant la pression nette égale à la pression issue des charges mortes non pondérées ($S_{e\ Fex.2}$) et, enfin, en considérant la capacité portante maximale disponible ($S_{e\ Max}$).

Dans le cas d'une fondation rigide, le facteur de forme est réduit d'environ 7% et le tassement élastique pourrait être estimé par (Bowles, 1996) :

$$S_{e(rigide)} = 0.93 S_{e(Flex.\ au\ centre)} \tag{4-56}$$

La rotation à la base a été estimée par l'expression (4-57) proposée par Lee (1962).

$$\tan\theta = \frac{1-\nu^2}{E_s}\frac{M}{B^2 L} I_\theta \tag{4-57}$$

Où,

M : Moment de renversement, (kN.m), figure 4-4.

I_θ : Facteur d'influence tel que proposé par Bowles (1996) pour une base rigide ou pour une base flexible (Tableau 4-6).

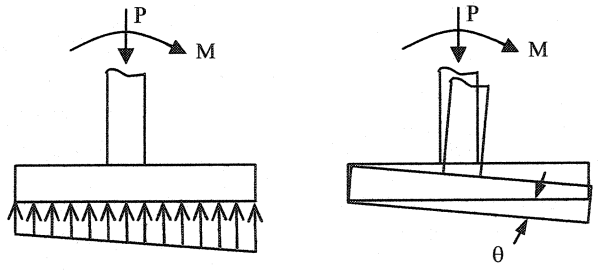


Figure 4-4 : Rotation d'une semelle sur un sol élastique.

Tableau 4-6 : Facteurs d'influence,I_θ pour une base flexible ou rigide.

L/B	Flexible	Rigide
0,10	1,045	1,59
0,20	1,60	2,42
0,50	2.51	3,54
0,75	2,91	3,94
1,00 Carrée (Circulaire)	3,15 (3,00)	4,17 (5,53)
1,50	3,43	4,44
2,00	3,57	4,59
3,00	3,70	4,74
5,00	3,77	4,87
10,00	3,81	4,98
100,00	3,82	5,06 = π/16

4.3.2 Pilastre ou pieu circulaire

Quatre critères doivent être satisfaits pour la conception des pieux chargés latéralement. Tout d'abord, le critère de renversement où le sol ne doit pas être sollicité au-delà de sa capacité ultime. Ensuite, le critère de déplacement horizontal, appelé aussi déflexion latérale, où certaines limites jugées acceptables doivent être respectées et enfin, les critères de capacité portante et tassement doivent être aussi satisfaits.

4.3.2.1 Critère de renversement

Une revue de littérature a permis d'identifier trois analyses de capacité de chargement latérale : celle de Brinch Hansen (1961), Broms (1964a, 1964b) et une autre basée sur la théorie des palplanches. D'une manière générale, les trois analyses se réfèrent aux mêmes concepts théoriques de base mais diffèrent dans la distribution des pressions latérales. Une attention particulière a été portée aux deux dernières et notre choix s'est arrêté à la méthode de Broms, considérant ainsi que la distribution provenant de la

théorie des palplanches est plus ou moins conservatrice tel que déterminé par des analyses préliminaires (Annexe D).

Les figures 4-5 (a) et 4-5 (b) présentent les distributions des pressions latérales pour les deux types de sols de support considérés. En appliquant les principes d'équilibre, les relations (4-58), (4-59), (4-60) et (4-61) sont déduites.

- Argile, pieu libre en tête :

$$\frac{P^2}{36\phi_R S_u D_o} + \left(\frac{3}{4}D_o + e + \frac{1}{2}L\right)P - \frac{9}{4}\phi_R S_u D_o L^2 + \frac{27}{4}\phi_R S_u D_o^2 L - \frac{81}{16}\phi_R S_u D_o^3 = 0 \qquad (4\text{-}58)$$

- Argile, pieu fixe en tête :

$$\frac{P}{\phi_R S_u D_o^2} = 9\frac{L}{D_o} - 13{,}5 \qquad (4\text{-}59)$$

- Sable, pieu libre en tête :

$$\frac{P}{\gamma D_o^3 \phi_R K_p} = 0{,}5\frac{L^3}{D_o^2}\left(\frac{1}{e+L}\right) \qquad (4\text{-}60)$$

- Sable, pieu fixe en tête :

$$\frac{P}{\gamma D_o^3 \phi_R K_p} = 1{,}5\left(\frac{L}{D_o}\right)^2 \qquad (4\text{-}61)$$

Où,

P : Charge latérale, (kN).

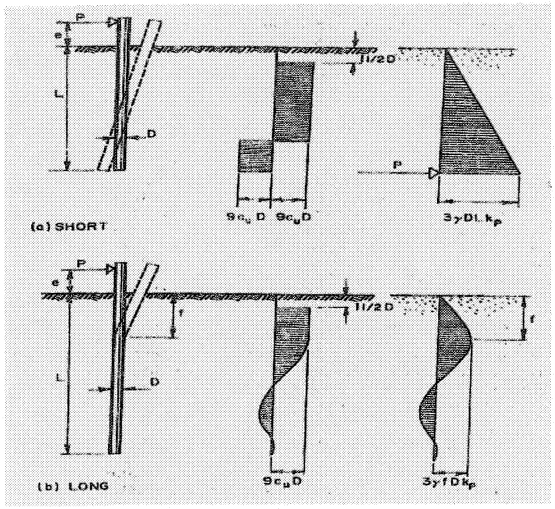
L : Longueur du pieu, (m).

D_o : Diamètre du pieu, (m).

e : La hauteur à laquelle la charge latérale s'applique, (m).

K_p : Coefficient de butée, calculé selon Rankine.

a)



b)

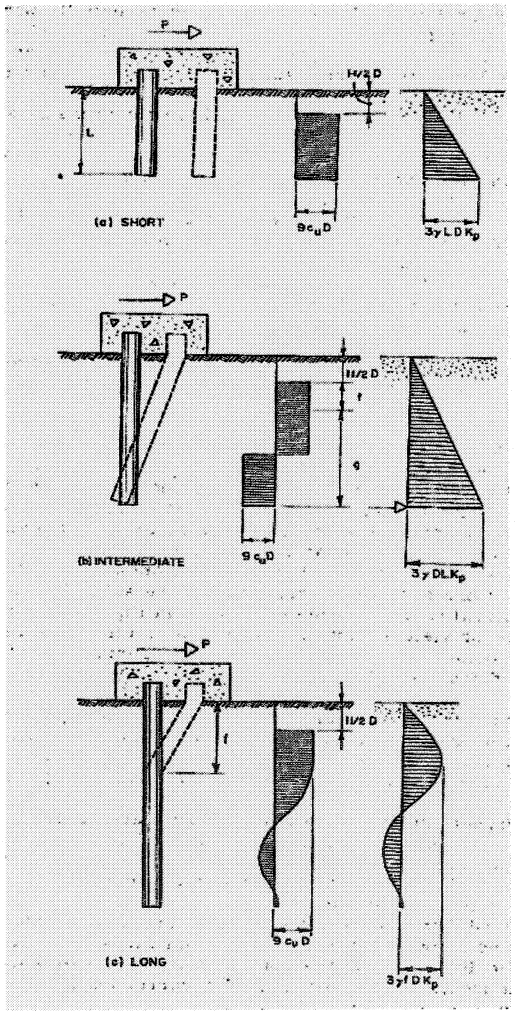


Figure 4-5 : Distribution des pressions latérales pour un pieu libre et fixe en tête (Broms 1964a, 1964b).

Dans le cas du sable, la présence de la nappe a été considérée pour deux cas extrêmes, c'est-à-dire, un pieu complètement submergé où le poids volumique du sol déjaugé γ' est utilisé et le cas sans la nappe.

À partir de la figure 4-5, on distingue deux modes de rupture :

- Une rupture dans le sol, lorsque sa capacité ultime est dépassée, avec des mouvements horizontaux importants (pieu court rigide).
- Une rupture structurale dans la fondation lorsque les moments fléchissants sont importants et dépassent la résistance en flexion du pieu, (pieu long flexible).

Le comportement de la fondation sous de telles conditions de chargement dépend essentiellement de la rigidité qu'offre le pieu en comparaison avec celle du sol. Ce qui amène donc à définir les critères suivants.

1) Selon Broms (1964a, 1964b et 1965) :

- Sol cohérent :

$$\beta L < 2{,}25 \Longrightarrow \text{Pieu court}$$
$$\beta L > 2{,}25 \Longrightarrow \text{Pieu long}$$

- Sol pulvérulent :

$$\eta L < 2{,}0 \Longrightarrow \text{Pieu court}$$
$$2{,}0 < \eta L < 4{,}0 \Longrightarrow \text{Pieu intermédiaire}$$
$$\eta L > 4{,}0 \Longrightarrow \text{Pieu long}$$

Avec :

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_s D_o}{4E_p I_p}} \tag{4-62}$$

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{k_s}{E_p I_p}} \tag{4-63}$$

Où :

- Sol cohérent :

$$k_s = \frac{n_1 n_2 80 q_u}{D_o} \tag{4-64}$$

E_p : Module d'élasticité du pieu, (kPa).

I_p : Moment d'inertie de la section du pieu, (m^4).

q_u : Résistance en compression ($2.S_u$), (kPa).

n_1, n_2 : Coefficients empiriques tels que décrits au tableau 4-7, (Broms, 1964a).

Tableau 4-7 : Coefficients n_1 et n_2 nécessaires au calcul de k_s dans un sol argileux.

Résistance à la compression, q_u, kPa	**n_1**
$q_u < 50$	0,32
$50 < q_u < 200$	0,36
$q_u > 200$	0,40
Type de pieu	**n_2**
Acier	1,00
Béton	1,15
Bois	1,30

Broms (1964a) suggère de réduire le coefficient de réaction horizontal du sol à (1/3 - 1/6) k_s pour une argile molle à très molle normalement consolidée et à (1/4 - 1/2) k_s pour une argile raide à très raide.

- Sol pulvérulent :

Pour un sol pulvérulent, le coefficient de réaction du sol (Hannigan et al., 1997) est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 4-8 : Coefficient de réaction pour un sable.

Compacité du sable	Coefficient de réaction horizontal, k_s, kN/m^3	
	Au dessus de la nappe	Au dessous de la nappe
Lâche	2000	1100
Moyen	8300	5500
Dense	18 000	11 000

Pour un chargement sismique, k_s doit être réduit de moitié pour des sables de compacité moyenne à dense et doit être égal à 1/4 k_s pour un sable lâche, (Broms, 1964b).

2) Selon Poulos (1971) :

$k_r < 0{,}01 \Longrightarrow$ Pieu long

$k_r > 0{,}01 \Longrightarrow$ Pieu court

Avec :

$$k_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \qquad (4\text{-}65)$$

3) Selon Duncan et al., (1994) :

$L < L_{min} \Longrightarrow$ Pieu court

$L \geq L_{min} \Longrightarrow$ Pieu Long

Tableau 4-9 : Rigidité du pieu par rapport au sol selon Duncan et al., (1994)

Type de sol	Critère	Longueur minimale (m)
Argile	$E_pR_I / S_u = 100\ 000$	$6\ D_o$
	$E_pR_I / S_u = 300\ 000$	$10\ D_o$
	$E_pR_I / S_u = 1\ 000\ 000$	$14\ D_o$
	$E_pR_I / S_u = 3\ 000\ 000$	$18\ D_o$
Sable	$E_pR_I / (\gamma' D_o \phi' K_p) = 10\ 000$	$8\ D_o$
	$E_pR_I / (\gamma' D_o \phi' K_p) = 40\ 000$	$11\ D_o$
	$E_pR_I / (\gamma' D_o \phi' K_p) = 200\ 000$	$14\ D_o$

Où,

L : Longueur du pieu, (m).

L_{min} : Longueur minimale du pieu selon le tableau 4-9, (m)

E_p : Module d'élasticité du pieu, (kPa).

R_I : Rapport du moment d'inertie de la section du pieu fissurée par le moment d'inertie de la section du pieu intacte. Si on ne veut pas considérer de section fissurée $R_I = 1$.

S_u : Résistance au cisaillement non drainé de l'argile, (kPa).

D_o : Diamètre du pieu, (m).

K_p : Coefficient de butée de Rankine, $\tan^2(45+\phi/2)$.

4.3.2.2 Critère de déflexion latérale

Depuis environ un demi siècle, des efforts ont été déployés pour décrire le comportement des pieux chargés latéralement et prédire convenablement le déplacement horizontal, la rotation et les efforts internes générés. Les principales méthodes retrouvées dans la littérature se rapportant à cet effet sont brièvement décrites dans ce qui suit.

- L'approche Winkler :

Aussi appelé, module de réaction du sol, c'est la plus ancienne des méthodes et celle qui a été le plus utilisée. Elle consiste à modéliser le sol sollicité autour du pieu par une série de ressorts non connectés ayant un coefficient de raideur E_s définit par (Matlock et Reese, 1960) :

$$E_s = -\frac{p}{y} \tag{4-66}$$

Où p, est la pression latérale du sol par unité de longueur du pieu, et y le déplacement horizontal du pieu. Le signe négatif indique que la réaction du sol est opposée au déplacement du pieu. Un autre terme souvent utilisé pour remplacer E_s est le coefficient de réaction du sol. La relation entre les deux est la suivante :

$$E_s = k_s D_o \tag{4-67}$$

Le comportement du pieu est ensuite analysé à partir de l'équation d'une poutre soumise à un moment de flexion et supportée par une fondation élastique. Elle est représentée par l'équation différentielle du quatrième ordre (4-68).

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + Q\frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0 \tag{4-68}$$

Où Q est la charge axiale appliquée sur le pieu, et y est la déflexion du pieu au point x sur sa longueur.

En ignorant la charge axiale l'équation devient

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E_s}{E_p I_p} y = 0 \tag{4-69}$$

Pour résoudre cette équation et être en mesure de prédire le déplacement horizontal, plusieurs auteurs utilisent des hypothèses concernant la variation de E_s (ou k_s) avec la profondeur. La plus commune d'entres elles est de considérer que E_s est constant pour une argile et varie linéairement en fonction de la profondeur pour un sable.

- Méthode p-y :

La méthode p-y est essentiellement une modification ou un raffinement du modèle Winkler. Elle utilise les techniques de différences finies pour résoudre l'équation de la poutre présentée précédemment en modélisant le sol par une série de courbes non linéaires où p est la pression latérale du sol par unité de longueur du pieu et y la déflexion du pieu. Les courbes p-y sont obtenues à partir d'essais in situ ou encore approximées par des courbes empiriques développées en se basant sur les résultats d'essais réalisés sur des pieux instrumentés dans divers types de sol (Reese 1977).

L'expression 4-70 (Reese 1977) est aussi fréquemment utilisée pour représenter les courbes p-y :

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0{,}5\left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/3} \tag{4-70}$$

Où p_{ult} est la résistance ultime du sol par unité de longueur, y_{50} est le déplacement horizontal à 0,5 P_{ult}. La relation présentée ci-dessous peut s'avérer aussi très utile lorsque des essais au laboratoire sont effectués :

$$y_{50} = A\varepsilon_{50}D \tag{4-71}$$

Où ε_{50} est la déformation survenue à 0,5 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ lors d'un essai triaxial UU, D est le diamètre du pieu et A est une constante qui varie de 0,35 à 3,0 (Reese 1980).

Il est nécessaire aussi de mentionner que pour résoudre le problème avec cette méthode, quatre autres équations doivent être définies et représentent les conditions aux frontières : deux à l'extrémité supérieure du pieu et deux à son extrémité inférieure.

- Théorie d'élasticité :

Poulos (1971a, 1971b) a présenté une première approche systématique pour analyser le comportement des pieux chargés latéralement, basée sur la théorie de l'élasticité. Il définit le sol par une masse semi infinie, élastique, homogène et isotrope caractérisée par les paramètres E_s et ν_s. Le pieu est modélisé par une poutre mince et le déplacement horizontal est évalué en intégrant l'équation de Mindlin sur une surface rectangulaire. Le principe de superposition est utilisé pour obtenir la déflexion à n'importe quel point de la surface rectangulaire.

- Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une approche numérique, surtout utilisée dans le milieu de la recherche pour analyser le comportement des pieux et groupe de pieux soumis à des chargements complexes, faisant intervenir les charges axiales, latérales et la torsion. La force de cette méthode réside dans sa capacité à inclure des modélisations complexes du comportement du sol pour tenir compte de sa non-linéarité et son interaction avec le pieu.

- Évaluation de la déflexion latérale par *AFMAB*

Dans le développement d'*AFMAB*, le déplacement horizontal à la surface du sol a été principalement calculé en utilisant la méthode de Broms (1964a, 1964b). Toutefois, le programme *AFMAB* offre aussi en guise de comparaison, quand la situation le permet, des déflexions latérales calculées par les méthodes de Duncan et al., (1994) et Meyerhof et al., (1981). Précisons cependant, qu'avec la méthode de Broms la déflexion latérale peut être évaluée à la fois pour les pieux courts et longs, alors que celle de Duncan est seulement limitée aux pieux longs. Tandis que la méthode proposée par Meyerhof ne

traite que les pieux courts. Pour ces raisons dans ce qui suit, on ne présentera que la méthode la plus complète des trois, celle suggérée par Broms (1964a, 1964b).

- Sol pulvérulent :

Pieu long libre en tête : $$y_o = \frac{2.40\,P}{k_s^{3/5}\left(E_p I_p\right)^{2/5}} \qquad \eta L > 4{,}0 \qquad (4\text{-}72)$$

Pieu long fixe en tête : $$y_o = \frac{0{,}93\,P}{k_s^{3/5}\left(E_p I_p\right)^{2/5}} \qquad \eta L > 4{,}0 \qquad (4\text{-}73)$$

Pieu court libre en tête : $$y_o = \frac{18\,P\left(1+1{,}33\frac{e}{L}\right)}{L^2\,k_s} \qquad \eta L < 2{,}0 \qquad (4\text{-}74)$$

Pieu court fixe en tête : $$y_o = \frac{2\,P}{L^2\,k_s} \qquad \eta L < 2{,}0 \qquad (4\text{-}75)$$

- Sol cohérent :

Pieu long libre en tête : $$y_o = \frac{2\,P\beta\left(e\,\beta+1\right)}{k_s D_o} \qquad \beta L > 2{,}5 \qquad (4\text{-}76)$$

Pieu long fixe en tête : $$y_o = \frac{P\beta}{k_s D_o} \qquad \beta L > 1{,}5 \qquad (4\text{-}77)$$

Pieu court libre en tête : $$y_o = \frac{4\,P\left(1+1{,}5\frac{e}{L}\right)}{k_s D_o L} \qquad \beta L < 1{,}5 \qquad (4\text{-}78)$$

Pieu court fixe en tête : $$y_o = \frac{P}{k_s D_o L} \qquad \beta L < 0{,}5 \qquad (4\text{-}79)$$

En ce qui a trait au moment fléchissant maximal, il a été négligé pour les pieux courts libre en tête et a été évalué pour les autres de la façon suivante.

Pour les pieux longs libres en tête le moment maximal se produit à l'endroit où l'effort tranchant est nul :

- Sol pulvérulent :

$$M_{\max} = P(e+z) - \frac{3\gamma z^3 D_o \phi_R K_p}{6} \tag{4-80}$$

Où $$z = \sqrt{\frac{2P}{3\gamma D_o \phi_R K_p}} \tag{4-81}$$

- Sol cohérent :

$$M_{\max} = P(e+z) - \frac{9\phi_R S_u D_o (z - 1{,}5D_o)^2}{2} \tag{4-82}$$

Où $$z = \frac{P}{9\phi_R S_u D_o} + \frac{3}{2} D_o \tag{4-83}$$

Pour les pieux courts fixes en tête, le moment maximal se produit dans la longrine lorsque le pieu et la longrine ne subissent pas de translation et a été calculé de la façon suivante :

- Sol granulaire :

$$M_{\max} = \gamma D_o L^3 K_p \tag{4-84}$$

- Sol cohérent :

$$M_{max} = P(0{,}5L + 0{,}75D_o) \qquad (4\text{-}85)$$

Pour les pieux longs fixes en tête le calcul du moment maximal n'a pas été abordé.

4.3.2.3 Critère de capacité portante

À la différence des fondations superficielles, la capacité portante ultime des fondations profondes est composée d'une résistance en pointe et d'un frottement latéral. D'une manière générale elle s'exprime de la façon suivante :

$$Q_{ult} = \phi^* \{Q_p + Q_s\} \geq \phi_R D \qquad (4\text{-}86)$$

La section subséquente résume les différentes méthodes utilisées pour évaluer les composantes de la capacité portante ultime pour les types de sol de support examinés.

- Sol cohérent :

1) Résistance en pointe :

D'après Meyerhof (1951, 1976), la résistance en pointe nette pour une argile saturée dans des conditions non drainées s'exprime par :

$$Q_p = 9 S_u A_p \qquad (4\text{-}87)$$

Où A_p et l'aire de la section du pieu, (m^2).

2) Frottement latéral :

$$Q_s = \sum f A_f \qquad (4\text{-}88)$$

Où f est une fraction de la résistance au cisaillement, et A_f la surface latérale du pieu.

Parmi les méthodes proposées dans la littérature, la méthode α a été retenue pour calculer la proportion de la résistance au cisaillement qui contribue au frottement latéral.

$$f = \alpha S_u \tag{4-89}$$

Avec α, facteur d'adhésion tel que montré dans la figure 4-6.

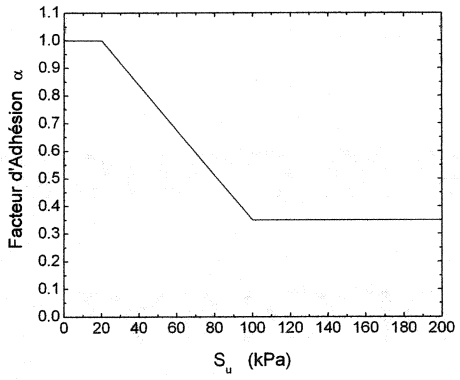


Figure 4-6 : Facteur d'adhésion α nécessaire au calcul du frottement latéral dans une argile

- Sol pulvérulent :

Dans un sol pulvérulent homogène, l'expérience a montré que la charge limite à la rupture et le frottement latéral augment presque linéairement jusqu'à une profondeur critique (L_c) au-delà de laquelle ils restent tous les deux constants, (figure, 4-7). La profondeur critique peut être approximée par 15 à 20 fois le diamètre du pieu. Elle a été considérée égale à :

$$L_c = 15 D_o \tag{4-90}$$

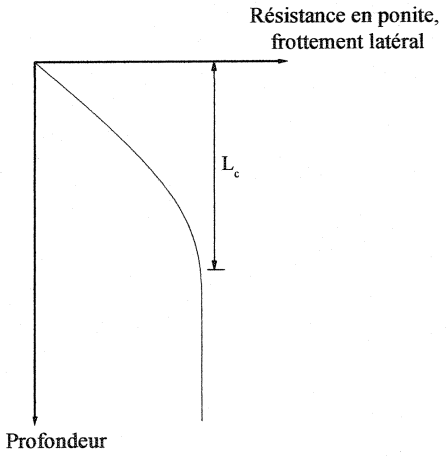


Figure 4-7 : Variation de la résistance en pointe et du frottement latéral avec la profondeur dans un sable homogène.

1) Résistance en pointe :

Dans les formules qui suivent, si le sol est saturé, le poids volumique du sol doit être remplacé par le poids volumique du sol déjaugé.

$$\text{Si } L_c \leq L \qquad Q_p = A_p \sigma'_{vo} N_q^* = A_p \gamma L_c N_q^* \tag{4-91}$$

$$\text{Si } L_c > L \qquad Q_p = A_p \sigma'_{vo} N_q^* = A_p \gamma L N_q^* \tag{4-92}$$

Avec : N^*_q, facteur de capacité portante pour les fondations profondes (Caquot et Kerisel, 1966).

$$N_q^* = e^{7 \tan \phi} \tag{4-93}$$

2) Frottement latéral :

$$Q_s = \sum f \, A_f \tag{4-94}$$

De $z = 0$ à $z = L_c$:

$$f = K \sigma'_{vo} \tan \delta \tag{4-95}$$

Où K est le coefficient de pression latérale des terres et σ'_{vo} est la pression verticale effective du sol.

Pour des pieux exécutés sur place moulés ou forés : $K = K_o = 1 - \sin \phi$

Pour des petits déplacements dus à l'enfoncement : $K = 1{,}4(1 - \sin \phi)$

Pour des grands déplacements dus à l'enfoncement : $K = 1{,}8(1 - \sin \phi)$

Et de $z = L_c$ à $z = L$

$$f = f_{z=L_c}$$

4.3.2.4 Critère de tassement

Le tassement total des fondations profondes soumises à un chargement vertical à été calculé comme suit :

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} \tag{4-96}$$

Où,

$s_{e(1)}$: tassement élastique du pieu

$s_{e(2)}$: tassement causé par la proportion de la charge verticale reprise par la pointe du pieu.

$s_{e(3)}$: tassement causé par le proportion de la charge verticale reprise par le frottement latéral.

Et

$$s_{e(1)} = \frac{(Q_{Dp} + \xi Q_{Ds})L}{A_p E_p} \tag{4-97}$$

Où,

Q_{Dp} : Proportion de la charge permanente reprise par la pointe du pieu.

Q_{Ds} : Proportion de la charge permanente reprise par le frottement latéral.

ξ : Coefficient qui dépend de la nature de la distribution du frottement latéral sur la longueur du pieu. Pour une distribution triangulaire $\xi = 0{,}67$ (Vesic, 1977).

$$s_{e(2)} = \frac{q_{Dp} D}{E_s}(1-\nu^2) I_{Dp} \tag{4-98}$$

Où,

q_{Dp} : Proportion de la charge permanente reprise par la pointe du pieu par unité de surface. $q_{Dp} = Q_{Dp}/A_p$

I_{Dp} : Facteur d'influence attribué à la résistance à la pointe $\approx 0{,}85$.

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{Ds}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\nu^2) I_{Ds} \tag{4-99}$$

Où :

p : Périmètre de la section du pieu.

I_{Ds} : Facteur d'influence attribué au frottement latéral, calculé à partir de la relation empirique suivante proposée par (Vesic, 1977) :

$$I_{Ds} = 2 + 0{,}35\sqrt{\frac{L}{D_o}} \tag{4-100}$$

4.3.3 Pieux circulaires inclinés

L'analyse de ce type de fondation a été principalement motivée par la raison suivante : Utiliser des pieux inclinés afin de mieux reprendre les efforts latéraux et assurer une meilleure stabilité à l'ouvrage. Les pieux inclinés sont reliés à un massif de tête conçu pour transmettre à la fondation les charges de la structure. Le plus souvent, ce massif est

réalisé en béton armé, directement coulé au contact du sol. Il s'apparente donc à une semelle. Sous certaines conditions, cette semelle peut transmettre au sol une part de la charge de l'ouvrage, part qui dépend essentiellement de la qualité du sol sous la semelle et du sol intéressant les pieux.

Pour le développement de AFMAB, deux hypothèses ont été retenues dans l'analyse des pieux circulaires inclinés. Conformément à la pratique traditionnelle, la part de la charge susceptible d'être mobilisée sous la semelle a été ignorée et seules les charges axiales ont été considérées, conduisant ainsi à un dimensionnement sécuritaire et simplifié.

Ainsi, une fois les charges axiales transmises aux pieux déterminées, les critères de capacité portante, tassement et rotation doivent être satisfaits.

4.3.3.1 Charges axiales

Les charges axiales sont déterminées en effectuant un calcul d'équilibre de forces, schématisé sur la figure 4-8.

L'équilibre de la semelle s'écrit :

$$\begin{cases} \sin\beta\left(R_1 - R_2\right) = \phi_R F \\ \cos\beta\left(R_1 + R_2\right) = \phi_R D \\ R_2 \cos\beta\, 2a - \phi_R D a + \phi_R F\left(\dfrac{H}{2} + E_p\right) = 0 \end{cases} \tag{4-101}$$

Où R_1 et R_2 désignent les forces normales dans les pieux, et β l'inclinaison du pieu par rapport à la verticale. ϕ_R F est la force horizontale pondérée qui représente la charge du vent ou la charge sismique, et ϕ_R D le poids propre de l'ouvrage pondéré.

Si l'on considère que β est une inconnue, on obtient un système de trois équations à trois inconnues qui n'a en général qu'une seule solution. Pour chaque cas de chargement, il existe alors un angle différent pour les pieux inclinés. Cependant, il ne faudrait pas oublier qu'en réalité les pieux reprennent un effort tranchant et un moment fléchissant en plus de l'effort normal.

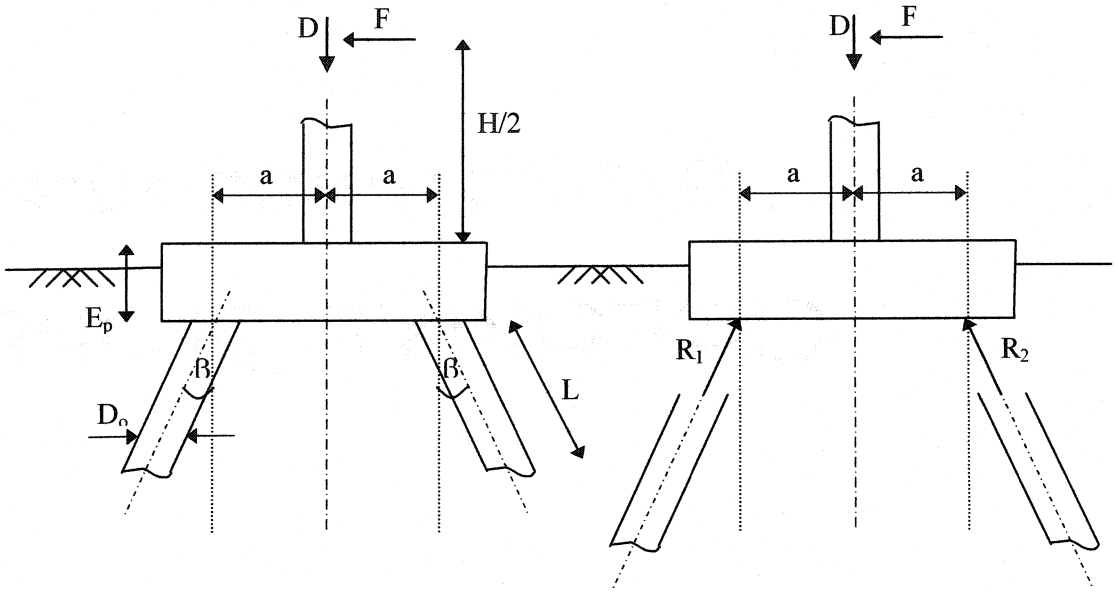


Figure 4-8 : Schéma des efforts appliqués à la semelle

En résolvant le système (4-101), on obtient alors les expressions (4-102) et (4-103) pour les forces normales transmises aux pieux.

$$R_1 = \frac{\sqrt{H^2 + 4HE_p + 4E_p^2 + 4a^2}\left(2\phi_R Da + \phi_R FH + 2\phi_R FE_p\right)}{4a\left(H + 2E_p\right)} \tag{4-102}$$

$$R_2 = -\frac{R_1\left(\phi_R FH + 2\phi_R FE_p - 2\phi_R Da\right)}{2\phi_R Da + \phi_R FH + 2\phi_R FE_p} \tag{4-103}$$

À partir de ces expressions, on constate que dépendamment de l'espacement considéré entre les pieux, ces derniers peuvent être amenés à travailler ensemble en compression, ou encore l'un en compression (R_1) et l'autre en tension (R_2). D'autre part, en remplaçant R_1 et R_2 dans l'une des équations du système d'équilibre présentées précédemment, il devient facile de déterminer l'inclinaison des pieux par rapport à la verticale. Toutefois Teng (1966) recommande une inclinaison variant de 1:12 à 3:12 (4,8° à 14°) pour éviter d'employer un matériel de battage spécial et par le fait même engendrer des coûts d'opération élevés, et propose une limite d'inclinaison à 5:12 (22,7°).

4.3.3.2 Critère de capacité portante

Pour le calcul de la capacité portante, on admet de manière générale Teng (1966), qu'un pieu incliné est capable de résister à la même charge axiale qu'un pieu vertical de même type et de même diamètre battu à la même profondeur. À cet effet, les calculs de la résistance en pointe sont légèrement modifiés alors que ceux du frottement latéral restent pareils à ceux présentés dans le cas d'un pieu vertical. Par ailleurs, à la différence d'un pilastre ou pieu circulaire, les pieux inclinés peuvent être amenés à travailler en compression ou en tension. Ainsi, la capacité portante ultime de ce type de fondation s'exprime d'une manière générale de la façon suivante

Pieu en compression : $$Q_{ult} = \phi^* \{Q_p + Q_s\} \geq R_1 \qquad (4\text{-}104)$$

Pieu en tension : $$Q_{ult} = \{\phi^* Q_s + \phi_R D_p\} \geq R_2 \qquad (4\text{-}105)$$

Où, $\phi_R D_P$ est le poids propre du pieu pondéré.

- Sol cohérent :

Pour ce type de sol, il faut se référer à la section 4.3.2.3. Le calcul de la résistance en pointe est pareil à celui d'un pieu vertical, étant donné que le terme de longueur du pieu n'entre pas en compte dans le calcul.

- Sol pulvérulent :

Pour un sol pulvérulent, les modifications apportées au calcul de la résistance en pointe sont les suivantes :

$$\text{Si } L_c \leq L \qquad Q_p = A_p \sigma'_{vo} N_q^* = A_p \gamma (L_c \cos\alpha) N_q^* \qquad (4\text{-}106)$$

$$\text{Si } L_c > L \qquad Q_p = A_p \sigma'_{vo} N_q^* = A_p \gamma (L \cos\alpha) N_q^* \qquad (4\text{-}107)$$

Si le sol est saturé, le poids volumique du sol doit être remplacé par le poids volumique du sol déjaugé.

Ainsi, au terme du critère de capacité portante, deux longueurs de pieu L_1 et L_2 ont été déterminées pour satisfaire les charges axiales R_1 et R_2. La plus grande valeur entre les deux a été retenue.

4.3.3.3 Critère de tassement et rotation

De la même manière que pour un pilastre ou pieu circulaire vertical, le tassement des pieux inclinés a été estimé en utilisant la méthode élastique en isolant dans un premier temps chacun des pieux. Lorsque le pieu est sollicité en compression, les trois composantes du tassement sont calculées (section 4.3.2.4), alors que le calcul est légèrement modifié lorsque ce dernier est sollicité en traction. En effet, seule la composante du frottement latérale est considérée. Les expressions suivantes résument ces modifications :

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(3)} \tag{4-108}$$

$$s_{e(1)} = \frac{\xi Q_{Ds} L}{A_p E_p} \tag{4-109}$$

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{Ds}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\nu^2)I_{Ds} \tag{4-110}$$

Ainsi, pour chacun des pieux isolés, un tassement maximal issu de la charge maximale que le pieu peut reprendre $S_{e\ max}$ et un tassement réel dû aux charges réelles transmises au pieu $S_{e\ réel}$, sont calculés.

Ensuite, en prenant pour acquis que l'ensemble -semelle de liaison et pieux inclinés- est rigide, une simple estimation de la rotation de l'ouvrage a été calculée en utilisant le principe de superposition.

Dans le cas où l'un des pieux travaille en compression et l'autre en tension, figure 4-9 (a), la rotation a été estimée par l'expression suivante :

$$\frac{\sin\alpha}{\cos(\beta+\alpha)} = \frac{S_e}{a} \tag{4-111}$$

Où, S_e représente la plus grande valeur du tassement calculé entre le pieu sollicité en compression et celui sollicité en tension.

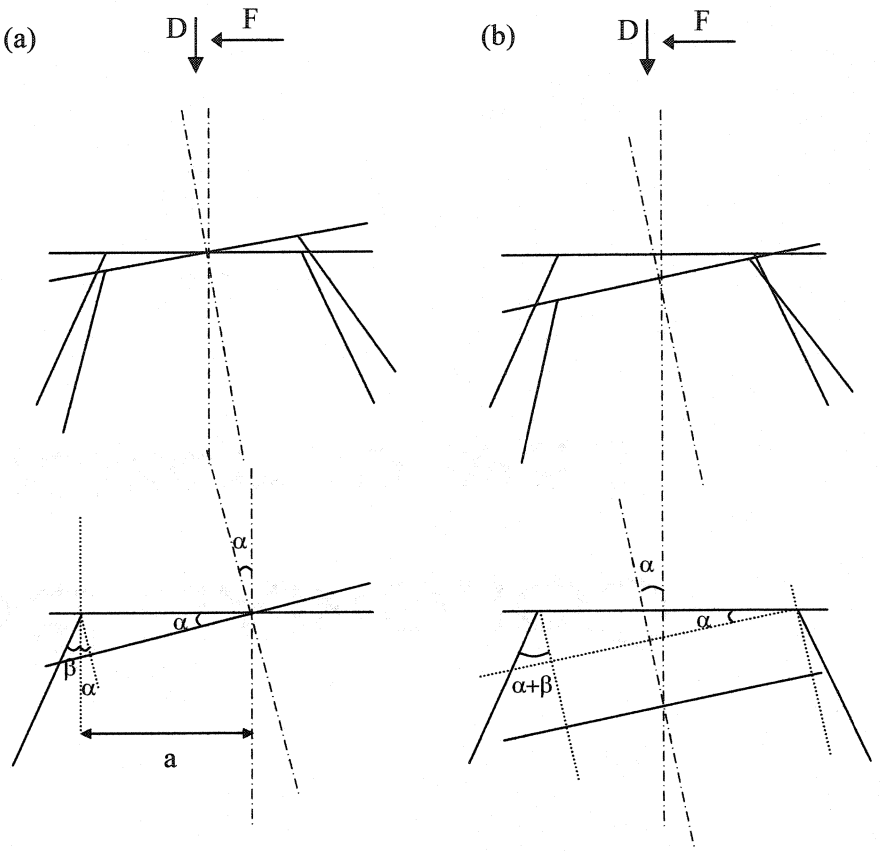


Figure 4-9 : Rotation des pieux inclinés et de la semelle de liaison

Lorsque les deux pieux travaillent en compression, figure 4-9 (b), l'expression pour estimer la rotation devient

$$\frac{\sin\alpha}{\cos(\beta+\alpha)} = \frac{S_{e(1)} - S_{e(2)}}{2a} \qquad (4\text{-}112)$$

Où, $S_{e(1)}$ et $S_{e(2)}$ représentent les tassements respectifs des deux pieux inclinés.

CHAPITRE 5
SIMULATIONS, ANALYSE ET COMPARAISON DES RÉSULTATS

Cette section présente dans un premier temps quatre exemples typiques résolus avec *AFMAB*. Le premier traite d'une fondation superficielle sur un sol argileux. Le second considère une semelle filante fondée sur un sol granulaire. Enfin, les troisième et quatrième exemples abordent le cas des fondations profondes. Pour chacun des exemples, les résultats obtenus pour différentes simulations sont présentés, accompagnés par certains commentaires. Ensuite, pour comparer les résultats obtenus par *AFMAB* à ceux d'un autre programme, certaines simulations ont été traitées en utilisant le logiciel *AllPile* et une discussion des résultats obtenus est présentée.

5.1 Simulations et analyse des résultats

5.1.1 Fondation superficielle carrée sur sol argileux

Le mur en question est de type poteau-panneau, localisé à Montréal et fondé sur une argile dont la résistance au cisaillement non drainé est de 35 kPa, le module d'élasticité de 8750 kPa et le coefficient de Poisson de 0,3. L'épaisseur de la couche du sol considérée pour le calcul du tassement est de 5 m. La nappe phréatique se trouve à 1 m de profondeur et le poids volumique du sol au dessus et en dessous de la nappe est, respectivement, de 18 kN/m^3 et 20 kN/m^3. En ce qui a trait aux propriétés du mur, le poids volumique moyen est de 12,45 kN/m^3, l'épaisseur moyenne est 0,13 m et la masse

linéaire nominale du poteau est 100 kg/m. L'épaisseur de la couche de glace considérée est de 20 mm.

Pour Montréal, la pression du vent de référence pour une période de retour de 25 ans est de 0,365 kPa et le coefficient d'accélération sismique de 0,20. En considérant deux épaisseurs de fondation de 0,3 m et 0,5 m, une partie des résultats obtenus est présentée aux tableaux 5-1, 5-2, 5-3 et 5-4.

À partir des résultats présentés aux tableaux 5-1, 5-2 et 5-3, on constate que le dimensionnement est régi par le critère d'excentricité jusqu'à une profondeur de 2 m ensuite c'est le critère de capacité portante qui gouverne. Cela s'explique par la faible charge verticale imposée par l'ouvrage. En augmentant l'épaisseur de la fondation, les largeurs obtenues diminuent lorsque le critère d'excentricité gouverne. Aussi en augmentant l'espacement entre les semelles, les charges verticales augmentent, et, par conséquent, les largeurs de fondation nécessaires sont plus grandes.

Notons aussi que pour le critère de glissement horizontal, les largeurs des semelles calculées par le programme sont comparées à celles issues du critère d'excentricité. Lorsqu'elles sont plus grandes, le programme les retient, sinon c'est celles obtenues par le critère d'excentricité qui sont affichées.

Le tableau 5-4 présente la capacité portante nette disponible que le sol peut offrir, ainsi que la capacité portante nette réelle compte tenu des charges appliquées à la fondation. Lorsque le critère de capacité portante gouverne, les deux capacités portantes, maximale et réelle, sont égales. La même remarque s'applique au tassement maximal et à celui calculé en considérant la pression nette égale à la capacité portante réelle.

Tableau 5-1 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=3 m, H=3 m et E_p=0,3 m.

Longueur du mur (m) :	3
Épaisseur de la fondation (m) :	0.3

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.637	1.439	0.874	0.758	1.446	0.758	1.637	0.874	1.637
	1.5	1.562	1.387	0.867	0.763	1.447	0.763	1.562	0.867	1.562
	2	1.512	1.350	0.859	0.762	1.462	0.770	1.512	0.859	1.512
	2.5	1.479	1.326	0.854	0.762	1.484	0.785	1.479	0.854	1.484
	3	1.456	1.309	0.851	0.762	1.512	0.800	1.456	0.851	1.512

Tableau 5-2 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=3 m, H=3 m et E_p=0,5 m.

Longueur du mur (m) :	3
Épaisseur de la fondation (m) :	0.5

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.609	1.415	0.861	0.749	1.437	0.749	1.609	0.861	1.609
	1.5	1.549	1.376	0.861	0.758	1.445	0.758	1.549	0.861	1.549
	2	1.502	1.342	0.854	0.758	1.461	0.769	1.502	0.854	1.502
	2.5	1.471	1.319	0.850	0.758	1.485	0.784	1.471	0.850	1.485
	3	1.449	1.304	0.847	0.759	1.513	0.799	1.449	0.847	1.513

Tableau 5-3 : Largeurs des semelles carrées obtenues pour l'exemple 1 avec L=5 m, H=3 m et E_p=0,3 m.

Longueur du mur (m) :	5
Épaisseur de la fondation (m) :	0.3

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.921	1.677	0.968	0.832	1.718	0.837	1.921	0.968	1.921
	1.5	1.838	1.623	0.971	0.848	1.723	0.864	1.838	0.971	1.838
	2	1.781	1.584	0.969	0.854	1.742	0.887	1.781	0.969	1.781
	2.5	1.744	1.558	0.967	0.859	1.770	0.907	1.749	0.967	1.770
	3	1.718	1.541	0.966	0.862	1.803	0.925	1.732	0.966	1.803

Tableau 5-4 : Résultats obtenus pour l'exemple 1.

Longueur du mur (m) :	3
Épaisseur de la fondation (m) :	0.3

H (m)	D_f (m)	B Design (m)
3	1	1.637
	1.5	1.562
	2	1.512
	2.5	1.484
	3	1.512

e (m)	δ^* (°)	$\Phi q_{u\ Max}$ (kPa)	$\Phi q_{u\ App.}$ (kPa)
0.361	8.2	82.3	46.1
0.348	6.6	85.6	60.4
0.338	5.5	87.8	75.8
0.330	4.7	89.5	89.5
0.308	3.9	91.8	91.8

Se Flex.1 (mm)	Se Flex.2 (mm)	Se Max. (mm)	θ (°)
5.5	3.7	9.7	0.08
6.1	4.1	8.7	0.11
7.0	4.6	8.1	0.14
7.7	5.0	7.7	0.17
7.8	4.9	7.8	0.18

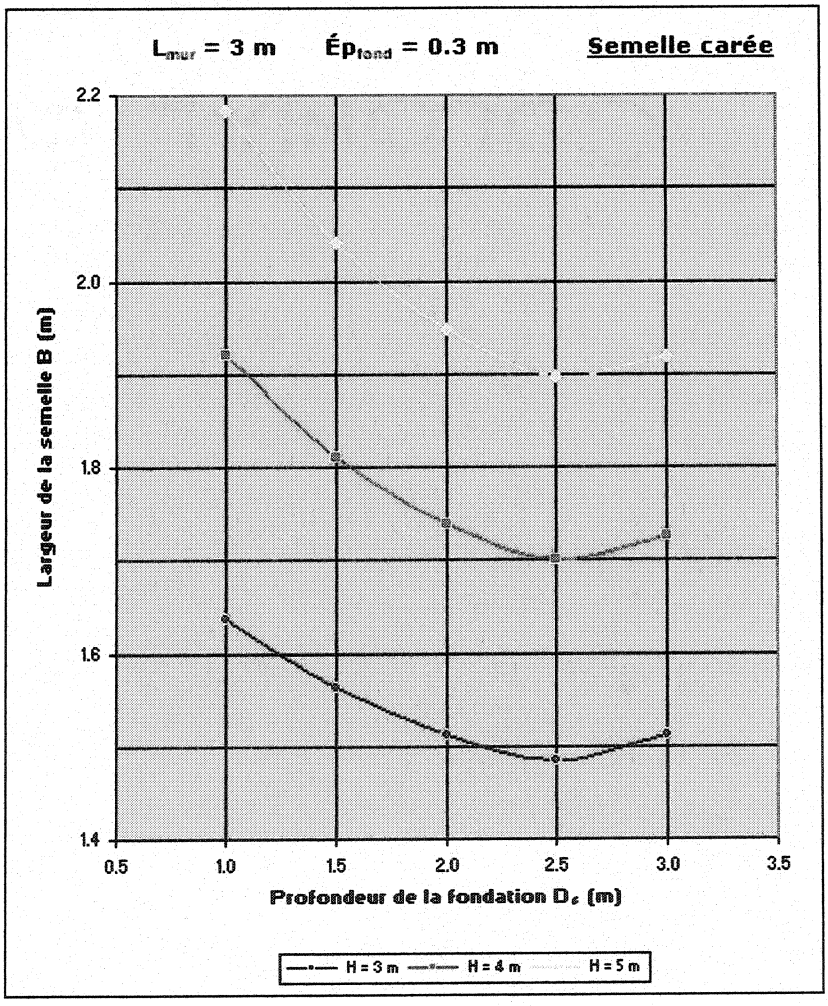


Figure 5-1 : Largeur de la fondation en fonction de la profondeur, semelle carrée.

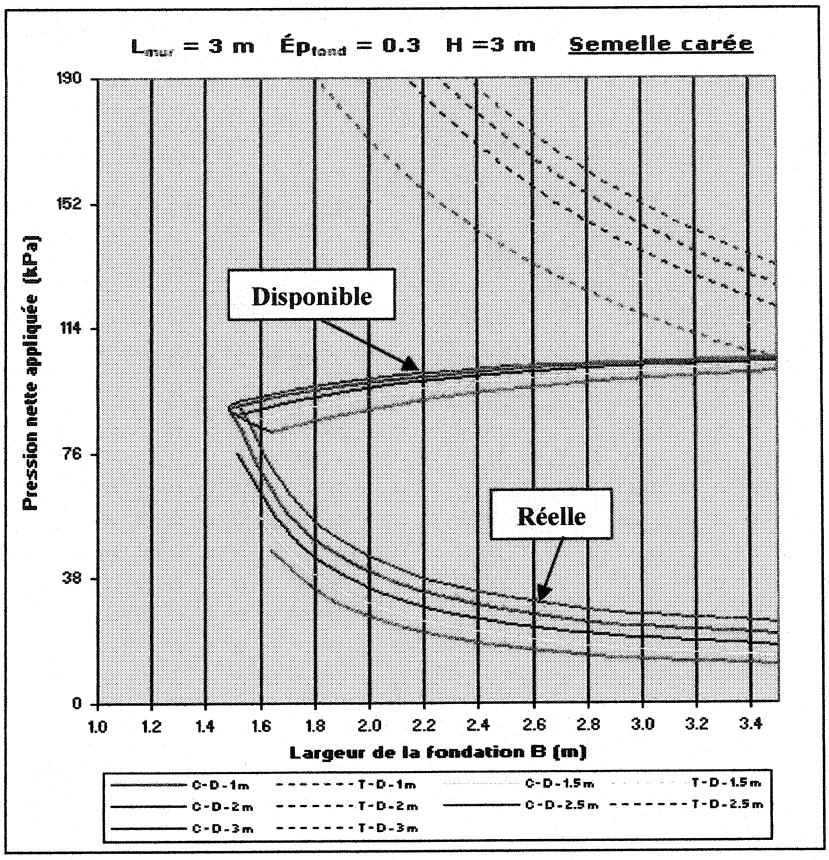


Figure 5-2 : Pression nette appliquée en fonction de la largeur de la fondation, exemple 1.

La figure 5-2 présente les capacités portantes nettes disponibles et réelles en fonction de la largeur de la fondation pour différentes profondeurs, (C-D=D_f). Elle présente également les pressions nettes en fonction de la largeur de la semelle pour satisfaire un critère de tassement de 20 mm, (T-D=D_f). Le début des courbes représente les largeurs minimales des semelles. Lorsque le critère de capacité portante gouverne, les courbes des pressions disponibles et réelles débutent au même point. Notons cependant, que le type de graphique présenté à la figure 5-2 est uniquement exploitable pour le sol de support et le mur à l'étude. En d'autres termes, à partir d'une pression nette quelconque, on ne peut utiliser ces graphiques pour trouver la largeur de la fondation nécessaire.

La figure 5-3 montre la répartition des pressions brutes sous la fondation du point de vue géotechnique et structural pour un mur de 3 m de hauteur, 3 m de longueur et une semelle carrée de 0,3 m d'épaisseur située à une profondeur de 1 m. De cette figure, on constate qu'à l'état limite ultime, environ 80% de la largeur de la fondation est sollicitée en compression. En effet, ce n'est pas toute la largeur de la fondation qui travaille en compression car le critère d'excentricité a été établi à 0,3B et non à (1/6B). Ensuite, dans certains cas, il se pourrait que la pression maximale calculée en utilisant la répartition linéaire soit supérieure à celle issue du calcul géotechnique. Mais l'aire des deux diagrammes serait identique dans le cas le plus critique.

5.1.2 Fondation superficielle filante sur sable

Dans cet exemple, le mur à l'étude est en béton semi-léger localisé à Rivière-du-Loup à proximité du fleuve Saint-Laurent. Le mur est fondé sur un sable moyennement dense dont l'angle de frottement ϕ est de 36^{o}. La nappe phréatique est située à 1.5 m de profondeur et le poids volumique γ est de 17 kN/m^3 et γ_{sat} de 19 kN/m^3. Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du sable sont respectivement 45000 kPa et 0,3. L'épaisseur de la couche du sol considérée pour le calcul du tassement est de 5 m. Le mur a une épaisseur de 150 mm et un poids volumique moyen de 21 kN/m^3. L'épaisseur de la couche de glace est de 30 mm.

Pour Rivière-du-Loup, la pression moyenne du vent de référence pour une période de retour de 25 ans est de 0,505 kPa. Cependant, étant donné que la topographie du terrain favorise une accélération éolienne, le code exige que la pression du vent de référence soit accrue de 20%, soit 0,606 kPa. Le coefficient d'accélération sismique est de 0,40.

En considérant deux épaisseurs de fondation de 0,35 m et 0,6 m, et en effectuant deux simulations, l'une en négligeant complètement la butée et l'autre en considérant une

État limite ultime							
H (m)	L (m)	D_f (m)	E_p (m)	Fq_{max} (kN)	Fq_u (kN)	q_{max} (kPa)	ϕq_u (kPa)
3	3	1	0.3	96.1	150.4	85.5	100.3

État limite d'ultilisation							
H (m)	L (m)	D_f (m)	E_p (m)	Fq_{max} (kN)	Fq_u (kN)	q_{max} (kPa)	ϕq_u (kPa)
3	3	1	0.3	70.6	139.8	51.9	77.1

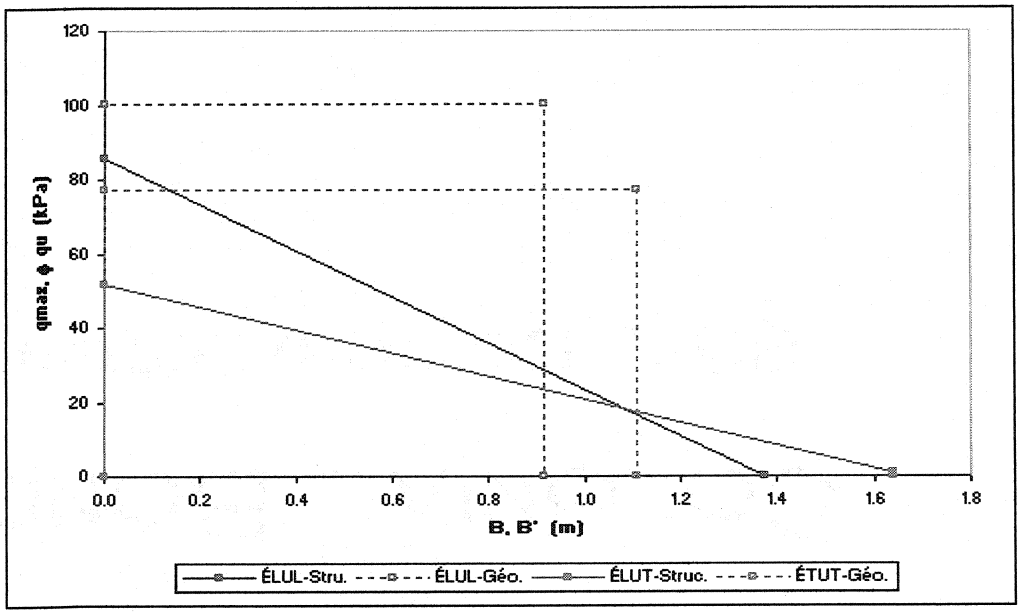


Figure 5-3 : Distribution des pressions sous la fondation, exemple 1.

Où :

q_{max} : Pression brute sous la fondation, calculée à partir d'une répartition linéaire, kPa.

$\phi\ q_u$: Pression brute sous la fondation, calculée à partir d'une répartition uniforme, ou capacité portante brute, kPa.

Fq_{max} : Force calculée à partir de q_{max}, représente l'aire sous le diagramme, kN.

$F\ q_u$: Force calculée à partir de $\phi\ q_u$, représente l'aire sous le diagramme, kN.

butée à partir d'une profondeur de 1 m, une partie des largeurs des semelles obtenues est présentée aux tableaux 5-5, 5-6 et 5-7.

À partir des résultats obtenus, on constate dans un premier temps que c'est le critère d'excentricité qui exclusivement gouverne la conception. Le sol de support offre largement la résistance nécessaire pour supporter l'ouvrage. Ensuite en comparant les largeurs présentées au tableau 5-6 à celles du tableau 5-5, il est évident que lorsque la butée est considérée, les largeurs de fondations subissent une importante diminution. En effet, à une profondeur de 2 m la largeur de la semelle est diminuée de 10,8 %, alors qu'à 2.5 m la diminution est de 32,5 %.

En ce qui concerne les résultats présentés au tableau 5-6, pour une semelle à 3 m de profondeur, il est intéressant de constater que la force de butée mobilisée balance complètement les charges latérales et par conséquent, la charge appliquée n'est plus excentrée. Ainsi le seul critère qui reste à satisfaire est celui de la capacité portante. Il est aussi à noter que le programme suggère une largeur de fondation minimale de 0,6 m lorsque les largeurs calculées sont inférieures à cette valeur.

Le tableau 5-7 présente les largeurs de fondation obtenues pour des semelles de 0,6 m d'épaisseur et en considérant la butée à partir de 1 m de profondeur. Comme il a déjà été dit précédemment, on constate que les largeurs de fondation diminuent, alors qu'en terme de volume de béton nécessaire il serait préférable d'opter pour des semelles de 0,35 m d'épaisseur et des largeurs légèrement plus grandes (tableau 5-5).

Le tableau 5-8 présente pour chacune des largeurs de fondation, la valeur de l'excentricité, de l'angle de la force résultante par rapport à la verticale, ainsi que les valeurs des capacités portantes, des tassements et des rotations. En examinant les résultats, on constate que, pour des semelles situées à une profondeur de 2 et 2,5 m, à cause de la force de butée mobilisée, la force résultante n'est plus inclinée mais reste

Tableau 5-5 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=3 m, E_p=0,35 m.

Épaisseur de la fondation (m) :	0.35

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.587	1.331	1.037	0.886	1.331	0.886	1.587	1.037	1.587
	1.5	1.497	1.269	0.992	0.852	1.269	0.852	1.497	0.992	1.497
	2	1.438	1.227	0.961	0.829	1.227	0.829	1.438	0.961	1.438
	2.5	1.389	1.191	0.934	0.808	1.191	0.808	1.389	0.934	1.389
	3	1.355	1.165	0.915	0.793	1.165	0.793	1.355	0.915	1.355

Tableau 5-6 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m, E_p=0,35 m.

Épaisseur de la fondation (m) :	0.35

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.587	1.331	1.037	0.886	1.331	0.886	1.587	1.037	1.587
	1.5	1.473	1.247	0.956	0.821	1.247	0.821	1.473	0.956	1.473
	2	1.282	1.090	0.720	0.619	1.090	0.619	1.282	0.720	1.282
	2.5	0.938	0.796	0.000	0.000	0.796	0.010	0.938	0.000	0.938
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.009	0.000	0.000	0.600

Tableau 5-7 : Largeurs des semelles filantes obtenues pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m, E_p=0,6 m.

Épaisseur de la fondation (m) :	0.6

H (m)	D_f (m)	B_1 (m)	B_2 (m)	B_3 (m)	B_4 (m)	B_5 (m)	B_6 (m)	B_7 (m)	B_8 (m)	B Design (m)
3	1	1.529	1.285	1.001	0.856	1.285	0.856	1.529	1.001	1.529
	1.5	1.433	1.215	0.932	0.801	1.215	0.801	1.433	0.932	1.433
	2	1.259	1.072	0.709	0.609	1.072	0.609	1.259	0.709	1.259
	2.5	0.927	0.787	0.000	0.000	0.787	0.010	0.927	0.000	0.927
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.009	0.000	0.000	0.600

Tableau 5-8 : Résultats obtenus pour l'exemple 2, $H_{butée}$=1 m.

Épaisseur de la fondation (m) :	0.35

H (m)	D_f (m)	B Design (m)	e (m)	δ^* (°)	Φq_u Max (kPa)	Φq_u App. (kPa)	Se Flex.1 (mm)	Se Flex.2 (mm)	Se Max. (mm)	θ (°)
3	1	1.587	0.352	8.0	411.0	44.8	1.7	1.2	15.9	0.02
	1.5	1.473	0.329	3.0	541.4	57.9	2.0	1.3	18.7	0.02
	2	1.282	0.287	0.0	615.0	72.0	2.1	1.4	18.3	0.03
	2.5	0.938	0.210	0.0	680.7	92.2	2.0	1.3	15.1	0.04
	3	0.600	0.000	0.0	770.7	42.5	0.6	0.3	11.1	0.00

excentrée. Alors que pour une profondeur de 3 m la force de butée mobilisée est suffisamment importante pour neutraliser l'inclinaison et l'excentrement de la charge résultante appliquée, ce qui d'ailleurs se reflète sur l'angle de rotation de la semelle qui devient nul.

5.1.3 Pilastre ou pieu circulaire sur sol argileux

Cet exemple traite le cas d'un mur de type poteau-panneau située à Val-d'Or. Le sol de support est une argile moyennement raide ayant une résistance au cisaillement non drainé de 52 kPa, un module d'élasticité de 13000 kPa et un coefficient de Poisson de 0,3. La nappe phréatique est à la surface et le poids volumique du sol, γ_{sat}, est de 16,5 kN/m^3. L'épaisseur du mur est 150 mm et son poids volumique moyen, 13,5 kN/m^3. Une couche de glace de 20 mm d'épaisseur est considérée sur le mur. La masse linéaire nominale du poteau est de 65 kg/m.

Pour Val-d'or, la pression moyenne du vent de référence pour une période de retour de 25 ans est de 0,285 kPa et le coefficient d'accélération sismique de 0,15. Pour l'analyse, on considérera un pieu en béton avec un module d'élasticité de 21000 MPa, un poids volumique de 24 kN/m^3 et un coefficient de pression latérale des terres de 0,5.

Le tableau 5-9 présente les diamètres et les coefficients de réaction horizontale du sol utilisés pour les simulations. Les coefficients de réaction ont été calculés en utilisant la formule suivante :

$$K_h = \frac{n_1 n_2 80 q_u}{D_o} \qquad \text{Avec } q_u = 2S_u \qquad (5\text{-}1)$$

Les simulations ont été conduites en utilisant dans un premier temps K_h et ensuite, tel que suggéré par Broms le coefficient de réaction a été diminué de 50 % pour considérer l'effet de la consolidation sur les déformations.

Tableau 5-9 : Données supplémentaires, exemple 3.

Diamètre (m)	**K_h (kN/m^3)**	**1/2 K_h (kN/m^3)**
0.20	17222	8611
0.25	13778	6889
0.30	11482	5741
0.35	9841	4921

Les tableaux 5-10 et 5-11 présentent les résultats des simulations réalisés avec K_h pour un pieu libre en tête. Tout d'abord, on remarque que pour des diamètres de pieu de 0,25 et 0,3 m, le dimensionnement est régi uniquement par le critère de capacité portante. Ainsi pour un mur de 5 m de hauteur et 3 m de longueur, une longueur de pieu de 2,8 m satisfait le critère de renversement, alors qu'un pieu de 4,8 m de longueur est nécessaire pour satisfaire le critère de capacité portante. Tous les calculs effectués par la suite sont donc réalisés en utilisant la plus grande longueur obtenue par les deux critères. En augmentant par la suite le diamètre, il devient intéressant de constater que les longueurs des pieux sont significativement diminuées car le critère de renversement devient le plus critique. En prenant comme exemple un mur de 3 m de hauteur avec un espacement entre les pieux de 5 m, la longueur requise est diminuée de moitié lorsqu'on utilise un

Tableau 5-10 : Résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec K_h, exemple 3.

H - L (m)	Pieu Libre Df (m)		Broms		Duncan	Poulos		Broms nDf<1.5	Broms nDf>2.5	Duncan	Poulos
	Renv.	Cap. P	ηDf - L	Type - L	Lmin (m)	Kr	Type	Yo (mm)			
	0.20	0.20									
3 - 3	1.864	2.630	2.235	Court	2.8	0.0105	Rigide	8.9	12.2	13.2	2.2
4 - 3	2.350	3.712	3.155	Long	2.8	0.0042	Flexible	8.2	19.3	27.3	2.0
5 - 3	2.835	4.794	4.075	Long	2.8	0.0020	Flexible	7.8	27.9	49.8	1.9
3 - 4	2.162	3.625	3.082	Long	2.8	0.0058	Flexible	7.5	16.2	20.9	1.9
4 - 4	2.743	5.038	4.282	Long	2.8	0.0022	Flexible	7.1	25.7	44.1	1.8
5 - 4	3.323	6.451	5.483	Long	2.8	0.0010	Flexible	6.9	37.1	89.9	1.7
3 - 5	2.440	4.621	3.928	Long	2.8	0.0036	Flexible	6.7	20.3	30.1	1.7
4 - 5	3.109	6.364	5.410	Long	2.8	0.0014	Flexible	6.5	32.1	67.7	1.6
5 - 5	3.777	8.108	6.892	Long	2.8	0.0006	Flexible	6.3	46.4	165.3	1.6
	0.25	0.25									
3 - 3	1.768	1.836	1.249	Court	3.5	0.032	Rigide	15.3	8.6	6.7	3.7
4 - 3	2.193	2.709	1.842	Court	3.5	0.013	Rigide	13.1	13.5	13.6	3.2
5 - 3	2.618	3.582	2.436	Long	3.5	0.007	Flexible	12.0	19.3	23.9	3.0
3 - 4	2.027	2.639	1.795	Court	3.5	0.018	Rigide	11.8	11.5	10.6	2.9
4 - 4	2.533	3.779	2.570	Long	3.5	0.008	Flexible	10.6	18.0	21.5	2.6
5 - 4	3.039	4.918	3.345	Long	3.5	0.004	Flexible	10.0	25.7	37.8	2.5
3 - 5	2.267	3.442	2.341	Long	3.5	0.012	Rigide	10.1	14.4	15.1	2.5
4 - 5	2.848	4.848	3.297	Long	3.5	0.005	Flexible	9.3	22.4	30.7	2.3
5 - 5	3.429	6.255	4.253	Long	3.5	0.002	Flexible	8.9	32.1	55.1	2.3
	0.30	0.30									
3 - 3	1.723	1.723	0.977	Court	4.2	0.073	Rigide	16.8	6.6	3.8	4.1
4 - 3	2.106	2.106	1.193	Court	4.2	0.033	Rigide	19.3	10.1	7.7	4.7
5 - 3	2.487	2.717	1.540	Court	4.2	0.017	Rigide	18.4	14.4	13.5	4.5
3 - 4	1.956	1.956	1.108	Court	4.2	0.044	Rigide	18.4	8.8	6.2	4.5
4 - 4	2.410	2.882	1.633	Court	4.2	0.019	Rigide	15.8	13.5	12.2	3.9
5 - 4	2.863	3.840	2.176	Court	4.2	0.010	Flexible	14.4	19.2	21.3	3.6
3 - 5	2.170	2.600	1.473	Court	4.2	0.029	Rigide	15.1	11.0	8.8	3.7
4 - 5	2.690	3.781	2.143	Court	4.2	0.012	Rigide	13.3	16.9	17.5	3.3
5 - 5	3.209	4.963	2.912	Long	4.2	0.006	Flexible	12.4	23.9	30.5	3.1
	0.35	0.35									
3 - 3	1.709	1.709	0.830	Court	4.9	0.139	Rigide	17.1	5.3	2.4	4.2
4 - 3	2.059	2.059	1.000	Court	4.9	0.066	Rigide	20.0	8.0	4.8	4.9
5 - 3	2.409	2.409	1.170	Court	4.9	0.035	Rigide	22.3	11.3	8.3	5.4
3 - 4	1.923	1.923	0.934	Court	4.9	0.087	Rigide	18.9	7.0	3.8	4.7
4 - 4	2.337	2.337	1.135	Court	4.9	0.040	Rigide	21.9	10.7	7.7	5.4
5 - 4	2.751	3.020	1.467	Court	4.9	0.021	Rigide	20.8	15.0	13.2	5.1
3 - 5	2.118	2.118	1.029	Court	4.9	0.059	Rigide	20.4	8.8	5.6	5.0
4 - 5	2.592	2.969	1.442	Court	4.9	0.026	Rigide	18.9	13.4	11.0	4.7
5 - 5	3.065	3.991	1.938	Court	4.9	0.013	Rigide	17.0	18.8	18.9	4.2

Tableau 5-11 : Suite des résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec K_h, exemple 3.

H - L (m)	Pieu Libre Df (m)		Moment de flexion max		Critère de capacité portante			Critère de tassement		Broms nDf<1.5	Broms nDf>2.5	Duncan	Poulos
	Renv.	Cap. P	Mmax (KN.m)	Zo (m)	Qtotal (kN)	Fapp. (kN)	Cap. P	Tass. Max (mm)	Tass. Act. (mm)	Rotation (Deg.)			
	0.20	0.20											
3 - 3	1.864	2.630	OK	OK	31.3	31.3	OK	3.0	3.0	0.33	1.31	0.70	0.08
4 - 3	2.350	3.712	35.5	0.6	41.8	41.8	OK	3.1	3.1	0.24	1.81	1.32	0.06
5 - 3	2.835	4.794	54.1	0.7	52.2	52.2	Non	3.2	3.2	0.19	2.33	2.22	0.05
3 - 4	2.162	3.625	28.2	0.6	40.9	40.9	OK	3.1	3.1	0.24	1.53	1.04	0.06
4 - 4	2.743	5.038	48.3	0.7	54.6	54.6	OK	3.3	3.3	0.16	2.07	1.99	0.05
5 - 4	3.323	6.451	73.6	0.8	68.3	68.3	OK	3.4	3.4	0.15	2.61	3.71	0.04
3 - 5	2.440	4.621	36.0	0.7	50.6	50.6	OK	3.2	3.2	0.19	1.69	1.42	0.05
4 - 5	3.109	6.364	61.6	0.8	67.4	67.4	OK	3.4	3.4	0.15	2.26	2.88	0.04
5 - 5	3.777	8.108	94.0	0.9	84.3	84.3	OK	3.7	3.7	0.12	2.82	6.31	0.03
	0.25	0.25											
3 - 3	1.768	1.836	OK	OK	31.4	31.4	OK	3.6	3.6	0.60	0.88	0.36	0.15
4 - 3	2.193	2.709	OK	OK	41.9	41.9	OK	3.7	3.7	0.42	1.24	0.66	0.10
5 - 3	2.618	3.582	54.7	0.7	52.5	52.5	OK	3.8	3.8	0.32	1.61	1.07	0.08
3 - 4	2.027	2.639	OK	OK	41.1	41.1	OK	3.7	3.7	0.40	1.06	0.53	0.10
4 - 4	2.533	3.779	48.9	0.7	54.9	54.9	OK	3.8	3.8	0.29	1.46	0.97	0.07
5 - 4	3.039	4.918	74.2	0.8	68.6	68.6	OK	3.9	3.9	0.23	1.87	1.56	0.06
3 - 5	2.267	3.442	36.7	0.7	50.8	50.8	OK	3.8	3.8	0.31	1.21	0.72	0.08
4 - 5	2.848	4.848	62.2	0.8	67.8	67.8	OK	3.9	3.9	0.23	1.63	1.31	0.06
5 - 5	3.429	6.255	94.3	0.9	84.8	84.8	OK	4.1	4.1	0.18	2.07	2.11	0.05
	0.30	0.30											
3 - 3	1.723	1.723	OK	OK	38.2	31.7	OK	4.3	3.6	0.67	0.63	0.21	0.16
4 - 3	2.106	2.106	OK	OK	43.8	42.1	OK	4.3	4.2	0.64	0.89	0.37	0.16
5 - 3	2.487	2.717	OK	OK	52.6	52.6	OK	4.4	4.4	0.52	1.16	0.60	0.13
3 - 4	1.956	1.956	OK	OK	41.6	41.2	OK	4.3	4.3	0.65	0.77	0.31	0.16
4 - 4	2.410	2.882	OK	OK	55.0	55.0	OK	4.4	4.4	0.46	1.07	0.55	0.11
5 - 4	2.863	3.840	OK	OK	68.9	68.9	OK	4.5	4.5	0.35	1.38	0.88	0.09
3 - 5	2.170	2.600	OK	OK	50.9	50.9	OK	4.4	4.4	0.48	0.89	0.42	0.12
4 - 5	2.690	3.781	OK	OK	68.1	68.1	Non	4.5	4.5	0.34	1.22	0.75	0.09
5 - 5	3.209	4.963	95.3	0.9	85.2	85.2	OK	4.6	4.6	0.27	1.56	1.17	0.07
	0.35	0.35											
3 - 3	1.709	1.709	OK	OK	46.9	32.1	OK	5.0	3.4	0.68	0.46	0.13	0.17
4 - 3	2.059	2.059	OK	OK	52.9	42.6	OK	5.0	4.0	0.67	0.66	0.23	0.16
5 - 3	2.409	2.409	OK	OK	58.8	53.0	OK	5.0	4.6	0.64	0.87	0.37	0.16
3 - 4	1.923	1.923	OK	OK	50.6	41.6	OK	5.0	4.1	0.67	0.58	0.19	0.17
4 - 4	2.337	2.337	OK	OK	57.6	55.3	OK	5.0	4.8	0.64	0.81	0.35	0.16
5 - 4	2.751	3.020	OK	OK	69.1	69.1	OK	5.1	5.1	0.52	1.05	0.58	0.13
3 - 5	2.118	2.118	OK	OK	53.9	51.1	OK	5.0	4.8	0.66	0.68	0.26	0.16
4 - 5	2.592	2.969	OK	OK	68.3	68.3	OK	5.1	5.1	0.50	0.94	0.47	0.12
5 - 5	3.065	3.991	OK	OK	85.6	85.6	OK	5.2	5.2	0.38	1.21	0.72	0.10

diamètre de 0,35 au lieu de 0,2. Aussi, il est à noter que lorsque le critère de renversement gouverne, le programme ne recalcule pas la longueur requise pour satisfaire le critère de capacité portante. C'est la raison pour laquelle, dans certains cas, on retrouve la même longueur du pieu pour les deux critères.

Le tableau 5-10 présente également le type de pieu ainsi que les déplacements latéraux à la surface. D'une manière générale, les trois méthodes semblent se rejoindre sur la description du type de pieu. Rappelons seulement que selon Duncan, un pieu dont la longueur est inférieure à L_{min} est considéré comme rigide ou court.

En ce qui a trait aux déplacements latéraux, l'utilisateur devrait être vigilant à l'égard des valeurs affichées. En effet, les déflexions obtenues par les méthodes de Meyerhof et Duncan ne sont valides que lorsque le pieu est court ou rigide. Alors que la méthode de Broms permet de calculer le déplacement latéral quelque soit le type de pieu. Néanmoins, il faudrait se rappeler que lorsque le terme adimensionnel ηDf est inférieur à 1,5, les déplacements à retenir sont ceux présentés à la première colonne, et lorsque le terme ηDf est supérieur à 2,5 ceux à retenir sont présentés à la deuxième colonne. Dans certaines situations, il est possible que la valeur du terme ηDf soit comprise entre 1,5 et 2,5, dans ce cas le déplacement à retenir serait quelque part entre les deux valeurs calculées par la méthode de Broms.

Prenons l'exemple d'un mur de 5 m de hauteur avec des pieux de 0,35 m de diamètre espacés de 5 m. La longueur requise pour le pieu est d'environ 4 m. Selon les trois auteurs le pieu est de type court. En examinant les déplacements latéraux à la surface, on obtient selon Duncan une déflexion de 18,9 mm, selon Meyerhof, 4,2 mm et selon Broms le terme ηDf vaut 1,938, donc compris entre 1,5 et 2,5m. Le déplacement latéral serait donc compris entre 17 et 18,8 mm. Dans ce cas, il est évident que le déplacement obtenu par Meyerhof est très éloigné de celui obtenu par les autres méthodes et il serait raisonnable d'opter pour une déflexion de 18,5 mm.

Le tableau 5-11 présente le moment fléchissant, la capacité portante, le tassement et la rotation. Comme il a été dit précédemment, en présence de pieu court le moment fléchissant est négligé, en faisant l'hypothèse que le pieu subit une rotation et qu'aucun moment ne se développe. Dans les résultats présentés la mention *Oui* est affichée pour

ce type de pieu. Pour les pieux longs la valeur du moment fléchissant est présentée ainsi que la position, à partir de la surface, à laquelle il agit.

En ce qui concerne la capacité portante, lorsque le critère de renversement gouverne, les valeurs de la capacité portante et des charges verticales appliquées sont différentes parce que la longueur du pieu requise pour satisfaire la capacité portante est inférieure à celle nécessaire pour satisfaire le renversement. Dans certains cas, par exemple, (H=5 m, L=5 m et Do=0,2 m), on remarque que la mention *NON* est affichée indiquant que le critère de capacité portante n'est pas satisfait. En réalité, pour le cas cité, la valeur de la capacité portante est de 52.242 kN alors que celle des charges verticale est 52.243 kN, ce qui explique la raison pour laquelle la mention *NON* est affichée, alors que concrètement le critère est largement satisfait.

Le tableau 5-12 présente les résultats des simulations réalisés avec K_h pour un pieu fixe en tête. En examinant les longueurs obtenues, on constate que pour toutes les combinaisons, le dimensionnement est uniquement régi par le critère de capacité portante. On ne serait donc pas surpris de constater, que dans bien des cas, on retrouve les mêmes longueurs que celle obtenues pour des pieux libres en tête où le critère de capacité portante gouvernait. Cependant dans les situations où le critère de renversement était plus critique (pieu libre en tête), on remarque que les longueurs des pieux fixes en tête sont diminuées. D'autant plus que la raison première qui inciterait le concepteur à opter pour un pieu fixe en tête serait de réduire les déplacements latéraux, s'il y a lieu. Dans l'exemple que nous traitons, les déflexions obtenues pour un pieu libre en tête sont satisfaisantes, ce qui ne serait peut-être pas le cas en présence d'un sol de support granulaire.

Précisons aussi que pour les pieux fixes en tête, la seule méthode utilisée pour calculer les déplacements latéraux est celle de Broms. Elle s'opère de la même manière décrite précédemment pour les pieux libres en tête, mis à part le fait que le terme ηDf est

Tableau 5-12 : Résultats des simulations pour un pieu fixe en tête avec K_h, exemple 3.

H - L (m)	Pieu Fixe Df (m)		Broms		Broms ηDf<0.5	Broms ηDf>1.5	Moment à la tête du pieu	Critère de capacité portante			Critère de tassement	
	Renv.	Cap. P	ηDf - F	Type - F	Yo (mm)		Mmax (KN.m)	Qtotal (kN)	Fapp. (kN)	Cap. P	Tass. Max (mm)	Tass. Act. (mm)
	0.20	0.20										
3 - 3	0.532	2.630	2.235	Court	1.2	2.7	4.5	31.3	31.3	Ok	3.0	3.0
4 - 3	0.609	3.712	3.155	Long	1.1	3.6	6.6	41.8	41.8	Ok	3.1	3.1
5 - 3	0.686	4.794	4.075	Long	1.1	4.5	8.9	52.2	52.2	Ok	3.2	3.2
3 - 4	0.609	3.625	3.082	Long	1.2	3.6	6.6	40.9	40.9	Ok	3.1	3.1
4 - 4	0.712	5.038	4.282	Long	1.1	4.8	9.7	54.6	54.6	Ok	3.3	3.3
5 - 4	0.815	6.451	5.483	Long	1.1	5.9	13.4	68.3	68.3	Ok	3.4	3.4
3 - 5	0.686	4.621	3.928	Long	1.1	4.5	8.9	50.6	50.6	Ok	3.2	3.2
4 - 5	0.815	6.364	5.410	Long	1.1	5.9	13.4	67.4	67.4	Ok	3.4	3.4
5 - 5	0.943	8.108	6.892	Long	1.1	7.4	18.7	84.3	84.3	Ok	3.7	3.7
	0.25	0.25										
3 - 3	0.560	1.836	1.249	Court	1.7	2.1	5.1	31.4	31.4	Ok	3.6	3.6
4 - 3	0.622	2.709	1.842	Court	1.5	2.9	7.2	41.9	41.9	Ok	3.7	3.7
5 - 3	0.684	3.582	2.436	Long	1.5	3.6	9.6	52.5	52.5	Ok	3.8	3.8
3 - 4	0.622	2.639	1.795	Court	1.6	2.9	7.2	41.1	41.1	Ok	3.7	3.7
4 - 4	0.704	3.779	2.570	Long	1.5	3.8	10.4	54.9	54.9	Ok	3.8	3.8
5 - 4	0.787	4.918	3.345	Long	1.4	4.8	14.0	68.6	68.6	Ok	3.9	3.9
3 - 5	0.684	3.442	2.341	Long	1.5	3.6	9.6	50.8	50.8	Ok	3.8	3.8
4 - 5	0.787	4.848	3.297	Long	1.4	4.8	14.0	67.8	67.8	Ok	3.9	3.9
5 - 5	0.890	6.255	4.253	Long	1.4	5.9	19.0	84.8	84.8	Ok	4.1	4.1
	0.30	0.30										
3 - 3	0.604	1.250	0.708	Court	2.5	1.8	5.7	31.4	31.4	Ok	4.2	4.2
4 - 3	0.656	1.984	1.124	Court	2.1	2.4	8.0	42.0	42.0	Ok	4.3	4.3
5 - 3	0.707	2.717	1.540	Court	1.9	3.0	10.5	52.6	52.6	Ok	4.4	4.4
3 - 4	0.656	1.925	1.091	Court	2.2	2.4	8.0	41.2	41.2	Ok	4.3	4.3
4 - 4	0.724	2.882	1.633	Court	1.9	3.2	11.3	55.0	55.0	Ok	4.4	4.4
5 - 4	0.793	3.840	2.176	Court	1.8	4.0	15.0	68.9	68.9	Ok	4.5	4.5
3 - 5	0.707	2.600	1.473	Court	2.0	3.0	10.5	50.9	50.9	Ok	4.4	4.4
4 - 5	0.793	3.781	2.143	Court	1.8	4.0	15.0	68.1	68.1	Ok	4.5	4.5
5 - 5	0.879	4.963	2.812	Long	1.8	5.0	20.0	85.2	85.2	Ok	4.6	4.6
	0.35	0.35										
3 - 3	0.657	0.782	0.380	Court	4.0	1.5	6.4	31.2	31.2	Ok	4.9	4.9
4 - 3	0.701	1.416	0.688	Court	3.0	2.0	8.9	42.0	42.0	Ok	4.9	4.9
5 - 3	0.746	2.049	0.995	Court	2.6	2.5	11.5	52.7	52.7	Ok	5.0	5.0
3 - 4	0.701	1.365	0.663	Court	3.1	2.0	8.9	41.1	41.1	Ok	4.9	4.9
4 - 4	0.760	2.192	1.065	Court	2.6	2.7	12.4	55.1	55.1	Ok	5.0	5.0
5 - 4	0.818	3.020	1.467	Court	2.3	3.4	16.2	69.1	69.1	Ok	5.1	5.1
3 - 5	0.746	1.948	0.946	Court	2.7	2.5	11.5	51.0	51.0	Ok	5.0	5.0
4 - 5	0.818	2.969	1.442	Court	2.4	3.4	16.2	68.3	68.3	Ok	5.1	5.1
5 - 5	0.893	3.991	1.938	Court	2.2	4.2	21.3	85.6	85.6	Ok	5.2	5.2

compris dans ce cas entre 0,5 et 1,5. En ce qui concerne le moment à la tête du pieu, il n'est valide que lorsque le pieu est court. Les tableaux 5-13 et 5-14 présentent les résultats des simulations réalisées avec 1/2 K_h pour un pieu libre et fixe en tête, respectivement. En examinant les déplacements calculés par la méthode de Broms, on

retrouve le résultat auquel on peut s'attendre, c'est-à-dire, une augmentation des déflexions due à l'effet de la consolidation.

Tableau 5-13 : Résultats des simulations pour un pieu libre en tête avec 1/2 K_h, exemple 3.

H - L (m)	Pieu Libre Df (m)		Broms		Duncan	Poulos		Broms ηDf<1.5	Broms ηDf>2.5	Duncan	Poulos
	Renv.	Cap. P	ηDf - L	Type - L	Lmin (m)	Kr	Type	Yo (mm)			
	0.20	0.20									
3 - 3	1.864	2.630	1.880	Court	2.8	0.0105	Rigide	17.8	18.6	13.2	2.2
4 - 3	2.350	3.712	2.653	Long	2.8	0.0042	Flexible	16.3	29.1	27.3	2.0
5 - 3	2.835	4.794	3.427	Long	2.8	0.0020	Flexible	15.6	41.8	49.8	1.9
3 - 4	2.162	3.625	2.591	Long	2.8	0.0058	Flexible	15.0	24.9	20.9	1.9
4 - 4	2.743	5.038	3.601	Long	2.8	0.0022	Flexible	14.2	38.9	44.1	1.8
5 - 4	3.323	6.451	4.611	Long	2.8	0.0010	Flexible	13.7	55.7	89.9	1.7
3 - 5	2.440	4.621	3.303	Long	2.8	0.0036	Flexible	13.5	31.1	30.1	1.7
4 - 5	3.109	6.364	4.549	Long	2.8	0.0014	Flexible	12.9	48.6	67.7	1.6
5 - 5	3.777	8.108	5.795	Long	2.8	0.0006	Flexible	12.6	69.6	165.3	1.6
	0.25	0.25									
3 - 3	1.768	1.836	1.050	Court	3.5	0.032	Rigide	30.5	13.4	6.7	3.7
4 - 3	2.193	2.709	1.549	Court	3.5	0.013	Rigide	26.1	20.6	13.6	3.2
5 - 3	2.618	3.582	2.048	Court	3.5	0.007	Flexible	24.0	29.1	23.9	3.0
3 - 4	2.027	2.639	1.509	Court	3.5	0.018	Rigide	23.6	17.8	10.6	2.9
4 - 4	2.533	3.779	2.161	Court	3.5	0.008	Flexible	21.2	27.4	21.5	2.6
5 - 4	3.039	4.918	2.812	Long	3.5	0.004	Flexible	20.0	38.9	37.8	2.5
3 - 5	2.267	3.442	1.968	Court	3.5	0.012	Rigide	20.2	22.3	15.1	2.5
4 - 5	2.848	4.848	2.773	Long	3.5	0.005	Flexible	18.7	34.3	30.7	2.3
5 - 5	3.429	6.255	3.577	Long	3.5	0.002	Flexible	17.9	48.6	55.1	2.3
	0.30	0.30									
3 - 3	1.723	1.723	0.821	Court	4.2	0.073	Rigide	33.7	10.3	3.8	4.1
4 - 3	2.106	2.106	1.003	Court	4.2	0.033	Rigide	38.6	15.6	7.7	4.7
5 - 3	2.487	2.717	1.295	Court	4.2	0.017	Rigide	36.7	21.9	13.5	4.5
3 - 4	1.956	1.956	0.932	Court	4.2	0.044	Rigide	36.9	13.7	6.2	4.5
4 - 4	2.410	2.882	1.374	Court	4.2	0.019	Rigide	31.7	20.8	12.2	3.9
5 - 4	2.863	3.840	1.830	Court	4.2	0.010	Flexible	28.8	29.2	21.3	3.6
3 - 5	2.170	2.600	1.239	Court	4.2	0.029	Rigide	30.1	17.1	8.8	3.7
4 - 5	2.690	3.781	1.802	Court	4.2	0.012	Rigide	26.5	26.0	17.5	3.3
5 - 5	3.209	4.963	2.365	Long	4.2	0.006	Flexible	24.7	36.5	30.5	3.1
	0.35	0.35									
3 - 3	1.709	1.709	0.698	Court	4.9	0.139	Rigide	34.1	8.3	2.4	4.2
4 - 3	2.059	2.059	0.841	Court	4.9	0.066	Rigide	40.0	12.5	4.8	4.9
5 - 3	2.409	2.409	0.984	Court	4.9	0.035	Rigide	44.5	17.3	8.3	5.4
3 - 4	1.923	1.923	0.785	Court	4.9	0.087	Rigide	37.9	11.1	3.8	4.7
4 - 4	2.337	2.337	0.955	Court	4.9	0.040	Rigide	43.7	16.8	7.7	5.4
5 - 4	2.751	3.020	1.234	Court	4.9	0.021	Rigide	41.5	23.1	13.2	5.1
3 - 5	2.118	2.118	0.865	Court	4.9	0.059	Rigide	40.8	13.8	5.6	5.0
4 - 5	2.592	2.969	1.213	Court	4.9	0.026	Rigide	37.9	20.8	11.0	4.7
5 - 5	3.065	3.991	1.630	Court	4.9	0.013	Rigide	34.0	28.9	18.9	4.2

Tableau 5-14 : Résultats des simulations pour un pieu fixe en tête avec 1/2 K_h, exemple 3.

H - L (m)	Pieu Fixe Df (m)		Broms		Broms nDf<0.5	Broms nDf>1.5
	Renv.	Cap. P	ηDf - F	Type -F	Yo (mm)	
	0.20	0.20				
3 - 3	0.532	2.630	1.880	Court	2.4	4.5
4 - 3	0.609	3.712	2.653	Long	2.3	6.0
5 - 3	0.686	4.794	3.427	Long	2.2	7.5
3 - 4	0.609	3.625	2.591	Long	2.3	6.0
4 - 4	0.712	5.038	3.601	Long	2.2	8.0
5 - 4	0.815	6.451	4.611	Long	2.2	10.0
3 - 5	0.686	4.621	3.303	Long	2.3	7.5
4 - 5	0.815	6.364	4.549	Long	2.2	10.0
5 - 5	0.943	8.108	5.795	Long	2.2	12.5
	0.25	0.25				
3 - 3	0.560	1.836	1.050	Court	3.4	3.6
4 - 3	0.622	2.709	1.549	Court	3.1	4.8
5 - 3	0.684	3.582	2.048	Court	2.9	6.0
3 - 4	0.622	2.639	1.509	Court	3.2	4.8
4 - 4	0.704	3.779	2.161	Court	3.0	6.4
5 - 4	0.787	4.918	2.812	Long	2.8	8.0
3 - 5	0.684	3.442	1.968	Court	3.0	6.0
4 - 5	0.787	4.848	2.773	Long	2.9	8.0
5 - 5	0.890	6.255	3.577	Long	2.8	10.0
	0.30	0.30				
3 - 3	0.604	1.250	0.596	Court	5.0	3.0
4 - 3	0.656	1.984	0.945	Court	4.2	4.0
5 - 3	0.707	2.717	1.295	Court	3.9	5.0
3 - 4	0.656	1.925	0.917	Court	4.4	4.0
4 - 4	0.724	2.882	1.374	Court	3.9	5.3
5 - 4	0.793	3.840	1.830	Court	3.6	6.7
3 - 5	0.707	2.600	1.239	Court	4.0	5.0
4 - 5	0.793	3.761	1.802	Court	3.7	6.7
5 - 5	0.879	4.963	2.365	Long	3.5	8.3
	0.35	0.35				
3 - 3	0.657	0.782	0.319	Court	8.0	2.6
4 - 3	0.701	1.416	0.578	Court	5.9	3.4
5 - 3	0.746	2.049	0.837	Court	5.1	4.3
3 - 4	0.701	1.365	0.558	Court	6.1	3.4
4 - 4	0.760	2.192	0.896	Court	5.1	4.6
5 - 4	0.819	3.020	1.234	Court	4.6	5.7
3 - 5	0.746	1.948	0.796	Court	5.4	4.3
4 - 5	0.819	2.969	1.213	Court	4.7	5.7
5 - 5	0.893	3.991	1.630	Court	4.4	7.1

En prenant comme exemple un mur de H=3 m et L=3 m et Do=0,20 m, on obtient un déplacement latéral de 17,8 mm. Alors qu'auparavant, (K_h) le déplacement était de 12,2 mm. Ce qui nous amènerait à conclure que la déflexion due à la consolidation est de 5,6

mm. Cependant, il faudrait rappeler que cette méthode n'est qu'approximative et que les déformations causées par la consolidation dépendent de la nature de la charge appliquée, de la redistribution de la réaction du sol le long du pieu et de la compressibilité du sol.

En analysant les résultats présentés au tableau 5-14, on constate dans un premier temps que les déplacements obtenus pour des pieux fixes en tête en utilisant K_h et $1/2K_h$ n'augment que légèrement. Toutefois, en comparant les résultats des pieux libre en tête à ceux fixe en tête on constate que la diminution des déflexions est plus importante, et que l'utilisation des pieux fixes en tête devient plus légitime pour 1/2 K_h.

5.1.4 Pieux inclinés sur sable

Le dernier exemple aborde un mur de type poteau-panneau, situé à Baie-Comeau. Le sol de support est un sable lâche défini par un angle de frottement interne de 28°, un module d'élasticité de 20 000 kPa et un coefficient de Poisson de 0,3. La nappe phréatique est située à 2,5 m de profondeur et le poids volumique du sol au dessus et en dessus, est respectivement, 15,5 kN/m^3 et 17 kN/m^3. L'épaisseur du mur est de 200 mm et son poids volumique moyen est de 15 kN/m^3. La masse linéaire nominale du poteau est de 80 kg/m. Une couche de glace de 20 mm d'épaisseur est considérée sur le mur.

La pression moyenne du vent de référence pour une période de retour de 25 ans à Baie-Comeau est de 0,535 kPa et le coefficient d'accélération sismique de 0,20. Pour l'analyse, on considérera un pieu en béton avec un module d'élasticité de 21 000 MPa, un poids volumique de 24 kN/m^3 et un coefficient de pression latérale des terres de 0,5.

Les tableaux 5-15, 5-16 et 5-17 présentent les résultats des simulations effectués pour les mêmes largeur et épaisseur de la longrine et des diamètres de pieu différents.

Tableau 5-15 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,35 m, B=1,5 m.

Diam. Pieu Do (m)	0.35
Larg. Longrine B (m)	1.5

Epaiss. Longrine Ep-1 (m)	0.4
Epaiss. Longrine Ep-2 (m)	0.6

Executer | Effacer

Longueur du mur (m) : 3

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	72.0	3.015	1.8	0.075	16.8	3.015	72.0	72.0
3	0.6	82.4	3.701	5.4	0.224	15.3	3.701	82.4	82.4
4	0.4	101.8	4.933	-14.6	3.298	13.5	4.933	101.8	21.9
4	0.6	113.4	6.467	-12.2	2.893	12.5	6.467	113.4	29.0
5	0.4	137.6	11.057	-36.8	6.408	11.2	11.057	137.6	60.9
5	0.6	150.4	13.481	-35.5	6.234	10.5	13.481	150.4	73.2

Longueur du mur (m) : 4

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	90.6	4.270	-3.1	1.052	16.8	4.270	90.6	13.6
3	0.6	102.1	4.984	-0.7	0.273	15.3	4.984	102.1	15.3
4	0.4	130.2	9.773	-25.0	4.854	13.5	9.773	130.2	50.4
4	0.6	143.3	12.240	-24.2	4.724	12.5	12.240	143.3	63.0
5	0.4	177.8	18.798	-54.7	8.809	11.2	18.798	177.8	106.5
5	0.6	192.5	21.576	-55.4	8.893	10.5	21.576	192.5	121.4

Longueur du mur (m) : 5

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	109.1	5.914	-7.9	2.160	16.8	5.914	109.1	24.1
3	0.6	121.7	8.254	-6.7	1.902	15.3	8.254	121.7	35.7
4	0.4	158.6	15.272	-35.4	6.265	13.5	15.272	158.6	82.0
4	0.6	173.2	18.013	-36.2	6.346	12.5	18.013	173.2	96.6
5	0.4	218.0	26.538	-72.6	11.211	11.2	26.538	218.0	152.2
5	0.6	234.6	29.671	-75.3	11.552	10.5	29.671	234.6	169.5

Tableau 5-16 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,4 m, B=1,5 m.

Diam. Pieu Do (m)	0.4
Larg. Longrine B (m)	1.5

Epaiss. Longrine Ep-1 (m)	0.4
Epaiss. Longrine Ep-2 (m)	0.6

Executer | Effacer

Longueur du mur (m) : 3

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	73.3	2.245	0.2	0.006	16.1	2.245	73.3	73.3
3	0.6	83.9	2.533	3.6	0.115	14.7	2.533	83.9	83.9
4	0.4	104.2	3.563	-17.2	3.200	12.9	3.563	104.2	18.9
4	0.6	116.0	4.168	-15.0	2.891	11.9	4.168	116.0	21.1
5	0.4	141.3	5.424	-40.7	5.963	10.7	5.963	152.4	40.7
5	0.6	154.4	6.156	-39.7	5.853	10.1	6.156	154.4	41.7

Longueur du mur (m) : 4

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	92.4	2.968	-5.2	1.322	16.1	2.968	92.4	10.6
3	0.6	104.1	3.580	-3.0	0.837	14.7	3.580	104.1	12.0
4	0.4	133.4	5.066	-28.5	4.624	12.9	5.066	133.4	31.0
4	0.6	146.8	5.712	-27.9	4.547	11.9	5.712	146.8	34.8
5	0.4	182.8	10.571	-59.9	7.997	10.7	10.571	182.8	76.5
5	0.6	197.8	12.856	-60.9	8.101	10.1	12.856	197.8	91.8

Longueur du mur (m) : 5

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	111.4	3.991	-10.5	2.268	16.1	3.991	111.4	18.0
3	0.6	124.2	4.633	-9.6	2.104	14.7	4.633	124.2	21.0
4	0.4	162.6	7.594	-39.8	5.895	12.9	7.594	162.6	50.7
4	0.6	177.6	9.851	-40.8	5.997	11.9	9.851	177.6	65.7
5	0.4	224.2	16.973	-79.1	10.031	10.7	16.973	224.2	124.0
5	0.6	241.3	19.556	-82.2	10.348	10.1	19.556	241.3	141.9

Tableau 5-17 : Résultats des simulations pour des pieux inclinés, D_0=0,45 m, B=1,5 m.

Diam. Pieu Do (m)	0.45
Larg. Longrine B (m)	1.5

Epaiss. Longrine Ep-1 (m)	0.4
Epaiss. Longrine Ep-2 (m)	0.6

Executer | Effacer

Longueur du mur (m) : 3

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	74.8	1.830	-1.6	0.389	15.4	1.830	74.8	4.3
3	0.6	85.6	2.069	1.7	0.043	14.0	2.069	85.6	85.6
4	0.4	106.8	2.540	-20.1	3.122	12.3	3.122	120.5	20.1
4	0.6	118.9	3.044	-18.1	2.888	11.4	3.044	118.9	18.9
5	0.4	145.4	4.162	-44.9	5.654	10.3	5.654	182.0	44.9
5	0.6	158.8	4.708	-44.3	5.586	9.6	5.586	180.5	44.3

Longueur du mur (m) : 4

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	94.4	2.286	-7.5	1.500	15.4	2.286	94.4	10.1
3	0.6	106.3	2.545	-5.5	1.168	14.0	2.545	106.3	10.0
4	0.4	137.0	3.830	-32.3	4.445	12.3	4.445	151.6	32.3
4	0.6	150.7	4.396	-32.0	4.411	11.4	4.411	151.0	32.0
5	0.4	188.2	5.901	-65.5	7.465	10.3	7.465	215.7	65.5
5	0.6	203.7	6.495	-67.0	7.583	9.6	7.583	216.9	67.0

Longueur du mur (m) : 5

Hmur (m)	Ep (m)	R1 (kN)	L1 (m)	R2 (kN)	L2 (m)	β (o)	LDesign (m)	Qt max-1 (kN)	Qt max-2 (kN)
3	0.4	113.9	2.868	-13.4	2.342	15.4	2.868	113.9	15.7
3	0.6	127.1	3.428	-12.7	2.245	14.0	3.428	127.1	18.3
4	0.4	167.1	5.084	-44.5	5.638	12.3	5.638	180.8	44.5
4	0.6	182.4	5.689	-46.0	5.763	11.4	5.763	184.3	46.0
5	0.4	231.1	9.414	-86.1	9.234	10.3	9.414	231.1	87.6
5	0.6	248.7	11.597	-89.8	9.533	9.6	11.597	248.7	106.1

Le tableau 5-15 présente les charges axiales transmises aux pieux, les longueurs requises des pieux pour satisfaire chacune des charges axiales, l'inclinaison des pieux par rapport à la verticale et enfin les capacités portantes relatives à chacun des pieux. À partir des résultats obtenus, on constate dans un premier temps que pour des murs relativement hauts (H = 5 m), la longueur des pieux nécessaires pour satisfaire le critère de capacité portante est élevée, et que le dimensionnement est entièrement régi par la capacité portante du pieu en compression. Ensuite, dépendamment des situations, on remarque que les pieux peuvent être sollicités ensemble en compression ou, l'un en compression et l'autre en tension. Cela est principalement dû aux charges appliquées et à la largeur de la longrine. En ce qui a trait à l'angle d'inclinaison des pieux, il n'est pas surprenant de retrouver la même inclinaison pour une même hauteur de mur quel que soit l'espacement entre l'ensemble -semelle et pieux inclinés- car, en effet, l'inclinaison n'est fonction que de la hauteur du mur, du diamètre des pieux et de la largeur et épaisseur de la longrine. La capacité portante du pieu en compression et la résistance à l'arrachement du pieu en tension, s'il y a lieu, sont calculées en considérant la longueur critique, c'est-à-dire la plus grande des longueurs obtenues pour satisfaire les deux charges axiales. Ainsi, lorsque les deux pieux travaillent en compression (H = 3 m, L = 3 m), on retrouve la même valeur pour la capacité portante, alors que, lorsque l'un des pieux est sollicité en compression et l'autre en tension (H = 4m, L = 3 m), on retrouve deux valeurs différentes. L'une correspond à la capacité portante et l'autre à la résistance à l'arrachement. Dépendamment lequel des deux critères gouverne la conception, l'une est égale à la charge axiale correspondante (101,8 kN) et l'autre est naturellement plus élevée (22,0 kN) car la longueur du pieu est plus grande que celle requise pour satisfaire la charge axiale correspondante (14,6 kN).

Les tableaux 5-15 et 5-16 présentent les résultats des simulations réalisées pour les mêmes propriétés de la semelle de liaison pour des diamètres de pieux plus grands. D'une manière générale, on constate que les longueurs de pieux sont nettement diminuées. En effet, plus le diamètre du pieu est élevé, plus la résistance en pointe est

améliorée et plus les longueurs des pieux requises sont réduites. En prenant comme exemple, H = 5 m, L = 4 m et E_p = 0,4 m, pour un diamètre de pieu D_0 = 0,35 m, la longueur du pieu en compression nécessaire pour satisfaire le critère de capacité portante est L_1 = 18,773 m, alors que pour D_0 = 0,4 m, L_1 = 10,549 m et enfin pour D_0 = 0,45 m, L_1 = 5,895 m. De plus à travers les résultats obtenus, on constate aussi que le dimensionnement n'est plus régi uniquement par le pieu en compression. Dans certains cas, c'est la résistance à l'arrachement qui gouverne. Dans l'exemple cité précédemment, pour un diamètre de pieu D_0 = 0,45 m, on obtient L_1 = 5,895 (compression) et L_2 = 7,451 m (tension), conduisant ainsi à un dimensionnement régi par le pieu en tension. En examinant maintenant les charges axiales, on constate qu'en augmentant le diamètre du pieu, on retrouve une nouvelle répartition des charges transmises aux pieux. En d'autres termes, en augmentant le diamètre du pieu, on réduit le bras de levier entre l'axe de la semelle et l'axe du pieu, ce qui amènerait le pieu L_2 à travailler plus en tension, ou dans le cas où ce dernier était sollicité en compression, à réduire la charge axile en compression jusqu'à ce qu'il travaille en tension (ou inversement). La même remarque pourrait être appliquée si l'on venait à réduire la largeur de la longrine en gardant le diamètre du pieu constant. Dans ce cas, la modification de la répartition des charges axiales entre les deux pieux serait seulement plus accentuée.

5.2 Comparaison des résultats

Pour comparer les résultats, le programme *AllPile* commercialisé par la compagnie *Civiltech* a été utilisé pour analyser quelques-unes des simulations effectuées auparavant avec *AFMAB*. Précisons cependant qu'*AllPile* ne peut déterminer directement les dimensions des fondations requises pour un cas de chargement précis. La manière de procéder consiste à vérifier que des dimensions données satisfont les critères de conception pour un chargement prédéterminé. Les mêmes profils de sol présentés à la section 5.1 ont été considérés respectivement pour chaque type de fondation traitée.

5.2.1 Fondation superficielle carrée sur sol argileux

Parmi les simulations traitées auparavant avec *AFMAB* et dont les résultats sont présentés à la section 5.1.1, la simulation suivante a été choisie :

- Dimensions du mur et de la fondation :

Hauteur du mur, H (m) = 3

Longueur du mur, L (m) = 3

Épaisseur de la fondation, Ep (m) = 0,3

Largeur de la fondation, B (m) = 1,637

Profondeur à laquelle la fondation se situe, D (m) = 1

- Chargement :

Charge verticale pondérée, D (kN) = 96,1

Charge horizontale pondérée F (kN) = 13,9

Moment pondéré M (kN.m) = 34,7

Les résultats pour cette simulation réalisée avec *AllPile* sont présentés à l'annexe C. Le tableau 5-18 résume les différents résultats obtenus en utilisant *AFMAB* et *Allpile*.

Tableau 5-18 : Comparaison des résultats obtenus avec *AllPile* et *AFMAB*, semelle carrée sur argile.

	AllPile	***AFMAB***
Excentricité (m)	0,4	0,361
Capacité portante nette ultime (kPa)	299,02	164,6
Pression maximale sous la semelle qmax (kPa)	85,55	85,5
Tassement calculé à partir de la charge verticale (mm)	4,58	5,5
Rotation (°)	0,001	0,08

En comparant les résultats obtenus, on constate que les deux programmes n'arrivent pas au même ordre de grandeur concernant la capacité portante nette. En effet, pour cette simulation, on obtient un rapport de 1,8 entre les deux capacités portantes calculées par les deux programmes. Cet écart est principalement dû à la méthode de calcul utilisée pour évaluer la capacité portante.

Pour *AllPile*, la capacité portante nette est évaluée par :

$$q_{nette} = cN_c s_c d_c i_c + q(N_q s_q d_q i_q - 1) \qquad (5\text{-}2)$$

Alors que pour *AFMAB*, le terme $q (N_q S_q i_q - 1)$ ainsi que les facteurs de profondeurs ont été négligés. De plus, en examinant les valeurs des facteurs de forme et d'inclinaison présentés à l'annexe C, on remarque une différence avec ceux utilisés pour *AFMAB*. En ce qui a trait au facteur de forme s_c, les largeurs effectives ont été utilisées pour l'évaluer dans le cas d'*AFMAB*, (s_c=1,109). *AllPile* quant à lui, effectue les calculs à partir des largeurs réelles, (s_c=1,19, Annexe C) malgré que le chargement soit excentré en utilisant les expressions proposées par Vesic (1973, 1975b). Pour le facteur d'inclinaison i_c, la valeur donnée par *AllPile* (1,04, Annexe C) est fausse et ne correspond pas à la formule présentée dans leur guide d'utilisateur. En effet, lorsqu'une semelle est soumise à un chargement incliné et excentré, la capacité portante calculée est réduite par rapport à celle obtenue pour une même semelle soumise à un chargement vertical centré. Par conséquent, le facteur d'inclinaison ne peut être supérieur à 1. Le facteur d'inclinaison utilisée par *AFMAB* est 0,825 pour cette simulation. En examinant le terme $q (N_q S_q i_q - 1)$ négligé par *AFMAB*, on constate qu'effectivement le produit $N_q S_q i_q$ est inférieur à 1 ($N_q S_q i_q = 1*1,109*0,825=0,915$) et que si on ne l'avait pas négligé le terme de profondeur aurait réduit le terme de cohésion au lieu de l'augmenter. Rappelons nous toutefois que pour des argiles saturées (ϕ=0) la contribution du terme de profondeur à la capacité portante est négligeable. En ce qui a trait aux facteurs de profondeur, les valeurs utilisées par *AllPile* sont d_c=1,33 et d_q=1, alors qu'*AFMAB* néglige ces facteurs pour les

raisons citées à la section 4.3.2.1. En reprenant le calcul de la capacité portante tel qu'effectué par *AFMAB* mais en intégrant les valeurs des facteurs de profondeur, de forme et d'inclinaison utilisés par *AllPile* on obtient :

$$q_{nette}(\text{AFMAB}) = \phi\{cN_c s_c i_c\} = 164.6 \quad (\text{kPa}) \tag{5-3}$$

$$\phi\{cN_c\} = \frac{q_{nette}(\text{AFMAB})}{s_c i_c} = \frac{164.6}{1.109 \times 0.825} = 179.9 \quad (\text{kPa}) \tag{5-4}$$

$$\begin{aligned} q_{nette}(\text{AllPile}) &= \phi\{cN_c d_c s_c i_c\} \\ &= 179.9 \times 1.33 \times 1.19 \times 1.04 = 296.1 \quad (\text{kPa}) \end{aligned} \tag{5-5}$$

En comparant la valeur de la capacité portante nette admissible obtenue à partir de l'équation (5-5) à celle calculée par *AllPile* (299 kPa), on constate que les valeurs sont presque similaires. Cette approche confirme donc que les étapes de calculs réalisés par *AFMAB* sont conduites correctement et vient par le fait même dissiper tout doute sur une éventuelle erreur de programmation dans *AFMAB*.

En examinant les autres paramètres, on constate que d'une manière générale les valeurs obtenues sont satisfaisantes malgré que les méthodes de calcul utilisées ne soient pas totalement identiques. Notamment pour le calcul du tassement, la pression nette non pondérée a été utilisée pour *AFMAB* alors qu'*AllPile* utilise la pression sous la fondation issue directement de la charge verticale pondérée. Le module d'élasticité considéré par *AllPile* est estimé par, $E_s = 375\ S_u$, alors que pour *AFMAB* on suggère, $E_s = 250\ S_u$.

5.2.2 Fondation superficielle filante sur sable

Pour les semelles filantes sur sable, les résultats ne peuvent être validés avec *AllPile* que dans le cas où la butée est négligée. Pour cette raison la simulation retenue est la suivante :

- Propriétés du mur et de la semelle :

Hauteur du mur H (m) = 3

Épaisseur de la semelle Ep (m) =0.35

Profondeur à laquelle la semelle se situe Df (m) = 1

Largeur de la semelle B (m) = 1,587 m

- Chargement :

Charge verticale pondérée (kN/m) = 54,6

Charge horizontale pondérée (kN/m) = 7,7

Moment pondéré (kN.m / m) = 19,2

Pour cette simulation les résultats obtenus avec *AFMAB* ont été présentés à la section 5.1.2, alors que ceux calculés par *AllPile* sont présentés à l'annexe C. Le tableau 5-19 résume des différents résultats obtenus par les deux programmes.

Tableau 5-19 : Comparaison des résultats obtenus avec *AllPile* et *AFMAB*, semelle filante sur sable.

	AllPile	***AFMAB***
Excentricité (m)	0,4	0,352
Capacité portante nette admissible (kPa)	583,3	411,0
Pression maximale sous la semelle qmax (kPa)	82,34	82,3
Tassement calculé à partir de la charge verticale (mm)	5,46	1,7
Rotation (°)	0,002	0,02

En examinant les valeurs des capacités portantes nettes admissibles obtenues par les deux programmes, nous constatons que celle obtenue par *AllPile* est environ 1,5 fois plus grande que celle calculée par *AFMAB*. Cette divergence est principalement causée par le coefficient adimensionnel Nγ adopté dans les deux cas. Mais aussi, comme il a été cité précédemment (section 5.2.1), par les facteurs de profondeurs considérés par *AllPile* (s_q=1,21) et négligés dans le cas d'*AFMAB*.

Pour *AllPile* le coefficient Nγ est évalué par (Vesic, 1973) :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi \tag{5-6}$$

Alors que dans le cas d'*AFMAB*, ce dernier a été calculé tel que recommandé par CSA (2000) par :

$$N_\gamma = \frac{3}{2}(N_q - 1)\tan\phi \tag{5-7}$$

Pour le sable moyennement dense que nous traitons dans cet exemple, Nγ = 56,31 (*AllPile*) et Nγ = 40,05 (*AFMAB*). Ce qui représente un rapport de 1,4 entre les deux valeurs. Rien ne nous empêche d'utiliser l'une ou l'autre des deux méthodes pour évaluer Nγ, cependant il a été choisi de suivre les recommandations du code CSA (2000) qui propose une méthode plus sécuritaire.

De plus, de la même façon que pour les semelles carrées, les facteurs d'inclinaisons considérés influencent à leur tour la capacité portante calculée.

En ce qui a trait aux autres paramètres, notamment la pression sous la fondation et le tassement, les résultats obtenus sont identiques pour la pression sous la fondation et différents dans le cas du tassement. Cette différence est attribuable aux modules

d'élasticité considérés pour conduire les deux simulations (Es = 23 000 kPa pour *AllPile* et Es = 45 000 kPa pour *AFMAB*).

5.2.3 Pilastre ou pieu circulaire sur argile

De la même façon que précédemment le logiciel *AllPile* a été utilisé pour valider quelques-unes des simulations réalisées avec *AFMAB*. Les simulations choisies sont les suivantes et les résultats obtenus par *AllPile* sont présentés à l'annexe C.

- Première simulation :

Longueur du mur L (m) = 3
Hauteur du mur H (m) = 3
Diamètre du pieu D_o (m) = 0.20
Longueur du pieu L (m) = 2,630

Chargement :
Charge verticale non pondérée (kN) = 24,08
Charge latérale non pondérée (kN) = 8,336
Moment non pondéré (kN.m) = 12,504

- Deuxième simulation :

Longueur du mur L (m) = 3
Hauteur du mur H (m) = 5
Diamètre du pieu Do (m) = 0,25
Longueur du pieu L (m) = 3,582

Chargement :
Charge verticale non pondérée (kN) = 40,38
Charge latérale non pondérée (kN) = 13,894
Moment non pondérée (kN.m) = 34,735

Le tableau 5-20 montre une comparaison des résultats obtenus par *AFMAB* et *AllPile* pour un pilastre circulaire libre en tête.

D'une manière générale, en examinant les résultats obtenus, on constate qu'ils sont dans l'ensemble satisfaisants. Cependant, on peut remarquer une légère différence dans la capacité portante ultime calculée par les deux logiciels. Cela est principalement dû à la méthode de calcul utilisée pour évaluer le frottement latéral et plus précisément, la méthode retenue pour calculer la proportion de la résistance au cisaillement qui

Tableau 5-20 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu libre en tête, argile.

	1ère simulation		2ème simulation	
	AllPile	**AFMAB**	**AllPile**	**AFMAB**
Frottement latéral non pondéré (kN)	60,452	63,577	102,920	108,249
Résistance en pointe non pondérée (kN)	14,705	14,703	22,974	22,973
Capacité portante ultime (kN)	30,063	31,312	50,357	52,489
Tassement (mm)	0,2	3,0	0,2	3,8
Déplacement latéral ou déflexion (mm)	10,4	12,2	15,0	19,3
Moment maximal (kN.N)	19,4	OK	50,8	54,7

contribue au frottement latéral. Dans le cas de *AFMAB*, tel que décrit à la section 4.3.2.3, la méthode α a été utilisée. Alors qu'*AllPile* utilise la méthode décrite ci-dessous :

$$Q_s = \sum (f_o + C_a) P_i \Delta L \tag{5-8}$$

Où :

$$f_o = \sigma_v \tan\delta = K \sigma_h \tan\delta \tag{5-9}$$

Avec :

σ_v : Contrainte verticale

σ_h : Contrainte horizontale

K : Rapport de la contrainte horizontale par la contrainte verticale, $K=\sigma_h/\sigma_v$.

δ : Angle de frottement entre le pieu et le sol.

ΔL : Segment de la longueur du pieu

C_a : Facteur d'adhésion tel que :

$$C_a = K_c K_a S_u \tag{5-10}$$

Où :

K_c : Facteur d'adhésion variant de 0,1 à 1.

K_a : Rapport de l'adhésion par la résistance au cisaillement, C_a/S_u, obtenu à partir de la figure suivante :

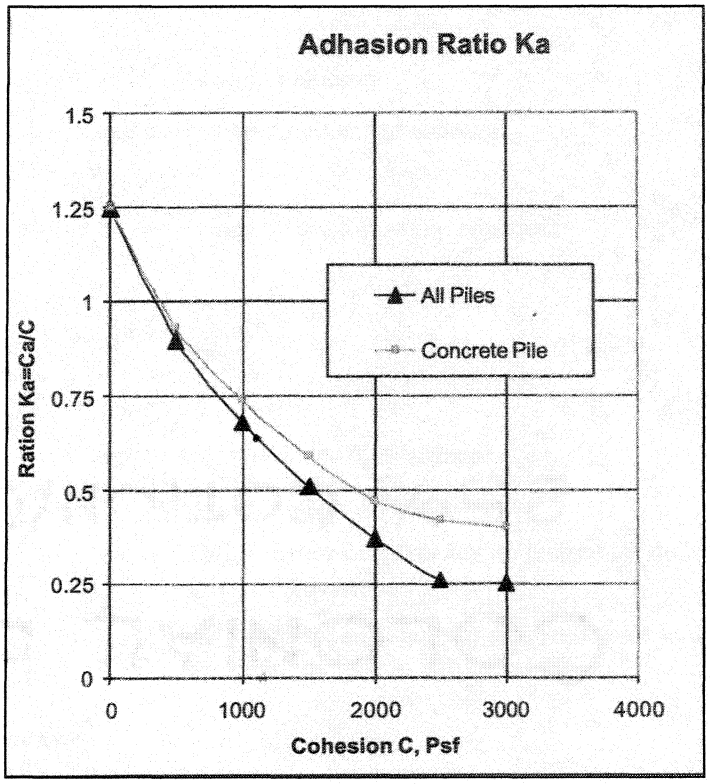


Figure 5-4 : Coefficient α utilisé par AllPile. (Source : Manuel d'utilisateur d'AllPile)

Bien que le tassement soit un paramètre difficile à estimer, on retrouve une différence entre les valeurs obtenues par les deux programmes. Pour *AFMAB*, le tassement a été évalué en utilisant la méthode élastique proposé dans Das (2004) et présentée à la section 4.3.2.4. *AllPile* quant à lui, se réfère à la méthode proposée par Vesic (1977). En ce qui a trait à l'analyse latérale, *AllPile* suppose le comportement du pieu similaire à une poutre soumise à un moment de flexion et décrit par l'équation différentielle non linéaire du quatrième ordre présenté à la section 4.3.2.2. Pour *AFMAB*, l'analyse latérale a été conduite en se référant à la méthode de Broms. C'est ce qui explique la différence

entre les déplacements latéraux obtenus pour les simulations. Les déflexions restent tout de même du côté sécuritaire et sont par le fait même acceptables.

Le tableau 5-21 présente les résultats des simulations réalisées pour des pieux fixes en tête.

Tableau 5-21 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu fixe en tête, argile.

	1ère simulation		2ème simulation	
	AllPile	**AFMAB**	**AllPile**	**AFMAB**
Frottement latéral non pondéré (kN)	60,452	63,577	102,920	108,249
Résistance en pointe non pondérée (kN)	14,705	14,703	22,974	22,973
Capacité portante ultime (kN)	30,063	31,312	50,357	52,489
Tassement (mm)	0,2	3,0	0,2	3,8
Déplacement latéral ou déflexion (mm)	1,97	2,7	1,76	2,1
Moment maximal (kN.N)	8,16	4,5	12,5	5,1

À partir des résultats présentés au tableau 5-21, on remarque dans un premier temps que la capacité portante ultime pour les pieux libre et fixe en tête est la même. Cette constatation n'est pas surprenante, dans la mesure où, la charge susceptible d'être mobilisée sous la longrine a été ignorée dans notre analyse ainsi que celle d'*AllPile*. D'autre part, les déplacements latéraux obtenus par les deux logiciels pour les pieux fixes en tête sont dans le même ordre de grandeur. Toutefois, en ce qui concerne le moment maximal, la méthode de calcule utilisée pour *AFMAB* semble le sous-estimer, alors qu'*AllPile* le calcul d'une manière plus précise.

5.2.4 Pieux inclinés sur sable

Pour valider les résultats des pieux inclinés sur sable, deux simulations distinctes ont été réalisées avec *AllPile*. La première traite le cas où le dimensionnement est régi par le

pieu travaillant en compression, alors que la seconde aborde la situation où le pieu sollicité en traction gouverne la conception. Les résultats de ces mêmes simulations analysées par *AFMAB* ont été présentés à la section 5-1-4. Les simulations en question sont les suivantes :

- Première simulation :

Longueur du mur L (m) = 3
Hauteur du mur H (m) = 3
Diamètre du pieu D_o (m) = 0.35
Longueur du pieu L (m) = 3,015

Chargement : Compression
Charge axiale pondérée (kN) = 72,0

- Deuxième simulation :

Longueur du mur L (m) = 4
Hauteur du mur H (m) = 5
Diamètre du pieu Do (m) = 0,45
Longueur du pieu L (m) = 7,583

Chargement : Tension
Charge axiale pondérée (kN) = 67,02

Les résultats des simulations obtenus par *AllPile* sont présentés à l'annexe C. Les tableaux 5-22 et 5-23 résument les résultats obtenus par les deux logiciels.

Tableau 5-22 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu incliné (C.), sable.

	1ère simulation	
	AllPile	**AFMAB**
Frottement latéral non pondéré (kN)	34,437	15,129
Résistance en pointe non pondérée (kN)	66.584	164,882
Capacité portante admissible (kN)	40,408	72,004
Tassement (mm)	2,2	9,5

Tableau 5-23 : Comparaison des résultats obtenus par *AllPile* et *AFMAB*, pieu incliné (T.), sable.

	2ème simulation	
	AllPile	**AFMAB**
Frottement latéral non pondéré (kN)	182,326	96,206
Poids du pieu (kN)	28,06	28,537
Capacité portante admissible (kN)	100,991	67,019
Tassement (mm)	0,2	0,3

À partir du tableau 5-22, on constate dans un premier temps que les résultats obtenus par les deux programmes ne coïncident pas. Dans le cas du frottement latéral, cette différence est due au coefficient latéral des terres et à l'angle de frottement entre le sol et le pieu considéré. En effet, pour les simulations réalisées avec *AFMAB*, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$$\begin{aligned} K &= 1 - \sin\phi = 1 - \sin 28 \approx 0.5 \\ \tan\delta &= \tan(0{,}8\,\phi) \end{aligned} \qquad (5\text{-}11)$$

Alors que dans le cas d'AllPile le coefficient latéral des terres est fonction de la méthode de mise en place du pieu. Pour cette simulation, le pieu étudié est mis en place par battage. AllPile considère alors que cette méthode de mise en place contribue à densifier le sol et considère donc K=1,3. Pour l'angle de frottement entre le pieu et le sol, *AllPile* utilise tan (0,7 ϕ).

En reprenant maintenant les simulations avec *AFMAB* et en considérant les mêmes paramètres utilisés par *AllPile*, on retrouve une valeur 33,982 kN pour le frottement latéral au lieu de 15,129 kN obtenue précédemment. Il n'en demeure pas moins qu'en comparant cette valeur à celle obtenue par *AllPile*, une petite différence, dans ce cas négligeable, existe toujours.

En ce qui a trait maintenant à la résistance en pointe, la valeur calculée par *AFMAB* et environ 2,5 fois supérieure à celle estimée par *AllPile*. Cet écart est essentiellement causé par la méthode de calcul utilisée.

Dans le cas d'*AFMAB*, comme il a été cité dans la section 4-3-2-3, la résistance en pointe a été evalué tel que proposée par Meyerhof par :

$$Q_p = A_p \sigma'_{vo} N^*_q \tag{5-12}$$

Avec : N^*_q, facteur de capacité portante pour les fondations profondes.

$$N^*_q = e^{7 \tan \phi} \tag{5-13}$$

Alors que pour *AllPile*, la formule utilisée pour calculer la résistance en pointe et la suivante :

$$Q_p = A_p (N_q S_v + N_c) \tag{5-14}$$

Où :

S_v : Poids des terres au niveau de la pointe du pieu.

N_q et N_c : Facteurs de capacité portante pour les fondations superficielles.

Voila donc que l'utilisation des facteurs de capacité portante pour les fondations superficielles et le calcul en contrainte totale effectué par *AllPile*, expliquent la divergence des résultats obtenus par les deux programmes concernant la résistance en pointe. Pour le sable moyennement dense ($\phi = 28^o$) traité dans cette simulation, N^*_q = 41,35 (*AFMAB*) et N_q = 15,2 (*AllPile*).

En examinant les résultats présentés au tableau 5-23, la même remarque, concernant le frottement latéral, mentionnée précédemment pour le pieu sollicité en compression, s'applique dans le cas du pieu travaillant en tension. La seule différence est qu'*AllPile* considère maintenant un coefficient latéral des terres de 0,8 au lieu 1,3 parce que le pieu résiste à l'arrachement. En reprenant le même exercice avec *AFMAB*, en considérant maintenant les mêmes paramètres qu'*AllPile* utilise, on constate que le frottement latéral obtenu est de 150,8 kN au lieu de 96,2 kN calculé précédemment. Par ailleurs, dans ce cas bien précis, en comparant la nouvelle valeur obtenue par *AFMAB* à celle calculée par *AllPile* (182,3 kN), on remarque que la différence n'est plus négligeable comme il était le cas pour le pieu en compression. En examinant en profondeur la méthode de calcul utilisée par *AllPile* dans le cas des matériaux granulaire, on constate que ce dernier fait référence à un calcul en contraintes totales. Cette méthode est fausse car dans un matériau pulvérulent les pressions interstitielles se dissipent presque instantanément et les calculs devraient être effectués en contraintes effectives.

En ce qui a trait au poids du pieu déterminé par les deux programmes, la petite différence entre les deux valeurs obtenues est due au poids du béton considéré. *AllPile* utilise $\gamma_{béton}$ = 23,6 kN/m^3, alors que pour cette simulation, $\gamma_{béton}$ = 24 kN/m^3 pour *AFMAB*.

CHAPITRE 6
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Au terme de ce projet, l'outil *AFMAB* a été conçu pour dimensionner et analyser les fondations des murs antibruit. Il offre un choix de quatre types de fondation : semelle superficielle carrée, semelle filante, pieu vertical de section circulaire libre ou fixe en tête et enfin une combinaison de deux pieux inclinés reliés à un massif de tête; fondé sur deux types de sol de support, soit un sol granulaire ou un sol cohérent. Conformément aux exigences imposées par le MTQ, le chargement sismique a été considéré et le temps d'exécution des simulations réduit.

Le développement de *AFMAB* a été soigneusement réalisé conformément aux principes d'ingénierie, en se référant principalement à deux normes : l'AASHTO (2002) et CSA (2000).

Plusieurs recommandations peuvent être citées dans le but d'améliorer les performances et d'élargir l'éventail d'applications qu'*AFMAB* peut traiter. Les plus importantes d'entres elles sont les suivantes :

- Intégrer un module pour analyser des murs antibruit pouvant être amenés à travailler en même temps comme mur de soutènement.
- Intégrer dans l'analyse des fondations superficielles le choix entre des semelles carrées ou rectangulaires.

- Intégrer dans l'analyse des fondations profondes le choix de la section du pieu et ne pas limiter le programme à traiter seulement des sections circulaires.
- Offrir à l'usager la possibilité de traiter des pieux de sections variables.
- Étudier la possibilité d'analyser des fondations sur des profils de sol pas nécessairement homogène mais définis par couche.
- Offrir à l'utilisateur la possibilité d'analyser des fondations sur pente.
- Intégrer dans la présentation des résultats les différents cas de chargement ainsi que les facteurs de pondérations et les coefficients de tenue géotechnique.
- Offrir à l'usager la possibilité de choisir entre un système d'unité métrique ou anglais.

RÉFÉRENCES

AASHTO (2002). *Guide specifications for structural design of sound barriers*. Interium. Washington, D.C.

AASHTO (1996). *Standard specification for highway bridges*. 16th ed,. pp. 43-109.

ANDRÉ, P., GAGNÉ, J-P. (2000). *Atténuation du bruit routier en milieu résidentiel de moyenne et haute densité. Guide méthodologique*. Rapport de recherche produit pour le Ministère des Transports du Québéc. Décembre.

BOREL, S. (2001). *Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*. Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Géotechnique et risques naturel, GT 73, Octobre, Paris, France.

BOWLES, J.E. (1996). *Foundation analysis and design*. 5th ed., McGraw-Hill, New York.

BROMS, B.B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.90, No.SM2, March, pp. 27-63.

BROMS, B.B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.90, No.SM3, May, pp. 123-156.

BROMS, B.B. (1965). Design of laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.91, No.SM3, pp. 79-99.

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, technical committee on foundation (1992). *Canadian foundation engineering manual*. 3rd Ed, Richmond, British-Colombia.

CAQUOT, A. ET, KERISEL, J. (1966). Traité de mécanique des sols. 4ème ed., Gauthier-Villard, Paris.

CSA (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. CAN/CSA-S6-00. Ontario, Canada.

CSA, (2003). *Norme pour la certification des ouvrages antibruit*. CAN/CSA-Z107.9-00. 2ème mise à jour, Février, Ontario, Canada.

DAS, B.M. (2004). *Principles of foundation engineering*. 5th ed., Brooks/Coke, Thomson Learning, Inc.

DUNCAN, J.M., EVANS JR., L.T., AND OOI, S.K. (1994). Lateral load analysis of single piles and drilled shafts. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 5, June.

FOX, E.N. (1948). The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 4, pp. 129-132.

HANNIGAN, P.J., GOBLE, G.G., THENDEAN, G., LINKINS, G.E., AND RAUSHE, F. (1997). *Design and construction of driven pile foundations*. Report No. FHWA-HI-97-013.

HANSEN, J.B. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Bul. No. 12.

HANSEN, J.B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Bul. No. 28, 21 pp.

LEE, I.K. (1962). Bearing capacity of foundations with particular reference to the Melbourne area. *Proceedings Institution of Engineers*, Australia, pp.283-291.

MATLOCK, H., AND REESE, L.C. (1960). Generalized solution for laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 86, No. SM5, October, pp. 63-91.

MEYERHOF, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, Vol. 2, No. 4, pp. 301-331

MEYERHOF, G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Suisse, Vol.1, pp.440-445.

MEYERHOF, G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, Sept, pp. 16-26.

MEYERHOF, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 197-228.

MEYERHOF, G.G., MATHUR, S.K., AND VALSANGKAR, A.J. (1981). Lateral resistance and deflexion of rigid walls and piles in layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, pp. 159-170.

POULOS, H.G. (1971a). Behaviour of laterally loaded piles. I : single pile. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97(5), pp.711-731.

POULOS, H.G. (1971b). Behaviour of laterally loaded piles. II : piles groups. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97(5), pp.738-751.

PRANDTL, L. (1921). Über die eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No.1, pp.15-20.

REESE, L.C. (1977). Laterally loaded piles - Programme documentation. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.103, GT4, April, pp. 287-305.

REESE, L.C., AND SULLIVAN, W.R. (1980). *Documentation of computer program COM624*. University of Texas, Austin , TX.

REISSNER, H. (1924). Zum erddruckproblem. *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, Netherlands, pp. 295-311.

SILVESTRI, V. (1984). *Fondation et mécanique des sols, CIV 4303*. Notes de cours, département de génie civil, École Polytechnique de Montréal.

SILVESTRI, V., ET DIAB, R. (2001). *Analyse des fondations des murs antibruit. I : Rapport final*. Projet C.D.T P2555 produit pour le Ministère des Transports du Québec. École Polytechnique de Montréal, Août.

SILVESTRI, V., ET DIAB, R. (2001). *Analyse des fondations des murs antibruit. II : Guide d'utilisateur*. Projet C.D.T P2555 produit pour le Ministère des Transports du Québec. École Polytechnique de Montréal, Août.

SPANGLER, AND HANDY, R.L. (1982). *Soil Engineering*. 4th ed., Harper and Row, New York, 819 pp.

STEINBRENNER, W. (1934). Tafeln zur setzungsberechnung. *Die Strass*, Vol. 1, pp. 121-124.

TENG, W.C. (1966). *Calcul des fondations et des murs de soutènement*. Traduit par Jean-Michel Dupas. Edition Eyrolles, Paris, France.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 510 pp.

VESIC, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.99, SM 1 Jan, pp.45-73.

VESIC, A.S. (1975b). *Chap.3 : Foundation engineering handbook.* 1st ed., ed. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold, 751 pp.

VESIC, A.S. (1977). Design of pile foundation. *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice*, No. 42, Transportation Research Board, Washington, DC.

ANNEXE A

Manuel d'utilisation

AFMAB

Version 1.0

Analyse des Fondations des Murs AntiBruit

Manuel D'utilisation

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES **122**

LISTE DES FIGURES **123**

1 INTRODUCTION **124**

1.1 À propos de *AFMAB* 124

1.2 Limites du programme 124

1.3 Vue d'ensemble du programme 125

1.4 Protection du programme 126

1.5 À propos du manuel 126

2 INITIATION À *AFMAB* **127**

2.1 Lancement du programme 127

2.2 Interface du programme 127

3 SIMULATIONS **128**

3.1 Choix du type de fondation et du sol de support 128

3.2 Saisie des données 129

3.3 Exécution des simulations et présentation des résultats 132

3.3.1 Exécution des simulations 133

3.3.1.1 Semelle carrée, semelle filante, pieux inclinés 133

3.3.1.2 Pilastre ou pieu circulaire 134

3.3.2 Présentation des résultats 136

3.3.2.1 Semelle superficielle carrée, semelle filante 136

3.3.2.2 Pilastre ou pieu circulaire 138

3.3.2.3 Pieux inclinés 141

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Étapes d'exécutions du programme. 125

Figure 2-1 : Composantes principales de l'interface du programme AFMAB 128

Figure 3-1 : Étapes pour choisir le type de fondation et le sol de support 129

Figure 3-2 : Présentation du menu, saisie des données 130

Figure 3-3 : Messages d'erreur 132

Figure 3-4 : Présentation des fonctions nécessaires à l'exécution des simulations 133

Figure 3-5 : Entrée de données supplémentaires dans le cas des pieux inclinés 134

Figure 3-6 : Présentation du menu, pilastre ou pieu circulaire 135

Figure 3-7 : Paramètres représentant les résultats pour les semelles superficielles carrées et filantes 136

Figure 3-8 : Présentation des paramètres représentant les résultats pour un pieu ou pilastre circulaire 139

Figure 3-9 : Présentation des paramètres représentant les résultats pour les pieux inclinés 142

1 Introduction

1.1 À propos de *AFMAB*

Le programme *AFMAB* version 1 a été conçu pour dimensionner et analyser les fondations des murs antibruit. Il a été bâti sur une plateforme Excel 2002 en utilisant une interface interactive régie par diverses macros. *AFMAB* traite quatre types de fondation : Semelles superficielles carrées, semelles filantes, pieux verticaux résistant à la fois aux charges horizontales et verticales, et pieux inclinés travaillant en compression et en traction. Il considère aussi deux types de sols de support, l'un pulvérulent et l'autre cohérent.

1.2 Limites du programme

Les limites du programme sont les suivantes :

- Les sols de support considérés sont supposés homogènes et isotropes.
- L'analyse ne peut être conduite que sur un type de sol à la fois; par conséquent, les profils de sols stratifiés ne sont pas considérés.
- Les fondations sur talus n'ont pas été traitées.
- En présence de sol compressible, le frottement négatif sur les pieux n'a pas été considéré.
- Aucun écoulement n'est permis.
- Les murs antibruit ne retiennent aucun remblai et ne sont supportés par aucune structure telle qu'un mur de soutènement ou autre.
- Les charges appliquées sur les murs sont telles que mentionné dans le volume 2.
- Pour les fondations profondes, la section des pieux a été considérée circulaire.
- Les entrées et sorties sont uniquement en unités métriques.

1.3 Vue d'ensemble du programme

Les séquences d'opérations exécutées par *AFMAB* peuvent être divisées en trois étapes principales. Elles sont schématisées sur l'organigramme qui suit :

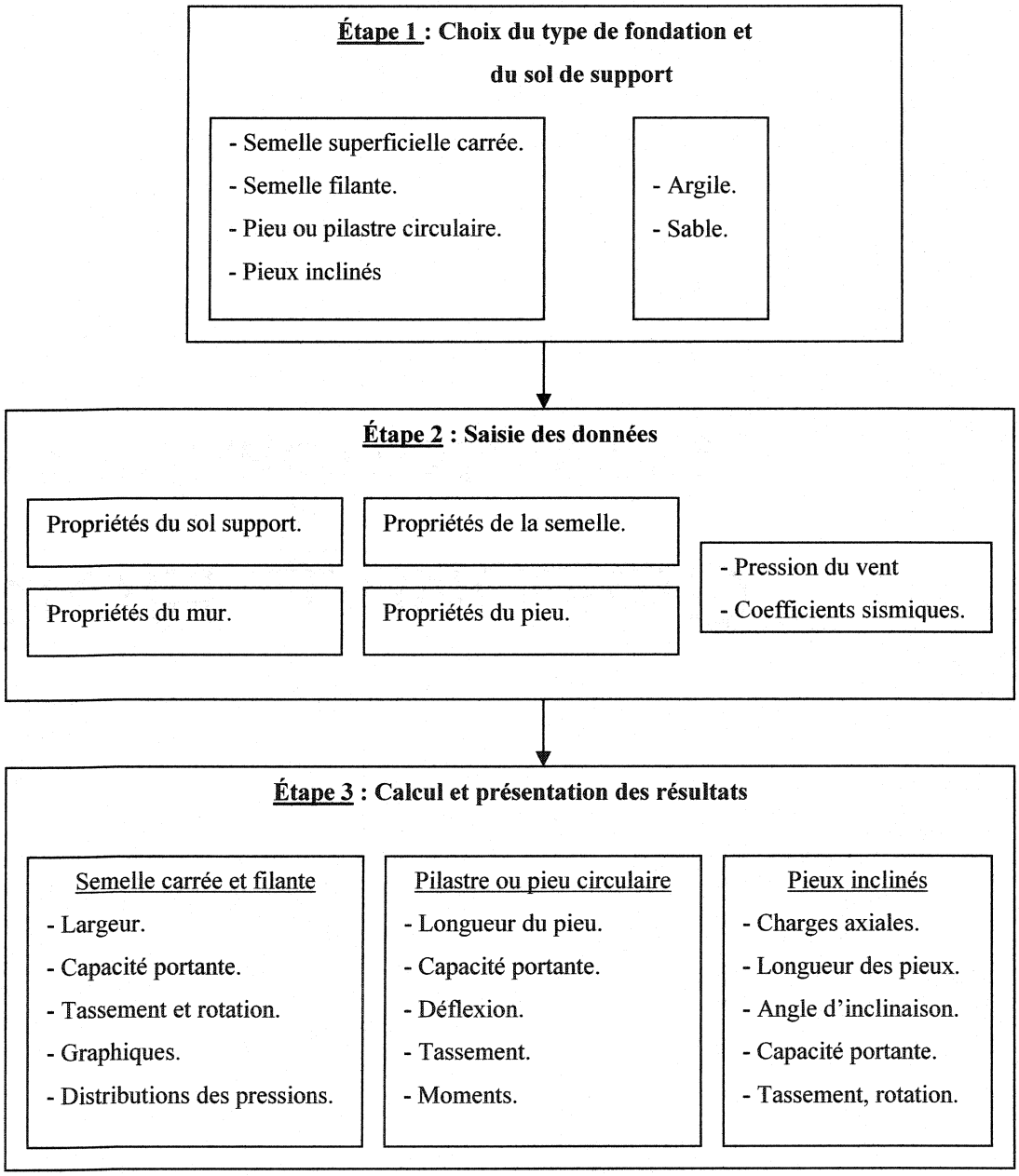


Figure 1-1 : Étapes d'exécutions du programme.

1.4 Protection du programme

La structure du programme *AFMAB* ainsi que toutes les feuilles du document ont été sécurisées dans le but de préserver et d'assurer son bon fonctionnement, mais aussi pour éviter de modifier par inadvertance certaines cellules du document qui pourraient contenir des informations utiles à son exécution.

Toutefois, s'il s'avère nécessaire d'apporter des modifications au programme, ou encore, pour pouvoir manipuler les résultats, les mots de passe pour enlever la protection sont les suivants :

Pour la structure du classeur : baben

Pour les feuilles : mtq

1.5 À propos du manuel

Ce guide d'utilisateur comporte :

- Une description des étapes de lancement et d'exécution du programme.
- Une description des paramètres relatifs à l'entrée des données ainsi que les paramètres relatifs à la présentation des résultats.
- Des exemples typiques pour faciliter la familiarisation de l'usager avec AFMAB.

2 Initiation à *AFMAB*

2.1 Lancement du programme

Avant de lancer le programme, il faudrait s'assurer que le logiciel MS Excel 2002, ou une version plus récente, soit installé sur l'ordinateur. Dans le cas où seule une version ultérieure est disponible, Excel offre la possibilité de sauvegarder les documents sous d'autres versions, notamment Excel 95, 97, etc. Aussi, dans certains cas, un ajustement de l'affichage pourrait s'avérer nécessaire, dépendamment de la taille de l'écran que l'usager utilise. Il est cependant important de préciser qu'il ne faudrait en aucun cas changer le nom du document, soit « *AASHTO-V1* ». En effet, certaines macros se réfèrent à ce nom de fichier pour pouvoir exécuter le code. Changer ainsi le nom du fichier conduirait directement à une erreur d'exécution, sauf si auparavant, certaines modifications ont été apportées au code.

Une fois le programme lancé, une fenêtre apparaît à l'écran, donnant le choix à l'usager d'activer ou de désactiver les macros. Pour pouvoir utiliser le programme, l'utilisateur doit rentre les macros disponibles. Toutefois, si cette fenêtre n'apparaît pas à l'écran dès l'ouverture du fichier, cela signifie que le niveau de sécurité initialisé par défaut dans Excel est à son maximum et qu'une reconfiguration est indispensable. Pour ce faire, démarrer uniquement Excel et suivre le cheminement suivant : *Outils*<*Options*<*Sécurité* <*Sécurité des macros*, et choisir le niveau moyen. Fermer Excel et relancer *AFMAB*.

2.2 Interface du programme

L'interface de l'outil AFMAB possède deux composantes

- Le menu déroulant et la barre de commande standard du logiciel Excel. Certaines commandes peuvent être désactivées dû à la protection assignée au document. Pour les rendre disponibles, il suffit d'ôter la protection.

- Les boutons pour naviguer dans le programme.

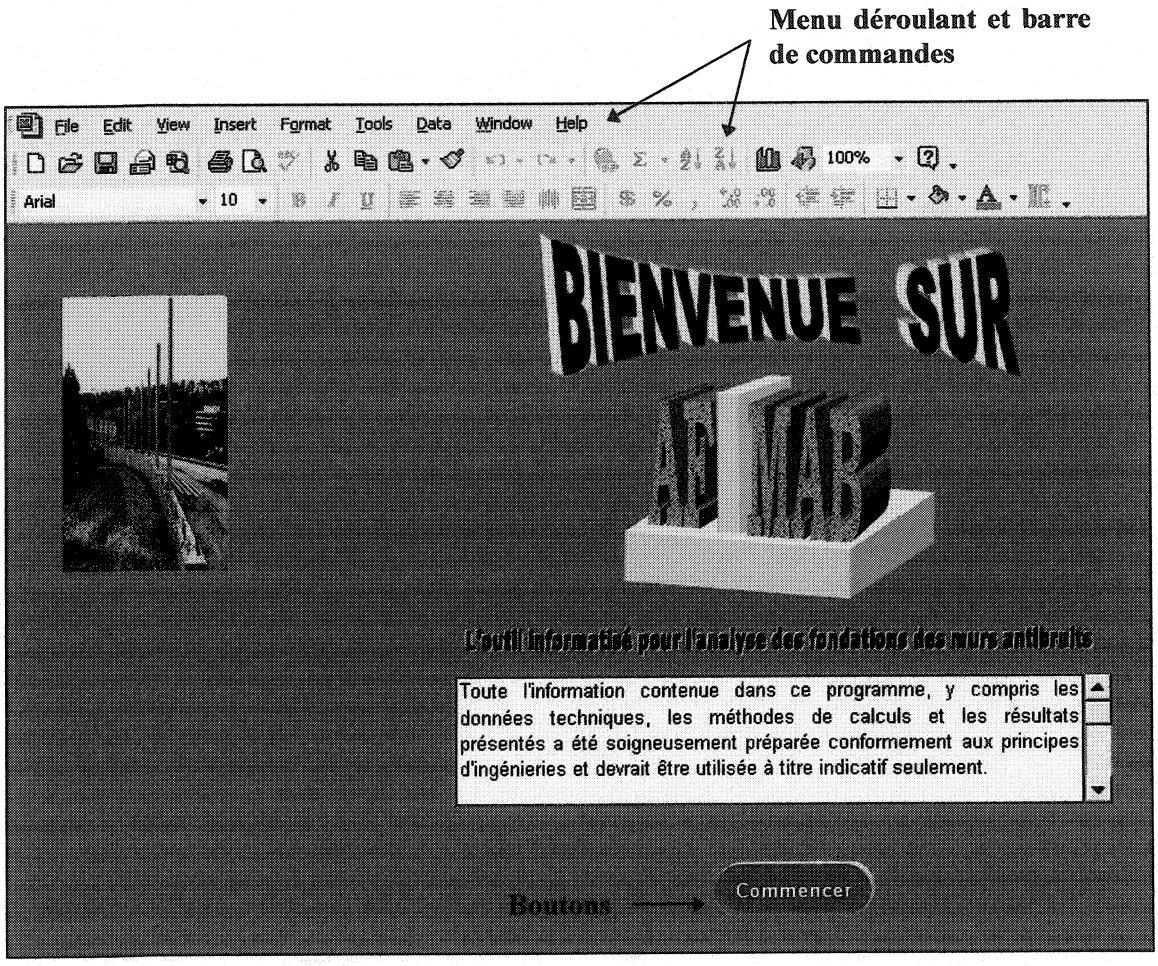


Figure 2-1 : Composantes principales de l'interface du programme AFMAB

3 Simulations

3.1 Choix du type de fondation et du sol de support

Une fois le programme lancé, pour débuter une simulation, la première étape à franchir consiste à choisir le type de fondation à analyser ainsi que le type de sol de support. Pour ce faire, dans le menu déroulant choisir le type de fondation désiré et ensuite cliquer sur le bouton pour effectuer le choix du sol. La dernière étape consiste à valider les entrées

pour passer au prochain menu. Il est possible en tout temps de revenir au menu précédent en cliquant sur la flèche retour. La figure suivante présente ces étapes.

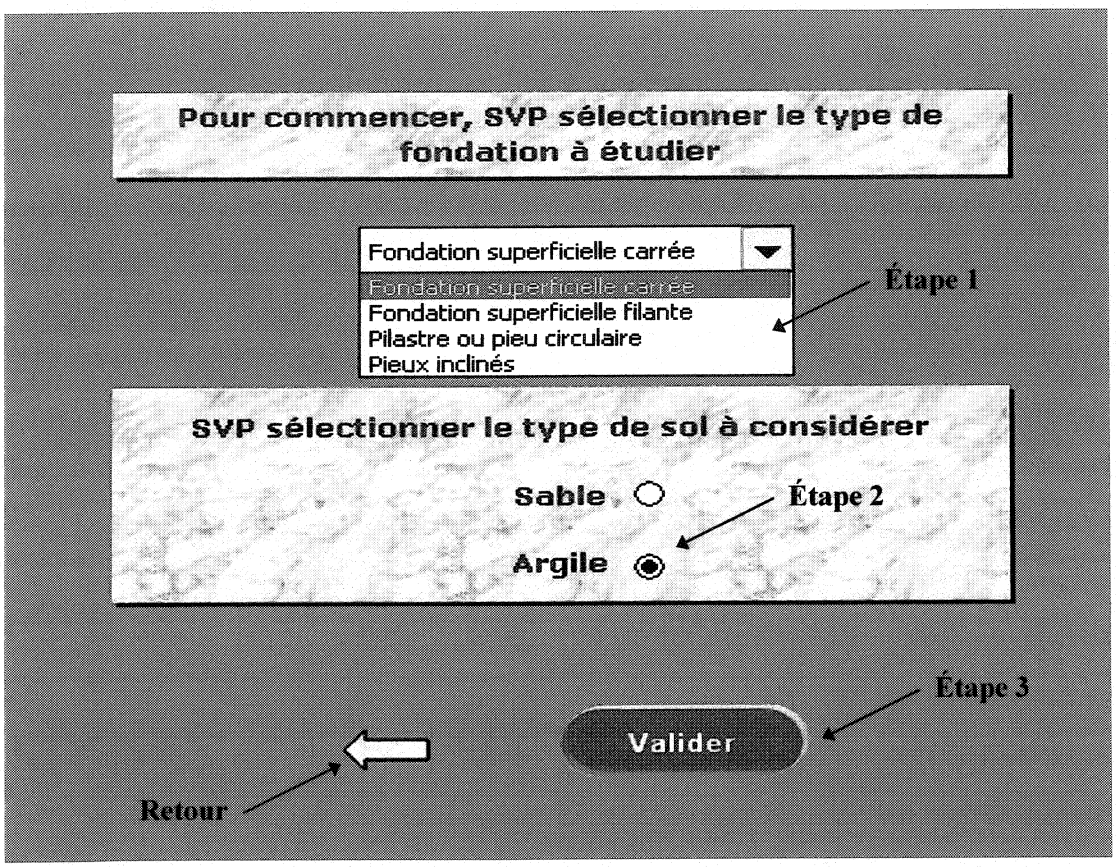


Figure 3-1 : Étapes pour choisir le type de fondation et le sol de support

3.2 Saisie des données

Les données de base nécessaires à l'exécution des simulations peuvent être divisées en cinq groupes. Les paramètres relatifs aux propriétés du sol, aux propriétés du mur, aux propriétés du pieu, les épaisseurs des semelles et enfin une catégorie regroupant divers paramètres. La saisie des données dépend essentiellement du type de fondation et de sol choisi. La figure qui suit présente l'entrée des données.

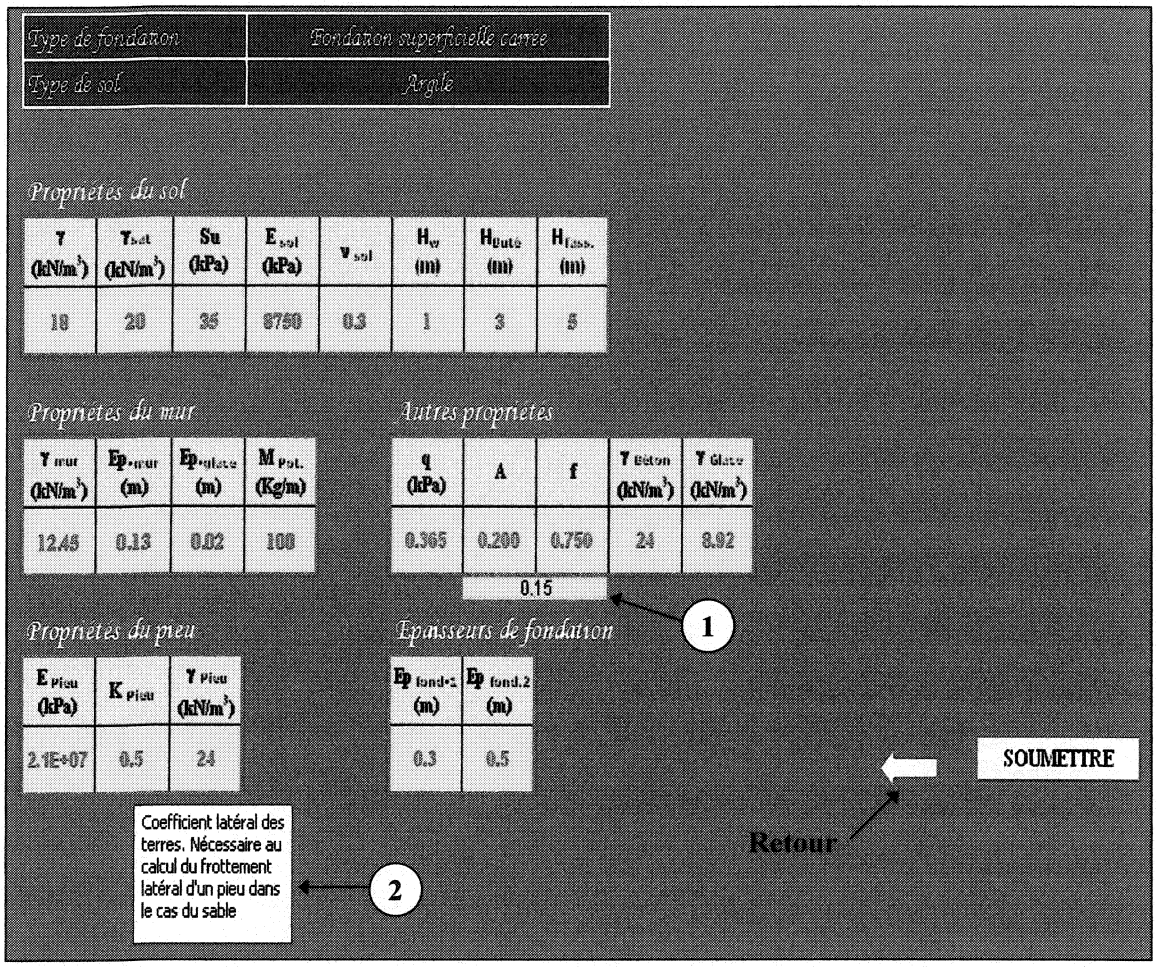


Figure 3-2 : Présentation du menu, saisie des données

Goupe1 : Propriétés du sol

γ : Poids volumique du sol sec, kN/m^3.

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé, kN/m^3.

S_u, ϕ : Résistance au cisaillement non drainé pour l'argile, kPa ou angle de frottement interne pour le sable, (^{o}).

E_{sol} : Module d'élasticité du sol, kPa.

ν : Coefficient de Poisson.

H_w : Position de la nappe à partir de la surface, m.

$H_{butée}$: Position à partir de la surface à laquelle la butée doit être considérée, m.

H_{tass} : Épaisseur de la couche de sol, requise pour le calcul du tassement, m.

Groupe 2 : Propriétés du mur

γ_{Mur} : Poids volumique du mur, kN/m^3.

$E_{p\ mur}$: Épaisseur du mur, m.

$E_{p\ glace}$: Épaisseur de la couche de glace sur le mur, m.

M_{Pot} : Masse linéaire nominale du poteau, kg/m.

Groupe 3 : Propriétés du pieu

E_{pieu} : Module d'élasticité du pieu, kPa.

K : Coefficient latéral des terres.

γ_{Pieu} : Poids volumique du pieu, kN/m^3.

Groupe 4 : Épaisseurs des fondations

$E_{p\ Fond\ 1}$, $E_{p\ Fond\ 2}$: Épaisseurs des semelles, m.

Groupe 5 : Autres propriétés

q : Pression du vent de référence, kPa.

A : Coefficient d'accélération.

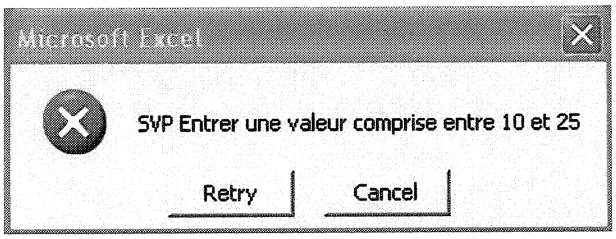
f : Coefficient dû à la charge morte.

$\gamma_{Béton}$: Poids volumique du béton, kN/m^3.

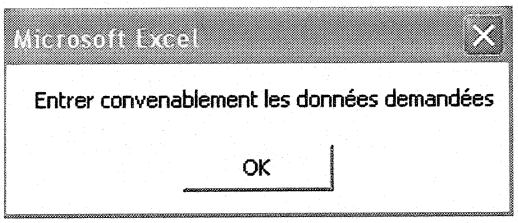
γ_{Glace} : Poids volumique de la glace, kN/m^3.

Durant la saisie des données, une première vérification pour chacun des paramètres entrés est effectuée simultanément. Si l'ordre de grandeur n'est pas raisonnable, un message d'erreur, Figure 3-3 (a), apparaît à l'écran invitant l'usager à entrer une nouvelle valeur pour le paramètre en question. Ensuite, un deuxième contrôle est lancé lorsque l'utilisateur soumet les données. Il concerne cette fois, de vérifier la

compatibilité entre les paramètres entrés et le type de fondation et de sol choisi. Si le contrôle est négatif, le message d'erreur présenté à la figure 3-3 (b) apparaît.



(a)



(b)

Figure 3-3 : Messages d'erreur

Cependant il est à préciser que, conformément à ce qui a été précédemment, le produit des coefficient A et f nécessaires au calcul de la charge sismique doit être au minimum de 10%. La valeur du produit est affichée dans le menu, saisie de donnée, et présentée sur la figure 3-2 par le symbole (1). Mais ce produit ne fait pas l'objet des vérifications effectuées. Aussi notons que, dans le même menu, saisie des données, une définition de certains paramètres s'affiche simultanément une fois la cellule correspondante sélectionnée, figure 3-2 (2).

3.3 Exécution des simulations et présentation des résultats

Une fois l'entrée des données terminée et validée, l'utilisateur est conduit à l'étape d'exécution des simulations et la présentation des résultats. Ces deux étapes sont réalisées sur le même menu pour chacun des types de fondation. L'exécution des

simulations quant à elle, s'opère de la même manière pour les semelles carrées, semelles filantes et pieux inclinés, mais diffère dans le cas des pieux verticaux.

Dans ce qui suit, l'exécution des simulations sera décrite dans un premier temps, suivie par la définition des paramètres représentant les résultats.

3.3.1 Exécution des simulations

3.3.1.1 Semelle carrée, semelle filante, pieux inclinés

Pour ces trois types de fondations, l'exécution des simulations s'entreprend à partir des fonctions présentées dans la figure suivante :

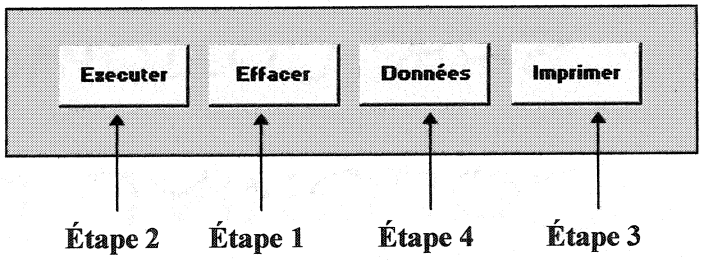


Figure 3-4 : Présentation des fonctions nécessaires à l'exécution des simulations

La première étape consiste à supprimer les résultats des simulations antérieures en activant la fonction *Effacer*. La seconde, lance les simulations propres aux données entrées dans le menu saisie des données. Une fois les itérations complétées, les résultats s'affichent à l'écran. La troisième étape est facultative mais possède un intérêt pratique. Elle permet à l'utilisateur de disposer des résultats des simulations en ôtant le format assigné à la présentation des résultats (Arrière plan, couleur, etc.). La dernière étape,

offre à l'usager la possibilité de revenir au menu saisie des données, pour apporter des modifications ou entamer une nouvelle simulation.

D'une manière générale, les trois types de fondation cités auparavant respectent ces règles pour lancer les simulations. Toutefois, dans le cas des pieux inclinés, une entrée de données supplémentaires présentée à la figure 3-5 précède l'étape d'exécution. Aussi, concernant les fondations superficielles carrées, la séquence d'exécution des simulations a été divisée en trois parties, étant donné le grand nombre d'itérations que le programme doit effectuer, dans le but de réduire le temps d'exécution et de donner la possibilité à l'usager de lancer seulement les simulations qui l'intéressent.

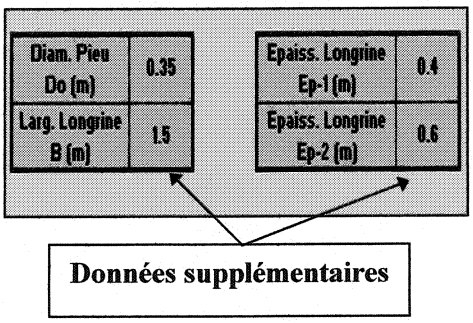


Figure 3-5 : Entrée de données supplémentaires dans le cas des pieux inclinés

3.3.1.2 Pilastre ou pieu circulaire

Dans le cas d'un pieu vertical, l'exécution des simulations s'apparente à prime à bord à celle des autres types de fondation, dans la mesure où, non seulement les fonctions *Effacer*, *Exécuter* et retour au menu, saisie de données, sont présentes, mais aussi une entrée de données complémentaires est nécessaire. Cependant, la manière dont le programme exécute les simulations est légèrement différente. Dans ce sens où l'utilisateur peut effectuer plusieurs simulations en changeant les entrées de données complémentaires, mais en gardant les résultats obtenus pour les anciennes, lui offrant

ainsi la possibilité de comparer les différents résultats obtenus. Également, le programme permet à l'usager de revenir à une simulation précédente et apporter des modifications à une donnée spécifique et relancer le programme tout en gardant une partie des résultats obtenus pour cette même simulation.

Les étapes pour conduire les simulations sont présentées à la figure 3-6. L'usager doit tout d'abord entrer les données complémentaires. Ensuite, en utilisant les fonctions de base, lancer le programme en cliquant sur *Go*. L'utilisateur remarquera que le compteur prendra la valeur 1. Pour effectuer une nouvelle simulation, reprendre ces mêmes étapes. La valeur du compteur prendra alors la valeur 2, et les deux résultats des simulations seront disponibles. Si l'utilisateur veut revenir à la première simulation pour apporter une modification par exemple à la valeur maximale du déplacement latéral, il devra procéder de la façon suivante. Changer la valeur du compteur à 0 pour revenir à la première simulation, apporter la modification à la donnée désirée et ensuite relancer le programme.

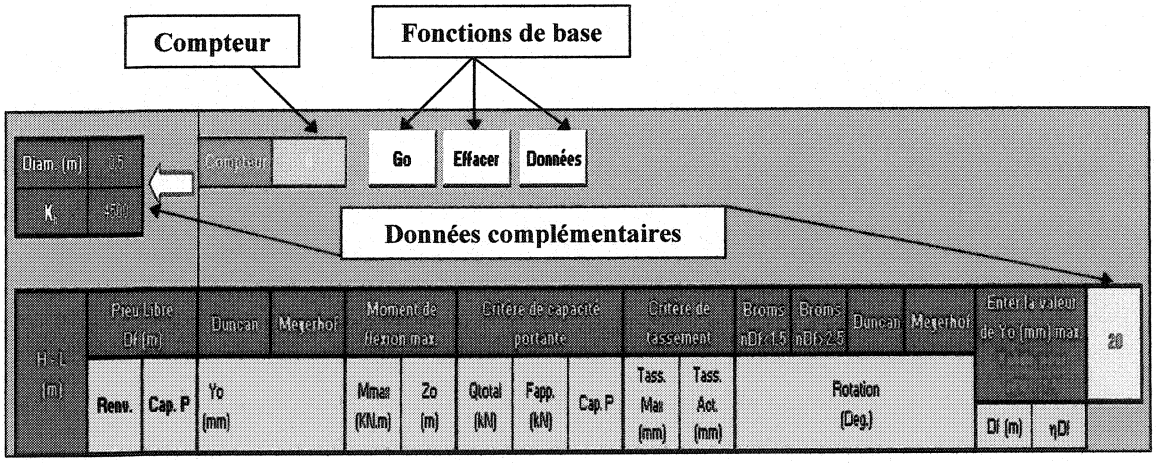
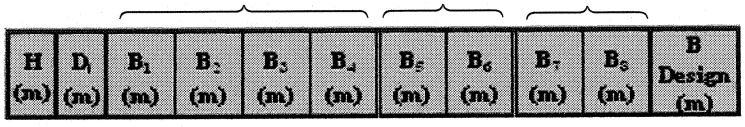


Figure 3-6 : Présentation du menu, pilastre ou pieu circulaire

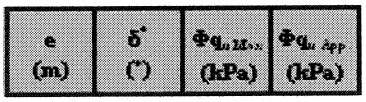
3.3.2 Présentation des résultats

3.3.2.1 Semelle superficielle carrée, semelle filante

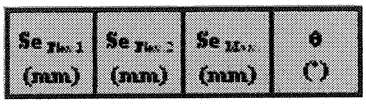
Les paramètres représentant les résultats pour ces deux types de fondations sont similaires. Ils peuvent être divisés en trois groupes principaux. La première catégorie, figure 3-7 (a), regroupe les différentes largeurs de fondations obtenues pour satisfaire chacun des trois critères de dimensionnement. Le deuxième groupe, présente les paramètres de résistance et le dernier, ceux associés aux déplacements.



(a)



(b)



(c)

Figure 3-7 : Paramètres représentant les résultats pour les semelles superficielles carrées et filantes

Groupe 1 : Largeurs des fondations

- B_1, B_2, B_3 et B_4 sont les largeurs de fondations, (m), obtenues pour satisfaire le critère d'excentricité. B_1 et B_2 résultent des charges mortes pondérées respectivement avec $\beta = 1$ et $\beta = 1.3$ combinées à la charge due au vent pondérée.

B_3 et B_4 résultent des charges mortes pondérées respectivement avec β =1 et β =1.3 combinées à la charge sismique pondérée.

- B_5 et B_6, (m) sont obtenues pour satisfaire le critère de capacité portante en combinant respectivement la charge morte pondérée avec β = 1.3 à la charge due au vent et à la charge sismique.
- B_7 et B_8, (m) sont obtenues pour satisfaire le critère de glissement horizontal en combinant respectivement la charge morte pondérée avec β = 1 à la charge due au vent et à la charge sismique.

B_{Design} : La plus grande valeur entre B_1, B_2, B_3, B_4, B_5, B_6, B_7 et B_8.

H : La hauteur du mur, (m).

D_f : Profondeur à laquelle la fondation se situe, (m).

Groupe 2 : Paramètres de résistance

e : L'excentricité, (m).

δ^* : L'angle de la force résultante par rapport à la verticale, (^{o}).

$\phi q_{u\ max}$: La capacité portante nette ultime maximale que le sol offre, (kPa).

$\phi q_{u\ App}$: La capacité portante nette ultime que le sol offre due aux charges appliquées, (kPa).

Groupe 3 : Paramètres de déplacement

$S_{e\ Flex.1}$: Tassement élastique au centre d'une fondation parfaitement flexible évalué en considérant la pression nette appliquée égale à la capacité portante réelle, (mm).

$S_{e\ Flex.2}$: Tassement élastique au centre d'une fondation parfaitement flexible évalué en considérant la pression nette appliquée égale à la pression issue des charges mortes non pondérées, (mm).

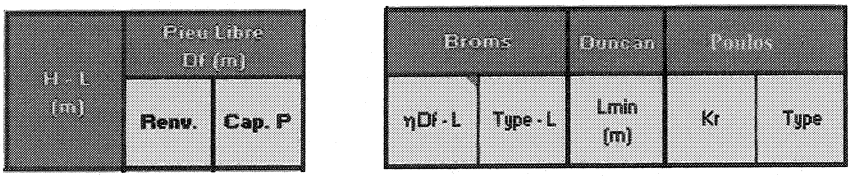
$S_{e\ Max}$: Tassement élastique au centre d'une fondation parfaitement flexible évalué en considérant la pression nette appliquée égale à la capacité portante maximale disponible, (mm).

θ : Angle de rotation à la base de la semelle, (°).

En plus des résultats numériques qu'offre le programme, ce dernier permet aussi à l'utilisateur d'apprécier plus les résultats obtenus en représentant les plus important d'entre eux graphiquement. Les principaux graphiques présentés mettent en fonction les largeurs des fondations pour chaque hauteur du mur et la profondeur à laquelle se trouve la fondation, les pressions nettes maximales et réelles obtenues à partir de la capacité portante et la largeur de la semelle, pour chacune des profondeurs à laquelle se trouvent les fondations, et enfin la pression nette appliquée et la largeur de la fondation pour satisfaire un tassement de 20 mm à chaque profondeur. Également, *AFMAB* propose sur un graphique la distribution des pressions, au contact de la semelle et du sol, à l'état limite ultime et à l'état limite d'utilisation selon deux philosophies, l'une basée sur une conception structurale et l'autre sur une conception géotechnique.

3.3.2.2 Pilastre ou pieu circulaire

Les résultats pour ce type de fondation sont divisés en deux grandes parties. Ceux associés aux pieux libres en tête et ceux associés aux pieux fixes en tête. Dans les deux cas, on y retrouve à peu près les mêmes paramètres. La figure suivante présente les paramètres représentant les résultats des pieux libres en tête.



(a) (b)

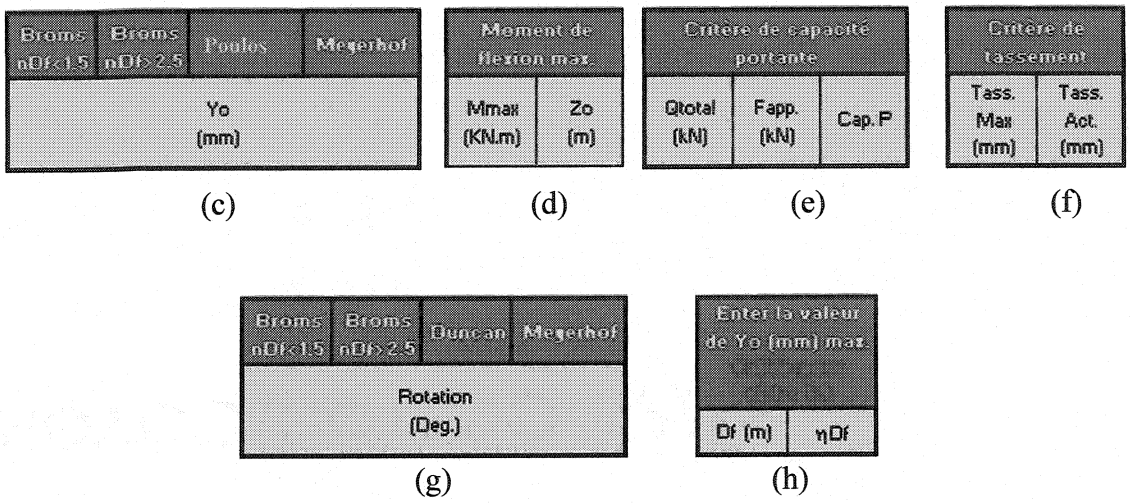


Figure 3-8 : Présentation des paramètres représentant les résultats pour un pieu ou pilastre circulaire

Tel que décrit dans la figure 3-8, ces paramètres peuvent être subdivisés en huit groupes. En respectant l'ordre dans lequel ils ont été présentés, on retrouve les longueurs des pieux pour satisfaire les critères de renversement et de capacité portante, trois différentes méthodes pour déterminer le type de pieu, le déplacement latéral calculé selon les trois théories, le moment de flexion maximal, la capacité portante, le tassement, la rotation et enfin la longueur et le type de pieu pour satisfaire une déflexion donnée.

Groupe 1 : Longueurs des pieux

H - L : Combinaison entre les hauteurs et longueurs du mur, (m).

Renv : Longueur des pieux pour satisfaire le critère de renversement, (m).

Cap. P : Longueur des pieux pour satisfaire le critère de capacité portante, (m). En réalité le programme vérifie si la longueur nécessaire pour satisfaire le critère de renversement vérifie aussi le critère de capacité portante. Si tel est le cas, il garde la même longueur sinon il en recalcule une autre.

Groupe 2 : Détermination du type de pieu

Les trois méthodes utilisées pour déterminer le type de pieu sont les méthodes de Broms (1964a, 1964b), Duncan et al. (1994), et Poulos et Davis (1980).

Groupe 3 : Déplacement latéral

Le déplacement latéral a aussi fait l'objet d'un calcul par les trois méthodes citées auparavant. Avec la méthode de Broms (1964a, 1964b) deux déplacements latéraux sont déterminés. Le premier pour les pieux courts et le second pour les pieux longs. Dans le cas de Duncan et al (1994), le déplacement latéral calculé n'est valide que lorsque la longueur du pieu calculée et supérieure ou égale à la longueur des pieux présentée à la section, détermination du type de pieu. Pour Poulos et Davis (1980), le déplacement n'est valable que si les pieux sont courts (rigides).

Groupe 4 : Moment fléchissant maximal

Le moment fléchissant maximal a été déterminé seulement dans le cas des pieux longs libres en tête et des pieux courts fixes en tête. Pour les pieux courts libres en tête, le moment fléchissant a été négligé en supposant que le pieu subit une rotation. Alors que pour les pieux longs fixes en tête, le calcul du moment n'a pas été abordé.

M_{max} : Moment fléchissant, kN.m. Lorsque le pieu est court libre en tête *AFMAB* renvoie la mention «*OK*» pour signifier que le moment fléchissant est validé par défaut et lorsque le pieu est long libre en tête on retrouve la valeur du moment. En ce qui à trait maintenant au pieu fixe en tête, une attention particulière doit être apportée parce que le programme affiche aussi une valeur pour le moment même si le pieu est long.

Z_o : Position à partir de la surface à laquelle on retrouve le moment maximal.

Groupe 5 : Capacité portante

$Q_{tot.}$: Capacité portante ultime qu'offre le pieu, kN.

$F_{app.}$: Charges verticales réelles pondérées transmises au pieu, kN.

Cap. P : Étape de vérification, lorsque la capacité portante ultime est supérieure ou égale aux charges transmises au pieu, la mention *OK* est affichée.

Groupe 6 : Tassement

Tass Max : Tassement issu de la capacité portante maximale, (mm).

Tass. Act. : Tassement issu des charges réelles transmises, (mm).

Groupe 7 : Rotation

En utilisant les déplacements latéraux calculés dans le groupe 3, une estimation de l'angle de rotation, en degré, du mur par rapport à la verticale est effectuée.

Groupe 8 : Longueur des pieux pour une déflexion donnée

Cette section n'est valide que pour les pieux courts. Le programme calcule la longueur du pieu nécessaire pour satisfaire le déplacement latéral exigé par l'utilisateur. Cependant, cette fonction doit être utilisée avec attention, dans la mesure où, si la déflexion exigée par l'usager est plus grande que celle calculée par le programme, la longueur du pieu sera nécessairement plus petite et, par conséquent, l'usager ne pourra pas être assuré que la longueur du pieu déterminé de cette façon satisfasse aux critères de renversement et de capacité portante. Une vérification manuelle sera donc nécessaire.

3.3.2.3 Pieux inclinés

De la même manière que dans les sections précédentes, les paramètres représentant les résultats des pieux inclinés sont divisés en trois groupes. La figure 3-9 présente les charges axiales (R_1 et R_2) et les longueurs de pieux (L_1 et L_2) correspondant à chacune

d'entre elles, ainsi que l'inclinaison des pieux, les paramètres de résistance et enfin les paramètres relatifs aux déplacements.

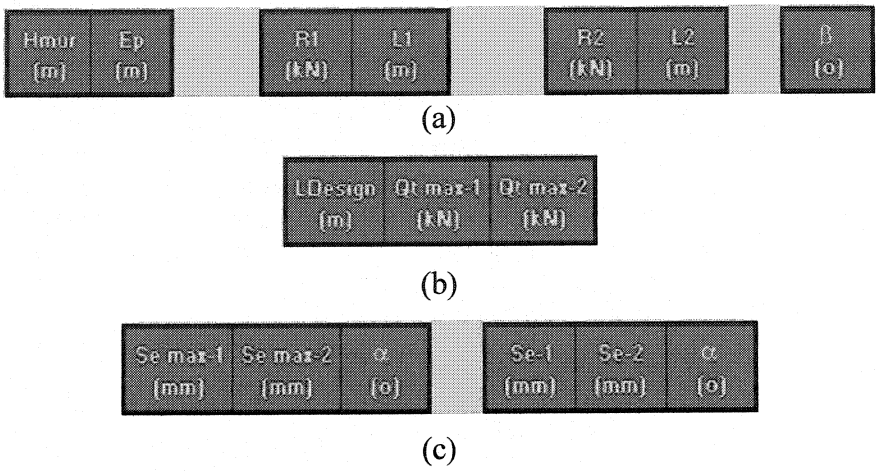


Figure 3-9 : Présentation des paramètres représentant les résultats pour les pieux inclinés.

Groupe 1 : Charges axiales

H_{mur} : Hauteur du mur, (m).

E_p : Épaisseur de la longrine, (m)

R_1 : Charge axiale dans le pieu sollicité uniquement en compression, (kN).

R_2 : Charge axiale dans le pieu sollicité en compression ou en traction, (kN). Lorsque la valeur est négative le pieu travaille en traction et lorsqu'elle est positive, ce dernier est sollicité en compression.

L_1 : Longueur du pieu nécessaire pour satisfaire la charge axiale R_1, (m).

L_2 : Longueur du pieu nécessaire pour satisfaire la charge axiale R_2, (m).

β : Angle d'inclinaison du pieu par rapport à la verticale, (^{o}).

Groupe 2 : Paramètres de résistance

L_{Design} : Longueur du pieu retenue. Elle correspond à la plus grande valeur entre L_1 et L_2.

$Q_{t\,max1}$: Capacité portante ultime disponible pour le pieu 1, (kN).

$Q_{t\,max2}$: Capacité portante ultime disponible pour le pieu 2, (kN).

Groupe 3 : Paramètres de déplacement

$S_{e\,max1}$: Tassement issu de la capacité portante disponible pour le pieu 1, (mm).

$S_{e\,max2}$: Tassement issu de la capacité portante disponible pour le pieu 2, (mm).

$S_{e\,1}$: Tassement issu des charges axiales réelles transmises au pieu 1, (mm).

$S_{e\,2}$: Tassement issu des charges axiales réelles transmises au pieu 2, (mm).

α : Angle de rotation dû soit au tassement maximal ou au tassement réel, (^{o}).

ANNEXE B

Pression moyenne du vent de référence et coefficient d'accélération sismique selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, CAN/CSA-S6-00.

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Colombie-Britannique								
Abbotsford	415	530	620	710	4	0,20	4	0,20
Agassiz	570	675	755	840	3	0,15	3	0,15
Alberni	470	560	630	700	5	0,30	5	0,30
Ashcroft	280	340	385	430	2	0,10	1	0,05
Beatton River	220	265	300	340	1	0,05	0	0,00
Burns Lake	305	355	390	430	3	0,15	1	0,05
Cache Creek	285	340	380	430	2	0,10	1	0,05
Campbell River	455	560	640	720	6	0,40	6	0,40
Carmi	245	315	375	440	1	0,05	1	0,05
Castlegar	225	285	335	390	1	0,05	1	0,05
Chetwynd	320	370	405	440	1	0,05	0	0,00
Chilliwack	475	605	715	830	4	0,20	4	0,20
Cloverdale	360	420	470	520	4	0,20	-	-
Comox	445	555	645	740	6	0,40	6	0,40
Courtenay	445	555	645	740	6	0,40	6	0,40
Cranbrook	225	280	325	370	1	0,05	1	0,05
Crescent valley	225	280	325	370	1	0,05	1	0,05
Crofton	485	565	625	690	5	0,30	5	0,30
Dawson Creek	310	365	400	440	1	0,05	0	0,00
Dog Creek	310	365	400	440	2	0,10	1	0,05
Duncan	485	565	625	690	5	0,30	5	0,30
Elko	270	355	425	500	1	0,05	1	0,05
Fernie	325	410	480	550	1	0,05	1	0,05
Fort Nelson	210	255	285	310	1	0,05	0	0,00
Fort St.John	305	350	385	420	1	0,05	0	0,00
Glacier	240	285	315	350	1	0,05	1	0,05
Golden	270	310	345	380	1	0,05	1	0,05
Grand Forks	265	345	415	480	1	0,05	1	0,05
Greenwood	285	375	445	520	1	0,05	1	0,05
Haney	360	420	470	520	4	0,20	-	-
Hope	405	525	625	730	3	0,15	3	0,15
Kamloops	305	360	405	450	1	0,05	1	0,05
Kaslo	225	275	320	360	1	0,05	1	0,05
Kelowna	340	410	470	530	1	0,05	1	0,05
Kimberley	225	280	325	370	1	0,05	1	0,05
Kitimat Plant	380	440	485	520	4	0,20	2	0,10
Kitimat Townsite	380	440	485	520	3	0,20	2	0,10
Langley	455	560	640	730	3	0,20	-	-

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Lillooet	315	380	430	490	2	0,10	1	0,05
Lytton	310	380	435	490	2	0,10	2	0,10
Mackenzie	245	285	315	350	2	0,10	0	0,00
McBride	275	315	350	380	1	0,05	0	0,00
McLeod Lake	245	285	315	350	2	0,10	0	0,00
Masset	490	565	625	690	6	0,40	6	0,40
Merritt	315	380	430	490	2	0,10	1	0,05
Mission City	465	580	675	770	4	0,20	4	0,20
Montrose	215	285	340	410	1	0,05	1	0,05
Nakusp	235	285	330	370	1	0,05	1	0,05
Nanaimo	470	560	635	710	4	0,20	4	0,20
Nelson	225	280	325	370	1	0,05	1	0,05
New Westminster	360	420	470	520	4	0,20	-	-
North Vancouver	360	430	480	530	4	0,20	-	-
Ocean falls	465	535	595	650	4	0,20	2	0,10
100 Mile House	300	355	390	430	1	0,05	1	0,05
Osoyoos	300	405	495	590	1	0,05	1	0,05
Penticton	395	505	590	680	1	0,05	1	0,05
Port Alberni	470	560	630	700	5	0,30	5	0,30
Port Hardy	485	565	625	660	6	0,40	6	0,40
Port McNeill	485	565	625	680	6	0,40	6	0,40
Powel River	420	530	620	710	5	0,30	5	0,30
Prince George	280	335	370	410	2	0,10	0	0,00
Prince Rupert	420	485	535	590	5	0,30	3	0,15
Princeton	240	310	365	420	2	0,10	2	0,10
Qualicum Beach	460	560	640	720	4	0,20	4	0,20
Quesnel	250	285	310	340	2	0,10	0	0,00
Revelstoke	240	285	315	350	1	0,05	1	0,05
Richmond	360	430	480	530	4	0,20	-	-
Salmon Arm	285	340	380	430	1	0,05	1	0,05
Sandspit	535	615	680	740	6	0,40	6	0,40
Sidney	460	535	595	660	5	0,30	5	0,30
Smithers	315	365	400	440	3	0,15	1	0,05
Smith River	210	255	285	310	2	0,10	1	0,05
Squamish	380	480	560	650	3	0,15	3	0,15
Stewart	325	380	425	480	4	0,20	2	0,10
Taylor	315	365	400	440	1	0,05	0	0,00
Terrace	270	330	360	400	4	0,20	2	0,10
Tofino	540	615	675	740	5	0,30	5	0,30
Trail	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de : 10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Zone sismique de vitesse Z_v	Rapport de vitesse de la zone V	Zone sismique d'accélération Z_a	Rapport d'accélération A
Ucluelet	540	615	675	740	5	0,30	5	0,30
Vancouver	360	430	480	530	4	0,20	4	0,20
Vernon	315	380	430	490	1	0,05	1	0,05
Victoria	475	475	630	690	5	0,30	6	0,40
Williams Lake	295	340	375	410	2	0,10	1	0,05
Youbou	460	535	595	660	4	0,20	4	0,20
Alberta								
Athabasca	305	360	405	450	1	0,05	0	0,00
Banff	390	440	485	520	1	0,05	0	0,00
Barrhead	315	380	430	490	1	0,05	0	0,00
Beaverlodge	275	320	360	400	1	0,05	0	0,00
Brooks	395	460	515	570	0	0,00	0	0,00
Calgary	395	455	495	540	1	0,05	0	0,00
Campsie	315	380	430	490	1	0,05	0	0,00
Camrose	300	360	405	450	0	0,00	0	0,00
Cardston	740	895	1020	1150	0	0,00	0	0,00
Claresholm	655	770	665	960	0	0,00	0	0,00
Cold Lake	310	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Coleman	535	665	765	870	1	0,05	1	0,05
Coronation	235	305	365	430	0	0,00	0	0,00
Cowley	730	880	1000	1130	1	0,05	0	0,00
Drumheller	315	380	430	490	0	0,00	0	0,00
Edmonton	315	390	450	510	1	0,05	0	0,00
Edson	365	415	460	500	1	0,05	0	0,00
Embarras portage	305	360	405	450	0	0,00	0	0,00
Fairview	265	310	350	390	1	0,05	0	0,00
Fort McMurray	270	310	350	380	0	0,00	0	0,00
Fort Saskatchewan	315	380	435	490	1	0,05	0	0,00
Fort Vermilion	215	255	285	320	1	0,05	0	0,00
Grande Prairie	370	430	475	520	1	0,05	0	0,00
Habay	210	255	285	310	1	0,05	0	0,00
Hardisty	240	305	365	420	0	0,00	0	0,00
High River	510	585	650	720	1	0,05	0	0,00
Jasper	365	415	455	500	1	0,05	1	0,05
Keg River	210	255	285	310	1	0,05	0	0,00
Lac LaBiche	310	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Lacombe	300	360	405	450	1	0,05	0	0,00
Lethbridge	640	745	825	910	0	0,00	0	0,00

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Manning	215	255	290	320	1	0,05	0	0,00
Medicine Hat	395	470	535	600	0	0,00	0	0,00
Peace River	235	285	320	360	1	0,05	0	0,00
Penhold	310	365	405	440	0	0,00	0	0,00
Pincher Creek	705	850	965	1080	0	0,00	0	0,00
Ranfurly	235	285	320	360	0	0,00	0	0,00
Red Deer	310	365	405	440	1	0,05	0	0,00
Rocky Mountain House	330	390	435	480	1	0,05	0	0,00
Slave Lake	280	330	370	410	1	0,05	0	0,00
Slettler	240	305	365	420	0	0,00	0	0,00
Stony Plain	320	395	450	510	1	0,05	0	0,00
Suffield	430	510	575	640	0	0,00	0	0,00
Taber	575	670	745	820	0	0,00	0	0,00
Turner Valley	510	590	650	710	1	0,05	0	0,00
Valleyview	355	415	465	510	1	0,05	0	0,00
Vegreville	255	310	355	400	0	0,00	0	0,00
Vermilion	230	275	310	340	0	0,00	0	0,00
Wagner	280	330	370	410	1	0,05	0	0,00
Wainwright	245	310	360	410	0	0,00	0	0,00
Wetaskiwin	300	360	405	450	1	0,05	0	0,00
Whitecourt	320	380	430	480	1	0,05	0	0,00
Wimborne	305	360	405	450	0	0,00	0	0,00
Saskatchewan								
Assiniboia	440	510	570	630	0	0,00	0	0,00
Battrum	490	585	660	740	0	0,00	0	0,00
Biggar	475	580	670	760	0	0,00	0	0,00
Broadview	320	380	425	470	0	0,00	0	0,00
Dafoe	280	330	370	410	0	0,00	0	0,00
Dundurn	395	460	515	570	0	0,00	0	0,00
Estevan	420	495	560	620	0	0,00	0	0,00
Hudson Bay	280	330	370	410	0	0,00	0	0,00
Humbolt	290	350	395	440	0	0,00	0	0,00
Island Falls	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Kamsack	315	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Kindersley	450	560	640	730	0	0,00	0	0,00
Lloydminster	295	360	410	460	0	0,00	0	0,00
Maple Creek	470	560	630	710	0	0,00	0	0,00

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Meadow Lake	365	435	495	550	0	0,00	0	0,00
Melfort	260	310	355	400	0	0,00	0	0,00
Melville	320	365	400	430	0	0,00	0	0,00
Moose jaw	360	415	460	510	0	0,00	0	0,00
Mipawin	270	330	375	430	0	0,00	0	0,00
North Battleford	450	590	705	830	0	0,00	0	0,00
Prince Albert	265	325	380	440	0	0,00	0	0,00
Qu'Appelle	340	385	420	460	0	0,00	0	0,00
Regina	340	385	420	460	0	0,00	0	0,00
Rosetown	470	560	635	710	0	0,00	0	0,00
Saskatoon	360	425	480	540	0	0,00	0	0,00
Scott	435	555	650	750	0	0,00	0	0,00
Strasbourg	335	385	425	460	0	0,00	0	0,00
Swift current	455	545	620	690	0	0,00	0	0,00
Uranium City	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Weyburn	385	440	485	530	0	0,00	0	0,00
Yorkton	315	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Manitoba								
Beausejour	305	360	405	450	0	0,00	0	0,00
Boissevain	435	510	570	630	0	0,00	0	0,00
Brandon	375	435	490	540	0	0,00	0	0,00
Churchill	480	570	645	720	0	0,00	0	0,00
Dauphin	315	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Flin Flon	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Gimli	300	360	410	450	0	0,00	0	0,00
Island Lake	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Lac du Bonnet	280	330	370	410	0	0,00	0	0,00
Lynn Lake	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Morden	395	460	515	560	0	0,00	0	0,00
Neepawa	335	395	440	490	0	0,00	0	0,00
Pine Falls	285	340	380	430	0	0,00	0	0,00
Portage la Prairie	360	415	465	510	0	0,00	0	0,00
Rivers	360	415	460	510	0	0,00	0	0,00
St. Boniface	350	405	450	500	0	0,00	0	0,00
St. Vital	350	405	450	500	0	0,00	0	0,00
Sandilands	310	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Selkirk	325	380	425	470	0	0,00	0	0,00
Split Lake	370	440	490	540	0	0,00	0	0,00

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de : 10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Zone sismique de vitesse Z_v	Rapport de vitesse de la zone V	Zone sismique d'accélération Z_a	Rapport d'accélération A
Steinbach	310	365	405	440	0	0,00	0	0,00
Swan River	295	340	380	420	0	0,00	0	0,00
The Pas	330	390	440	490	0	0,00	0	0,00
Thompson	370	440	490	540	0	0,00	0	0,00
Transcona	350	405	450	510	0	0,00	0	0,00
Virden	355	415	460	510	0	0,00	0	0,00
Whiteshell	280	330	370	420	0	0,00	0	0,00
Winnipeg	350	405	450	490	0	0,00	0	0,00
Ontario								
Alisa Craig	395	480	550	620	0	0,00	0	0,00
Ajax	430	510	570	640	1	0,05	1	0,05
Alexandria	305	360	400	450	2	0,10	4	0,20
Alliston	220	280	330	380	0	0,05	1	0,05
Almonte	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Ansonville	305	360	400	450	1	0,05	-	-
Armstrong	205	240	260	290	0	0,00	0	0,00
Amprior	275	330	370	420	2	0,10	4	0,20
Atikokan	200	235	260	290	0	0,00	0	0,00
Aurora	305	380	440	500	0	0,05	1	0,05
Bancroft	230	280	320	360	1	0,05	2	0,10
Barrie	210	280	330	390	1	0,05	1	0,05
Barriefield	350	415	460	520	1	0,05	2	0,10
Beaverton	240	305	360	420	1	0,05	1	0,05
Belleville	320	380	430	480	1	0,05	1	0,05
Belmont	350	435	500	580	0	0,00	0	0,00
Bowmanville	460	535	590	660	1	0,05	-	-
Bracebridge	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Bradford	240	305	360	420	0	0,05	1	0,05
Brampton	315	380	430	490	0	0,05	1	0,05
Brantford	310	365	400	440	0	0,05	1	0,05
Brighton	415	485	540	600	1	0,05	1	0,05
Brockville	315	380	430	490	1	0,05	3	0,15
Brooklin	385	460	520	595	1	0,05	1	0,05
Bruk's Falls	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Burlington	360	415	460	510	0	0,05	1	0,05
Caledonia	315	365	400	440	0	0,05	-	-
Cambridge	265	310	350	390	0	0,05	1	0,05
Campbellford	290	360	415	470	1	0,05	1	0,05

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Camp Borden	215	280	335	390	0	0,05	-	-
Cannington	245	310	360	420	1	0,05	1	0,05
Carleton Place	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Cavan	310	380	435	500	1	0,05	1	0,05
Centralia	375	455	525	600	0	0,00	0	0,00
Chapleau	190	235	270	310	0	0,00	0	0,00
Chatham	320	380	430	480	0	0,00	0	0,00
Chelmsford	285	375	450	530	0	0,05	-	-
Chesley	330	410	475	550	0	0,05	1	0,05
Clinton	375	455	525	600	0	0,00	0	0,00
Coboconk	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Cobourg	465	535	595	650	1	0,05	1	0,05
Cochrane	260	310	350	390	0	0,05	1	0,05
Colborne	440	510	565	620	1	0,05	1	0,05
Collingwwod	255	325	385	450	0	0,05	1	0,05
Cornwall	300	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Corunna	350	415	465	520	0	0,00	0	0,00
Deep River	260	315	350	390	2	0,10	4	0,20
Deseronto	320	380	430	480	1	0,05	1	0,05
Dorchester	330	410	480	550	0	0,00	0	0,00
Dorion	300	355	390	430	0	0,00	0	0,00
Dresden	320	380	430	480	0	0,00	0	0,00
Dryden	200	235	260	290	0	0,00	0	0,00
Dunbarton	430	510	575	640	1	0,05	-	-
Dunnville	335	385	425	450	0	0,05	1	0,05
Durham	310	380	435	500	0	0,05	1	0,05
Dutton	340	410	470	530	0	0,00	0	0,00
Earlton	315	390	450	510	1	0,05	1	0,05
Edison	230	275	310	340	0	0,00	0	0,00
Elmvale	235	305	365	420	1	0,05	1	0,05
Embro	330	410	475	540	0	0,00	0	0,00
Englehart	290	360	415	470	1	0,05	1	0,05
Espanola	280	360	420	480	0	0,05	1	0,05
Exeter	375	455	525	600	0	0,00	0	0,00
Fenelon Falls	250	310	355	410	1	0,05	1	0,05
Fergus	260	310	355	400	0	0,05	1	0,05
Fonthill	335	385	425	460	0	0,05	1	0,05
Forest	390	460	520	580	0	0,00	0	0,00
Fort Erie	365	415	460	500	0	0,05	2	0,10
Fort Frances	230	275	310	340	0	0,00	0	0,00

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Gananoque	350	415	465	520	1	0,05	2	0,10
Georgetown	275	330	375	420	0	0,05	-	-
Geraldton	210	245	275	300	0	0,00	0	0,00
Glencoe	310	380	435	490	0	0,00	0	0,00
Goderich	395	480	550	620	0	0,00	0	0,00
Gore Bay	300	350	390	430	0	0,00	0	0,00
Graham	205	240	260	290	0	0,00	0	0,00
Gravenhurst	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Grimsby	365	415	460	500	0	0,05	1	0,05
Guelph	250	295	325	360	0	0,05	1	0,05
Guthrie	215	280	335	390	1	0,05	1	0,05
Hagersville	335	385	425	460	0	0,05	-	-
Haileybury	315	380	435	490	1	0,05	2	0,10
Haliburton	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Hamilton	365	415	460	500	0	0,05	1	0,05
Hanover	335	410	475	540	0	0,05	1	0,05
Hastings	290	360	415	470	1	0,05	1	0,05
Hawkesbury	310	365	405	450	2	0,10	4	0,20
Hearst	200	245	280	320	0	0,00	0	0,00
Honey Harbour	255	325	385	450	1	0,05	1	0,05
Homepayne	190	235	270	310	0	0,00	0	0,00
Huntsville	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Ingersoll	330	410	475	540	0	0,00	0	0,00
Iroquois Falls	300	360	405	450	0	0,05	1	0,05
Jarvis	330	380	425	470	0	0,05	-	-
Jellicoe	200	235	260	290	0	0,00	0	0,00
Kapuskasing	230	275	310	340	0	0,00	0	0,00
Kemptville	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Kenora	230	275	310	340	0	0,00	0	0,00
Killaloe	260	315	350	390	1	0,05	3	0,15
Kincardine	400	480	545	620	0	0,00	0	0,00
Kingston	350	415	465	520	1	0,05	2	0,10
Kinmount	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Kirkland Lake	295	360	410	460	1	0,05	1	0,05
Kitchener	275	330	370	420	0	0,05	1	0,05
Lakefield	265	325	380	430	1	0,05	1	0,05
Landsdowne House	240	285	315	350	0	0,00	0	0,00
Leamington	355	415	465	520	0	0,00	0	0,00
Lindsay	265	325	380	430	1	0,05	1	0,05
Lion's Head	330	410	475	540	0	0,00	1	0,05

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Listowel	340	410	470	530	0	0,05	1	0,05
London	365	455	535	610	0	0,00	0	0,00
Lucan	395	480	555	630	0	0,00	0	0,00
Maitland	315	380	430	490	1	0,05	3	0,15
Markdale	285	360	415	470	0	0,05	1	0,05
Martin	205	240	260	290	0	0,00	0	0,00
Matheson	300	360	410	460	1	0,05	1	0,05
Mattawa	245	285	315	350	1	0,05	3	0,15
Midland	255	325	385	450	1	0,05	1	0,05
Milton	320	380	430	480	0	0,05	1	0,05
Milverton	310	380	435	490	0	0,05	1	0,05
Minden	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Mississauga	370	435	495	550	0	0,05	1	0,05
Mitchell	350	435	505	570	0	0,00	0	0,00
Moosonee	260	315	350	390	0	0,00	0	0,00
Morrisburg	300	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Mount Forest	290	360	410	470	0	0,05	1	0,05
Muskoka Airport	260	315	350	390	1	0,05	-	-
Nakina	210	245	275	300	0	0,00	0	0,00
Napanee	320	380	430	480	1	0,05	2	0,10
Newcastle	460	535	595	650	1	0,05	1	0,05
New Liskeard	315	380	435	490	1	0,05	2	0,10
Newmarket	260	325	385	440	1	0,05	1	0,05
Niagara Falls	330	380	425	470	0	0,05	2	0,10
North Bay	260	300	340	370	1	0,05	2	0,10
Norwood	290	360	415	470	1	0,05	1	0,05
Oakville	375	435	490	540	0	0,05	1	0,05
Orangeville	250	310	355	410	0	0,05	1	0,05
Orillia	260	315	350	390	1	0,05	1	0,05
Oshawa	430	510	575	640	1	0,05	1	0,05
Ottawa	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Owen Sound	330	410	475	550	0	0,05	1	0,05
Pagwa River	190	240	275	310	0	0,00	0	0,00
Paris	310	365	405	450	0	0,05	1	0,05
Parkhill	400	480	545	610	0	0,00	0	0,00
Parry Sound	245	325	395	460	1	0,05	1	0,05
Pembroke	260	315	350	390	2	0,10	4	0,20
Penetanguishene	255	325	385	450	1	0,05	1	0,05
Perth	295	360	410	460	1	0,05	3	0,15
Petawawa	260	315	350	390	2	0,10	4	0,20

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Peterborough	290	360	415	470	1	0,05	1	0,05
Petrolia	350	415	465	520	0	0,00	2	0,10
Picton	375	435	490	540	1	0,05	1	0,05
Plattsville	295	360	410	460	0	0,05	1	0,05
Point Alexander	260	315	350	390	2	0,10	4	0,20
Porcupine	275	330	375	420	0	0,05	-	-
Port Burwell	345	415	470	530	0	0,00	0	0,00
Port Colborne	365	415	455	500	0	0,05	1	0,05
Port Credit	370	435	495	540	0	0,05	1	0,05
Port Dover	360	415	465	510	0	0,05	-	-
Port Elgin	395	480	550	620	0	0,05	1	0,05
Port Hope	465	535	595	650	1	0,05	1	0,05
Port Perry	310	380	435	500	1	0,05	1	0,05
Port Stanley	340	410	470	530	0	0,00	0	0,00
Prescott	315	380	430	490	2	0,10	3	0,15
Princeton	300	360	410	460	0	0,05	1	0,05
Raith	205	240	260	290	0	0,00	0	0,00
Red Lake	220	255	285	310	0	0,00	0	0,00
Renfrew	260	310	350	390	2	0,10	4	0,20
Ridgeway	365	415	455	500	0	0,05	-	-
Rockland	300	360	410	450	2	0,10	4	0,20
St. Ctharines	365	415	460	500	0	0,05	1	0,05
St. Marys	350	435	505	580	0	0,00	0	0,00
St. Thomas	330	410	475	540	0	0,00	0	0,00
Sarnia	350	415	465	520	0	0,00	0	0,00
Sault Ste. Marie	320	365	400	430	0	0,00	0	0,00
Schreiber	300	355	390	430	0	0,00	0	0,00
Seaforth	375	455	525	600	0	0,00	0	0,00
Simcoe	330	380	425	470	0	0,05	1	0,05
Sioux Lookout	205	240	260	290	0	0,00	0	0,00
Smiths Falls	295	360	410	460	2	0,10	3	0,15
Smithville	335	385	425	460	0	0,05	1	0,05
Smooth Rock Falls	235	285	320	360	0	0,05	1	0,05
Southampton	380	460	525	590	0	0,05	1	0,05
South Porcupine	275	330	375	420	0	0,05	1	0,05
South River	230	280	325	360	1	0,05	1	0,05
Stirling	280	345	400	460	1	0,05	1	0,05
Stratford	335	410	475	540	0	0,05	0	0,00
Strathroy	355	435	500	570	0	0,05	0	0,00
Streetsville	350	415	465	520	0	0,05	-	-

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de : 10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Zone sismique de vitesse Z_v	Rapport de vitesse de la zone V	Zone sismique d'accélération Z_a	Rapport d'accélération A
Sturgeon Falls	255	310	355	400	1	0,05	1	0,05
Sudbury	290	390	465	550	1	0,05	1	0,05
Sundridge	230	280	325	370	1	0,05	2	0,10
Tavistock	340	410	475	530	0	0,05	1	0,05
Temagami	275	330	375	420	1	0,05	2	0,10
Thamesford	330	410	475	550	1	0,05	0	0,00
Thedford	405	485	545	610	0	0,00	0	0,00
Thunder Bay	300	355	390	430	0	0,00	0	0,00
Tillsonburg	310	380	435	500	0	0,00	0	0,00
Timmins	255	310	355	400	0	0,05	1	0,05
Toronto	390	460	520	580	0	0,05	1	0,05
Trenton	350	415	465	520	1	0,05	1	0,05
Trout Creek	240	285	320	360	0	0,00	0	0,00
Trout Lake	335	385	425	460	0	0,00	-	-
Uxbridge	285	360	415	480	1	0,05	1	0,05
Vanier	295	360	410	460	2	0,10	-	-
Vittoria	355	415	465	520	0	0,05	1	0,05
Walkerton	355	435	500	570	0	0,05	1	0,05
Wallaceburg	320	380	430	480	0	0,00	0	0,00
Waterlo	275	330	370	420	0	0,05	1	0,05
Watford	340	410	470	530	0	0,00	0	0,00
Wawa	300	355	390	430	0	0,00	0	0,00
Welland	330	380	425	470	0	0,00	1	0,05
West Lorne	345	415	470	530	0	0,00	0	0,00
Whitby	430	510	575	640	1	0,05	1	0,05
White River	210	245	275	300	0	0,00	0	0,00
Wiarton	330	410	475	550	0	0,05	1	0,05
Windsor	360	420	470	520	0	0,00	0	0,00
Wingham	350	435	505	570	0	0,00	0	0,00
Woodstock	305	380	435	500	0	0,05	1	0,05
Wyoming	350	415	465	520	0	0,00	0	0,00
Québec								
Acton Vale	235	285	320	360	2	0,10	3	0,15
Alma	235	285	320	360	3	0,15	3	0,15
Amos	240	285	320	350	1	0,05	2	0,10
Ancienne-Lorette	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Arvida	250	310	355	400	2	0,10	-	-
Asbestos	260	310	350	390	2	0,10	2	0,10

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Aylmer	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Bagotville	265	325	380	430	4	0,20	5	0,30
Baie-Comeau	450	535	600	660	2	0,10	4	0,20
Beaconsfield	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Beauport	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Bedford	305	360	405	450	2	0,10	3	0,15
Beloeil	280	330	370	410	2	0,10	3	0,15
Brome	280	330	370	410	2	0,10	3	0,15
Brossard	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Buckingham	305	360	405	450	2	0,10	4	0,20
Cacouna	410	510	585	660	3	0,15	-	-
Campbell's Bay	235	285	320	360	2	0,10	4	0,20
Chambly	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Camp Valcartier	385	460	520	580	2	0,10	-	-
Chicoutimi	250	310	360	410	3	0,15	4	0,20
Coaticook	270	330	375	430	1	0,05	2	0,10
Contrecoeur	330	390	435	480	2	0,10	3	0,15
Cowansville	305	360	405	450	2	0,10	3	0,15
Deux-Montagnes	280	330	370	410	2	0,10	4	0,20
Dolbeau	260	315	350	390	2	0,10	3	0,15
Dorval	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Drummondville	240	285	320	350	2	0,10	3	0,15
Farnham	310	365	405	450	2	0,10	3	0,15
Fort Chimo	535	640	725	815	1	0,05	-	-
Fort-Coulonge	240	285	315	350	2	0,10	4	0,20
Gagnon	365	415	455	500	1	0,05	1	0,05
Gaspé	590	700	785	870	1	0,05	1	0,05
Gatineau	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Gentilly	230	275	305	340	2	0,10	-	-
Gracefield	240	285	315	350	2	0,10	4	0,20
Granby	265	310	350	390	2	0,10	3	0,15
Harrington-Harbour	700	820	920	1020	1	0,05	1	0,05
Harve St-Pierre	590	700	785	870	1	0,05	1	0,05
Hemmingford	305	360	405	450	2	0,10	4	0,20
Hull	295	360	410	460	2	0,10	4	0,20
Iberville	310	365	405	450	2	0,10	4	0,20
Inukjuak	630	780	905	1030	0	0,00	0	0,00
Joliette	270	325	360	400	2	0,10	3	0,15
Jonquiére	255	310	355	400	3	0,15	4	0,20
Kenogami	255	310	355	400	3	0,15	4	0,20

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Knob Lake	335	385	425	460	1	0,05	-	-
Knowlton	280	330	370	410	2	0,10	-	-
Kovik Bay	675	815	930	1030	0	0,05	-	-
Lachine	315	365	400	440	2	0,10	-	-
Lachute	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Lafleche	310	365	400	440	2	0,10	-	-
La Malbaie	395	480	555	630	6	0,40	6	0,40
La Salle	315	365	400	440	2	0,10	-	-
La Tuque	260	315	350	390	2	0,10	3	0,15
Laval	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Lennoxville	235	285	320	360	1	0,05	2	0,10
Léry	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Les Saules	385	460	520	580	3	0,15	-	-
Levis	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Loretteville	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Louiseville	330	390	435	480	2	0,10	3	0,15
Magog	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Malartic	240	285	320	350	1	0,05	2	0,10
Maniwaki	235	275	305	340	2	0,10	4	0,20
Masson	300	360	410	450	2	0,10	4	0,20
Matane	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Megantic	450	555	645	730	2	0,10	-	-
Mont-Joli	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Mont-Laurier	240	275	305	330	2	0,10	4	0,20
Montmagny	395	480	555	630	4	0,20	5	0,30
Montréal	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Montréal Nord	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Mont-Royal	315	365	400	440	2	0,10	-	-
Nitchequon	285	330	365	400	1	0,05	0	0,00
Noranda	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Outrement	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Percé	640	760	850	940	1	0,05	1	0,05
Peierrefonds	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Pincourt	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Plessisville	260	310	350	390	2	0,10	3	0,15
Pointe-Claire	315	365	400	440	2	0,10	-	-
Pointe-Gatineau	295	360	410	450	2	0,10	-	-
Port-Alfred	250	310	355	395	3	0,15	-	-
Port-Cartier	520	615	690	760	1	0,05	4	0,20
Poste-de-le-Baleine	635	745	830	950	0	0,00	-	-

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Préville	310	365	400	440	3	0,15	-	-
Québec	385	460	520	580	3	0,15	4	0,20
Richmond	235	280	320	360	2	0,10	2	0,10
Rimouski	450	535	600	660	2	0,10	3	0,15
Riviére-du-Loup	410	505	585	660	5	0,30	6	0,40
Roberval	260	315	350	390	2	0,10	3	0,15
Rock-Island	300	360	410	460	1	0,05	2	0,10
Rosemere	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Rouyn	260	310	350	390	1	0,05	2	0,10
Salaberry-de-Valleyfield	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
Schefferville	335	380	425	460	0	0,00	0	0,00
Senneterre	240	285	315	350	1	0,05	2	0,10
Shawville	260	310	350	390	2	0,10	4	0,20
Ste-Agathe-des-Monts	270	310	345	380	2	0,10	4	0,20
Ste-Anne-de-Bellevue	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
St-Canut	280	330	370	310	2	0,10	-	-
St-Felicien	220	255	285	310	2	0,10	3	0,15
Ste-Foy	385	460	520	660	3	0,15	-	-
St-Hubert	310	365	400	440	2	0,10	4	0,20
St-Hubert-de-Temiscouata	410	505	585	660	4	0,20	5	0,30
St-Hyacinthe	270	310	345	380	2	0,10	3	0,15
St-Jean	310	365	405	450	2	0,10	3	0,15
St-Jérôme	285	330	365	400	2	0,10	4	0,20
St-Jovite	255	295	325	360	2	0,10	4	0,20
St-Lambert	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
St-Laurent	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20
St-Nicholas	365	435	495	550	3	0,15	4	0,20
Sutton	305	360	405	450	2	0,10	3	0,15
Tadoussac	400	495	570	640	5	0,30	6	0,40
Temiscaming	240	285	315	350	1	0,05	3	0,15
Thetford Mines	280	335	370	410	2	0,10	3	0,15
Trois-Riviéres	330	390	435	480	2	0,10	3	0,15
Thurso	305	360	405	450	2	0,10	4	0,20
Val-d'Or	240	285	315	350	1	0,05	3	0,15
Valleyfield	310	365	405	450	2	0,10	-	-
Varennes	300	360	405	450	2	0,10	3	0,15
Verchéres	330	390	435	480	2	0,10	3	0,15
Verdun	315	365	400	440	2	0,10	4	0,20

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de : 10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Zone sismique de vitesse Z_v	Rapport de vitesse de la zone V	Zone sismique d'accélération Z_a	Rapport d'accélération A
Victoriaville	260	310	350	390	2	0,10	3	0,15
Ville d'Anjou	315	365	400	440	2	0,10	-	-
Ville-Marie	300	360	410	450	1	0,05	2	0,10
Watreloo	260	310	350	390	2	0,10	3	0,15
Westmount	315	365	400	440	2	0,10	-	-
Windsor Mills	235	285	320	360	2	0,10	2	0,10
Nouveau-Brunswick								
Alma	380	480	565	650	1	0,05	2	0,10
Bathrust	335	410	475	540	1	0,05	1	0,05
Campbellton	375	455	525	600	1	0,05	2	0,10
Chatham	290	360	415	470	1	0,05	2	0,10
Edmundston	300	380	440	510	3	0,15	3	0,15
Fredericton	295	360	410	460	1	0,05	2	0,10
Gagetown	360	455	535	620	1	0,05	2	0,10
Grand Falls	285	360	415	480	2	0,10	3	0,15
Moncton	460	560	640	720	1	0,05	2	0,10
Oromocto	355	435	500	570	1	0,05	2	0,10
Sackville	410	510	585	660	1	0,05	1	0,05
Saint John	385	460	520	590	1	0,05	2	0,10
St. Stephen	450	535	600	670	1	0,05	2	0,10
Shippegan	515	615	690	770	1	0,05	1	0,05
Woodstock	275	330	370	420	1	0,05	2	0,10
Nouvelle-Écosse								
Amherst	410	510	585	660	1	0,05	1	0,05
Antigonish	410	485	545	600	1	0,05	1	0,05
Bridgewater	405	505	585	670	1	0,05	1	0,05
Canso	485	565	625	680	1	0,05	1	0,05
Dartmouth	400	505	590	670	1	0,05	1	0,05
Debert	390	480	555	630	1	0,05	1	0,05
Digby	395	480	550	620	1	0,05	1	0,05
Greenwood	365	455	535	610	1	0,05	1	0,05
Halifax	400	505	590	670	1	0,05	1	0,05
Kentville	355	455	535	620	1	0,05	1	0,05
Liverpool	435	530	610	690	1	0,05	1	0,05
Lockeport	445	535	605	680	1	0,05	1	0,05
Louisburg	515	590	650	710	2	0,10	2	0,10
Lunenburg	425	530	615	700	1	0,05	1	0,05

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de : 10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Zone sismique de vitesse Z_v	Rapport de vitesse de la zone V	Zone sismique d'accélération Z_a	Rapport d'accélération A
New Glasgow	400	480	545	620	1	0,05	1	0,05
North Sydney	465	535	595	650	1	0,05	2	0,10
Pictou	400	480	545	620	1	0,05	1	0,05
Port Hawkesbury	590	675	740	800	1	0,05	1	0,05
Springhill	385	480	555	640	1	0,05	1	0,05
Stewiacke	390	480	555	630	1	0,05	1	0,05
Sydney	465	535	595	650	2	0,10	2	0,10
Tatamagouche	395	480	550	620	1	0,05	1	0,05
Truro	370	455	530	600	1	0,05	1	0,05
Wolfville	355	455	535	620	1	0,05	1	0,05
Yarmouth	410	495	560	630	1	0,05	1	0,05
Île-du-Prince-Édouard								
Charlottetown	460	530	590	660	1	0,05	1	0,05
Souris	415	485	540	600	1	0,05	1	0,05
Summerside	520	615	690	760	1	0,05	1	0,05
Tignish	610	700	775	850	1	0,05	1	0,05
Terre-Neuve								
Argentia	570	670	750	830	1	0,05	1	0,05
Bonavista	515	615	690	770	1	0,05	1	0,05
Buchans	460	535	595	660	1	0,05	1	0,05
Cape Harrison	460	535	595	660	0	0,05	1	0,05
Cape Race	785	935	1050	1170	1	0,05	1	0,05
Corner Brook	575	670	745	820	1	0,05	1	0,05
Gander	460	535	595	660	1	0,05	1	0,05
Goose Bay	285	330	365	400	0	0,00	-	-
Grand Bank	590	675	740	810	2	0,10	2	0,10
Grand Falls	460	535	595	660	1	0,05	1	0,05
Labrador City	315	365	400	440	1	0,05	1	0,05
Port aux Basques	545	620	675	730	1	0,05	1	0,05
St. Anthony	570	735	870	1010	1	0,05	0	0,00
St. John's	605	710	800	890	1	0,05	1	0,05
Stephenville	620	700	770	840	1	0,05	1	0,05
Twin Falls	315	365	400	440	0	0,00	0	0,00
Wabana	560	670	755	840	1	0,05	1	0,05
Wabush Lake	315	365	400	440	1	0,05	1	0,05

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Territoires du Yukon								
Ainshihik	285	340	380	420	5	0,30	3	0,15
Dawson	230	275	310	340	4	0,20	2	0,10
Destruction Bay	450	535	600	660	6	0,40	4	0,20
Snag	230	275	310	340	5	0,30	3	0,15
Teslin	190	245	295	340	4	0,20	1	0,05
Waston Lake	260	315	350	390	2	0,10	1	0,05
Whitehorse	280	330	370	420	4	0,20	2	0,10
Territoires du Nord-Ouest								
Aklavik	370	500	610	720	2	0,10	1	0,05
Alert	535	665	770	870	0	0,00	0	0,00
Arctic Bay	395	480	550	620	1	0,05	1	0,05
Baker Lake	420	485	540	590	0	0,00	0	0,00
Cambridge Bay	410	490	545	600	0	0,00	0	0,00
Chesterfield Inlet	440	510	565	620	0	0,00	0	0,00
Clyde	615	765	890	1020	3	0,15	5	0,30
Coppermine	330	400	460	520	1	0,05	0	0,00
Coral Harbour	750	885	995	1100	0	0,05	1	0,05
Eskimo Point	490	570	640	710	0	0,00	0	0,00
Eureka	475	580	670	760	0	0,05	1	0,05
Fort Good Hope	480	565	635	700	1	0,05	1	0,05
Fort Providence	265	310	350	390	1	0,05	0	0,00
Fort Resolution	290	350	395	440	1	0,05	0	0,00
Fort Simpson	300	360	410	460	1	0,05	0	0,00
Fort Smith	300	360	410	460	1	0,05	0	0,00
Frobisher Bay	565	670	750	840	0	0,05	1	0,05
Hay River	265	310	350	390	1	0,05	0	0,00
Holman Island	635	755	855	950	1	0,05	0	0,00
Inuvik	390	525	640	760	2	0,10	1	0,05
Isachsen	680	800	900	1000	1	0,05	4	0,20
Mould Bay	475	580	670	760	1	0,05	1	0,05
Norman Wells	410	550	665	790	1	0,05	0	0,00
Nottingham Island	460	560	640	720	0	0,05	1	0,05
Port Radium	380	460	525	590	1	0,05	0	0,00
Rae	345	415	470	530	1	0,05	0	0,00
Rankin Inlet	460	535	595	660	0	0,00	0	0,00
Resolute	520	610	690	770	1	0,05	2	0,10

Province et localité	Pression moyenne horaire du vent, (en Pascals) pour des périodes de retour de :				Zone sismique de vitesse	Rapport de vitesse de la zone	Zone sismique d'accélération	Rapport d'accélération
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	Z_v	V	Z_a	A
Resolution Island	845	1065	1235	1410	0	0,05	2	0,10
Tungsten	285	365	445	520	2	0,10	1	0,05
Yellowknife	345	415	470	530	1	0,05	0	0,00

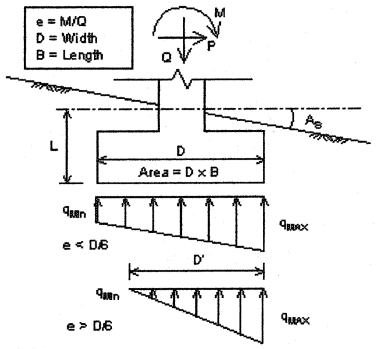
ANNEXE C

Résultats des simulations réalisées avec *AllPile*

Fondation superficielle carrée sur sol argileux.

ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS



Shallow Footing

Loads:
Vertical Load, Q= 73.9 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 26.7 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 10.7 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 1.0 -m
Top Distance, H= 0.000 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0.000	18.0	0.0	35.0	27.2	1.00	6
1	20.0	0.0	35.0	27.2	1.00	6
10	20.0	0.0	35.0	27.2	1.00	6

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	B -cm	Thick -m	Ha -m	Weight -kN/m
0.0	163.7	26797.7	163.7	0.3	5	63.189
1.0						

Check V. Load:
qult=317.04-kN/m2 qnet=299.02-kN/m2
Qult=447.84-kN
OK! Qult > Q FS=4.66
Qallow=Qult/FS=223.92-kN Based on FS=2.0
OK! Qallow > Q
Check Moment:
Base Depth=1.0-m Width(D)=1.6-m Length(B)=1.64-m Area(A)=17.3-m2
Eccentrity(e)=0.4-m Effective Width(D')=0.9-m Effective Area(A')=1.5-m2
e>D/6, qmin=0
qmax=85.55-kN/m2 qmin=0.00-kN/m2
OK! qnet > qmax FS=3.50
Check Shear:
Friction Factor (kf)=0.8 Vertical Force(W+Q)=52.76-kN Friction=119.08-kN
OK! Friction > Shear, FS=8.58
Settlement Calculation:
Settlement from Vertical Load only, X0=0.458-cm from V. Load, Q=96.10-kN
OK! Xallow > X0, based on Xallow=2.50-cm
Settlement from Vertical Load and Moment, Xmax=0.150-cm Xe=0.140-cm Rotation=0.000
OK! Xallow > Xmax+ based on Xallow=2.50-cm

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

```
**************************************************************
            ALLPILE 6
     VERTICAL ANALYSIS DETAILED OUTPUT
  Copyright by CivilTech Software 2004
       www.civiltech.com
  (425) 453-6488  Fax (425) 453-5848
**************************************************************
Licensed to      École Polytechnique de Montréal
Date: 11/08/2004  File: D:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\Simulation-
Mémoire\Carrée1.alp

Title 1: Fondation superficielle carrée sur sol argileux
Title 2:


          Vertical Load, Q: 96.1 -kN
          Load Factor for Vertical Loads: 1.3
          Moment, M: 34.7 -kN-m
          Lateral Load (Shaer), P: 13.9 -kN
          Load Factor for Lateral Loads: 1.3


SHALLOW FOUNDATION CALCULATION based on Braja M. Das Book

Depth=1.0-m  Width(D)=1.6-m  Length(B)=1.64-m  Area(A)=2.7-m2
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=1.5-m2
Shart Side(Ds)=0.9-m  Long Side(Dl)=1.6-m
C=35.0-kN/m2  Friction=0.0  Average Gamma=18017.95-kN/m3
Bearing Factord: Nc= 5.14   Nq= 1.00   Nr= 0.00
Shape Factord: Sc= 1.19   Sq= 1.00   Sr= 0.60
Depth Factord: Dc= 1.33   Dq= 1.00   Dr= 1.00
Load Inclination Factor: ic= 1.04   iq= 1.04   ir= 0.00
Ground Slope Factord: Gc= 1.00   Gq= 1.00   Gr= 1.00  Based on As=0.00
Footing Inclination Factord: Kbat= 1.00  based on Ab= 0.00

Check V. Load:
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=1.5-m2
 qult=317.04-kN/m2  V. stress, s=18.02-kN/m2   qnet=qult-s=299.02-kN/m2
 Qult=qnet X A'=447.84-kN  Based on Effective Area=1.5-m2
 Qallow=Qult / FS=223.92-kN   Based on FS=2.0
          OK!  Qult > Q  FS=4.66
          OK!  Qallow > Q

Check Moment:
e>D/6, qmin=0
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=1.5-m2
 qmax=85.55-kN/m2  qmin=0.00-kN/m2
          OK!  qnet > qmax  FS=3.50

Check Shear:
Friction Factor, kf=0.8  Vertical Force(Q)=96.10-kN  Weight(W)=52.76-kN  Friction=119.08-kN
          OK!  Friction > Shear,  FS=8.58
```

Settlement Calculation:
Hard Layer, Ha=5.000-m
alpa=1.1 Cohesion=35.0-kN/m2 Es=13125.00-kN/m2
Settlement from V. Load only, X0=0.458-cm Based on Pressure, q=64.2-kN/m2 from V. Load, Q=96.10-kN
OK! Xallow> X0, based on Xallow=2.50-cm
X0=0.458-cm Xmax=0.150-cm Xe=0.140-cm Rotation=0.001
OK! Xallow> Xmax, based on Xallow=2.50-cm

Note: Settlement in the Program is Elastic Settlement only. Consolidation Settlement is not Included!

SUMMARY:
Total Ultimate Capacity (Down)= 447.841-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 0.000-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 223.920-kN Total Allowable Capacity (Up)= 0.000-kN
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 52.76-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 0.000-kN Side Resistance (Up)= -52.755-kN
Tip Resistance (Down)= 447.841-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN

OK! Qallow > Q * Vertical Load, Q= 96.1 -kN

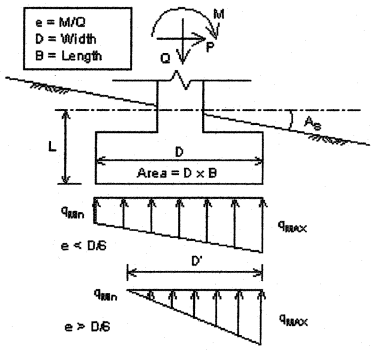
FACTOR OF SAFETY:

FSside	FStip	FSup	FSweight
2.0	2.0	2.0	1.0

Semelle filante sur sable

ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS



Shallow Footing

Loads:
Vertical Load, Q= 41.9 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 14.8 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 5.9 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 1.0 -m
Top Distance, H= 0.000 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0.000	17	36	0.0	24.4	65	30
1.5	19.0	36	0	16.3	65	30
10	19.0	36	0	16.3	65	30

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	B -cm	Thick -m	Ha -m	Weight -kN/m
0.0	158.7	15870	100	0.35	5	0.375
1.0						

Check V. Load:
qult=1183.65-kN/m2 qnet=1166.63-kN/m2
Qult=1028.95-kN
OK! Qult > Q FS=18.89
Qallow=Qult/FS=514.48-kN Based on FS=2.0
OK! Qallow > Q
Check Moment:
Base Depth=1.0-m Width(D)=1.6-m Length(B)=1.00-m Area(A)=0.0-m2
Eccentrity(e)=0.4-m Effective Width(D')=0.9-m Effective Area(A')=0.9-m2
e>D/6, qmin=0
qmax=82.34-kN/m2 qmin=0.00-kN/m2
OK! qnet > qmax FS=14.17
Check Shear:
Friction Factor (kf)=0.8 Vertical Force(W+Q)=30.65-kN Friction=68.10-kN
OK! Friction > Shear, FS=8.88
Settlement Calculation:
Settlement from Vertical Load only, X0=0.546-cm from V. Load, Q=54.47-kN
OK! Xallow > X0, based on Xallow=2.50-cm
Settlement from Vertical Load and Moment, Xmax=0.178-cm Xe=0.164-cm Rotation=0.000
OK! Xallow > Xmax+ based on Xallow=2.50-cm

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to

```
************************************************************
          ALLPILE 6
    VERTICAL ANALYSIS DETAILED OUTPUT
  Copyright by CivilTech Software 2004
       www.civiltech.com
  (425) 453-6488  Fax (425) 453-5848
************************************************************
Licensed to
Date: 11/08/2004  File: D:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\Simulation-Mémoire\Semelle-
filante-Sable.alp

Title 1: Semelle Filante Sable
Title 2:


        Vertical Load, Q: 54.5 -kN
        Load Factor for Vertical Loads: 1.3
        Moment, M: 19.2 -kN-m
        Lateral Load (Shaer), P: 7.7 -kN
        Load Factor for Lateral Loads: 1.3


SHALLOW FOUNDATION CALCULATION based on Braja M. Das Book

Depth=1.0-m  Width(D)=1.6-m  Length(B)=1.00-m  Area(A)=1.6-m2
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=0.9-m2
Shart Side(Ds)=0.9-m  Long Side(Dl)=1.0-m
C=0.0-kN/m2  Friction=36.0  Average Gamma=17017.05-kN/m3
Bearing Factord: Nc= 50.59   Nq= 37.75   Nr= 56.31
Shape Factord: Sc= 1.00   Sq= 1.00   Sr= 1.00
Depth Factord: Dc= 1.34   Dq= 1.21   Dr= 1.00
Load Inclination Factor: ic= 1.07   iq= 1.07   ir= 0.83
Ground Slope Factord: Gc= 1.00   Gq= 1.00   Gr= 1.00   Based on As=0.00
Footing Inclination Factord: Kbat= 1.00   based on Ab= 0.00

Check V. Load:
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=0.9-m2
 qult=1183.65-kN/m2  V. stress, s=17.02-kN/m2   qnet=qult-s=1166.63-kN/m2
 Qult=qnet X A'=1028.95-kN  Based on Effective Area=0.9-m2
 Qallow=Qult / FS=514.48-kN   Based on FS=2.0
        OK!  Qult > Q  FS=18.89
        OK!  Qallow > Q

Check Moment:
e>D/6, qmin=0
Eccentricity(e=M/Q)=0.4-m  Effective Width(D')=0.9-m  Effective Area(A')=0.9-m2
 qmax=82.34-kN/m2  qmin=0.00-kN/m2
        OK!  qnet > qmax  FS=14.17

Check Shear:
Friction Factor, kf=0.8  Vertical Force(Q)=54.47-kN  Weight(W)=30.65-kN  Friction=68.10-kN
        OK!  Friction > Shear,  FS=8.88
```

Settlement Calculation:
Hard Layer, Ha=5.000-m
alpa=2.5 Nspt=30.0 Es=22980.00-kN/m2
Settlement from V. Load only, X0=0.546-cm Based on Pressure, q=61.8-kN/m2 from V. Load, Q=54.47-kN
OK! Xallow> X0, based on Xallow=2.50-cm
X0=0.546-cm Xmax=0.178-cm Xe=0.164-cm Rotation=0.002
OK! Xallow> Xmax, based on Xallow=2.50-cm

Note: Settlement in the Program is Elastic Settlement only. Consolidation Settlement is not Included!

SUMMARY:
Total Ultimate Capacity (Down)= 1028.952-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 0.000-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 514.476-kN Total Allowable Capacity (Up)= 0.000-kN
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 30.65-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 0.000-kN Side Resistance (Up)= -30.651-kN
Tip Resistance (Down)= 1028.952-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN

OK! Qallow > Q * Vertical Load, Q= 54.5 -kN

FACTOR OF SAFETY:

FSside	FStip	FSup	FSweight
2.0	2.0	2.0	1.0

Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

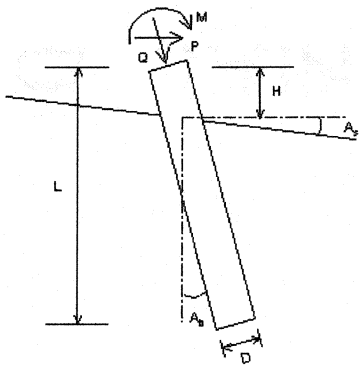
Simulation 1

ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS

Loads:
Vertical Load, Q= 24.1 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 2.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00



Driving Concrete Pile

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741
2.6	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 1.14-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 60.452-kN Side Resistance (Up)= 60.453-kN
Tip Resistance (Down)= 14.705-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 75.157-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 61.592-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 30.063-kN Total Allowable Capacity (Up)= 31.366-kN
N/G! Qallow < Q

Settlement Calculation:
At Q= 31.30-kN Settlement= 0.02-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

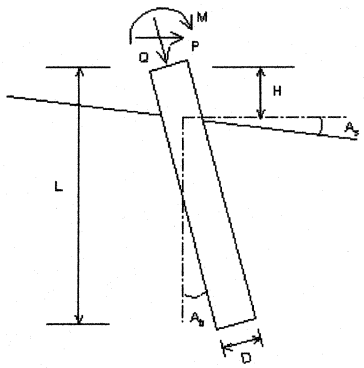
Pilastre ou pieu circulaire sur argile

Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

Simulation 1

ALLPILE6
Copyright 2004

LATERAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 24.1 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 12.5 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 8.3 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 2.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741
2.6	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741

Single Pile Lateral Analysis:
Top Deflaction, Yt= 1.040-cm
Max. Moment, M= 19.40-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.01530
OK! Top Deflection, 1.0400-cm is less than the Allowable Deflection= 2.50-cm

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.
The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whither the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.

CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to

****
ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS DETAILED OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2004
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848
****
Licensed to
Date: 14/08/2004 File: D:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\Simulation-Mémoire\Pieu-Argile1.alp

Title 1: Pilastre ou pieu circulaire sur argile
Title 2: Simulation 1

Single Pile, Vertical Analysis:
Vertical Load, Q: 31.3 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.3
Moment, M: 0.0 -kN-m
Lateral Load (Shaer), P: 0.0 -kN
Load Factor for Lateral Loads: 1.3

Batter Angle, Ab= 0.00 Batter Factor, Kbat= 1.00
Qtip_down=14.7-kN based on qult=468.0-kN/m2 and Base Area=0.0-m2
Qtip_up=0.0-kN and Base Area=0.0-m2

TIP RESISTANCE (Down) CALCULATION:
Tip Depth= 2.6-m Critical Depth Ratio Z/B= 20 Critical Depth= 4.0-m
Diameter of Base= 0.20-m, Tip Area= 0.03-m2
Bearing stratum from pile tip extend to 10 Diameter of Base.
Btip: width at pile tip= 0.20-m, Stratum= 2.00-m
Phi & C are average value in bearing stratum.
Batter Angle= 0.00, Batter Factor for Tip and Side= 1.00

Ztip	Z/D	Z_lim	q_lim	Width	Area	Phi	C	Nq	Nc	Sv	qult	Qtip_dw
-m		-m	-kN/m2	-m	-m2	- o	-kN/m2			-kN/m2	-kN/m2	-kN
2.6	20.0	4.0	N/A	0.2	0.03	0.0	52.00	0.0	9.0	43.4	468.0	14.7

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION:

D	Z/D	Z_lim	Sf_lim	K_dw	K_up	dz
-m		-m	-kN/m2			-m
0.20	20.0	4.00	N/A	1.3	0.8	0.005

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION ALONG DEPTH:

Zi	Prem	Sv	Phi	Del_dw	Del_up	f_dw	f_up	C	Ka	Kc	Ca_dw
	Ca_up	Sf_dw	Sf_up	Weight	Qneg	Q_dw	Q_up				
-m	-m	-kN/m2	- o	- Rad.	- Rad.	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2			-kN/m2
	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2	-kN	-kN	-kN	-kN				
2.63	0.63	43.44	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	0.00	0.00	0.00	0.00	14.7	0.0				
2.62	0.63	43.35	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.00	0.00	14.8	0.1				
2.62	0.63	43.26	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.00	0.00	14.9	0.2				
2.61	0.63	43.18	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.01	0.00	15.1	0.4				
2.61	0.63	43.09	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.01	0.00	15.2	0.5				
2.60	0.63	43.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.01	0.00	15.3	0.6				
2.60	0.63	42.92	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	0.01	0.00	15.4	0.7				
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	Résultats intentionnellement enlevés pour ne pas encombrer le rapport								...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
0.05	0.63	0.91	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.12	0.00	73.9	60.4				
0.05	0.63	0.83	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.12	0.00	74.1	60.5				
0.04	0.63	0.74	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.12	0.00	74.2	60.6				
0.04	0.63	0.65	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.12	0.00	74.3	60.7				
0.03	0.63	0.57	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.13	0.00	74.4	60.9				
0.03	0.63	0.48	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.13	0.00	74.6	61.0				
0.02	0.63	0.39	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.13	0.00	74.7	61.1				
0.02	0.63	0.30	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.13	0.00	74.8	61.2				
0.01	0.63	0.22	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.13	0.00	74.9	61.3				
0.01	0.63	0.13	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.14	0.00	75.0	61.5				
0.00	0.63	0.04	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	52.00	0.70	1.00	36.60
	36.60	36.60	36.60	1.14	0.00	75.2	61.6				

ELASTIC SETTLEMENT CALCULATION by Vesic Method (1977):
Ztip=2.63 Btip= 0.20 Cp= 0.025 Cs= 0.038
Xpp=0.393 Xps= 0.185
Cp & Cs are average value at bearing stratum from pile tip extend to 10 Btip

At Qwork= 31.30-kN Settlement= 0.0173-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN
Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

SUMMARY:

Total Ultimate Capacity (Down)= 75.157-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 61.592-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 30.063-kN Total Allowable Capacity (Up)= 31.366-kN
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 1.14-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 60.452-kN Side Resistance (Up)= 60.453-kN
Tip Resistance (Down)= 14.705-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN

N/G! Qallow < Q * Vertical Load, Q= 31.3 -kN

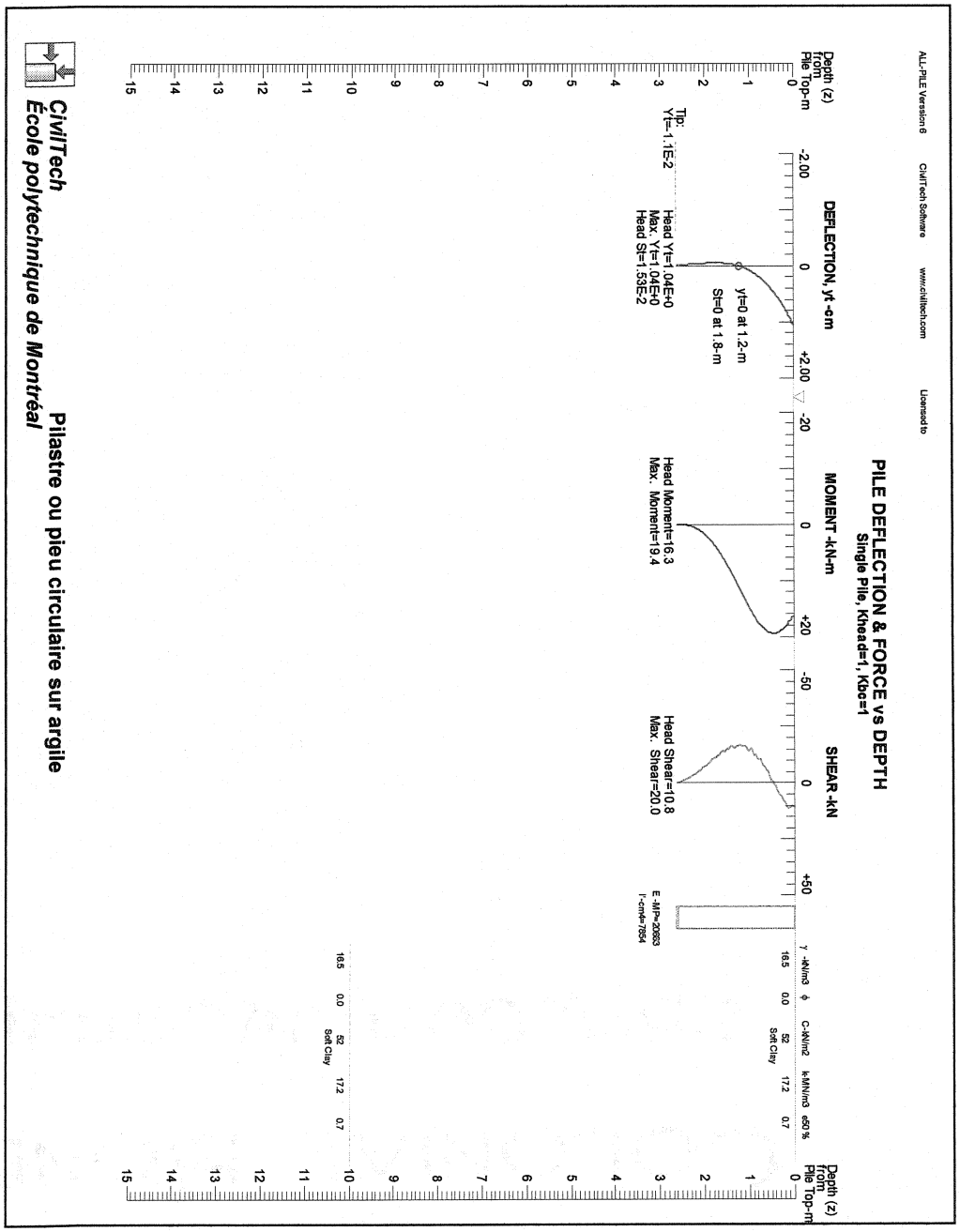
FACTOR OF SAFETY:

FSside	FStip	FSup	FSweight
2.5	2.5	2.0	1.0

Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

Déplacement latéral, Moment virus longueur du pieu

Simulation 1



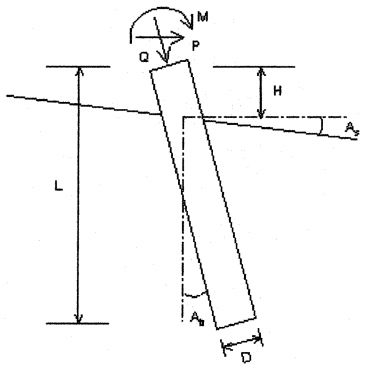
Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Simulation 1

ALLPILE6

Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 24.1 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 2.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Fixed Head Condition

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741
2.6	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 1.14-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 60.452-kN Side Resistance (Up)= 60.453-kN
Tip Resistance (Down)= 14.705-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 75.157-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 61.592-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 30.063-kN Total Allowable Capacity (Up)= 31.366-kN
N/G! Qallow < Q

Settlement Calculation:
At Q= 31.30-kN Settlement= 0.02-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

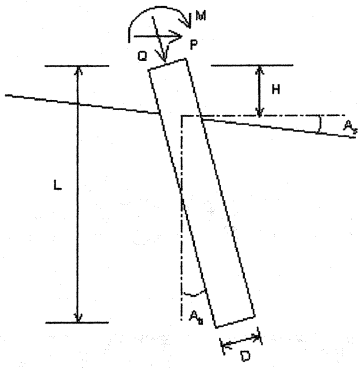
CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to

Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Simulation 1

ALLPILE6
Copyright 2004

LATERAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 24.1 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 12.5 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 8.3 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 2.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Fixed Head Condition

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741
2.6	20	314.2	62.8	7854.0	20683	0.741

Single Pile Lateral Analysis:
Top Deflaction, Yt= 0.152-cm
Max. Moment, M= 6.27-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.00000
OK! Top Deflection, 0.1520-cm is less than the Allowable Deflection= 2.50-cm

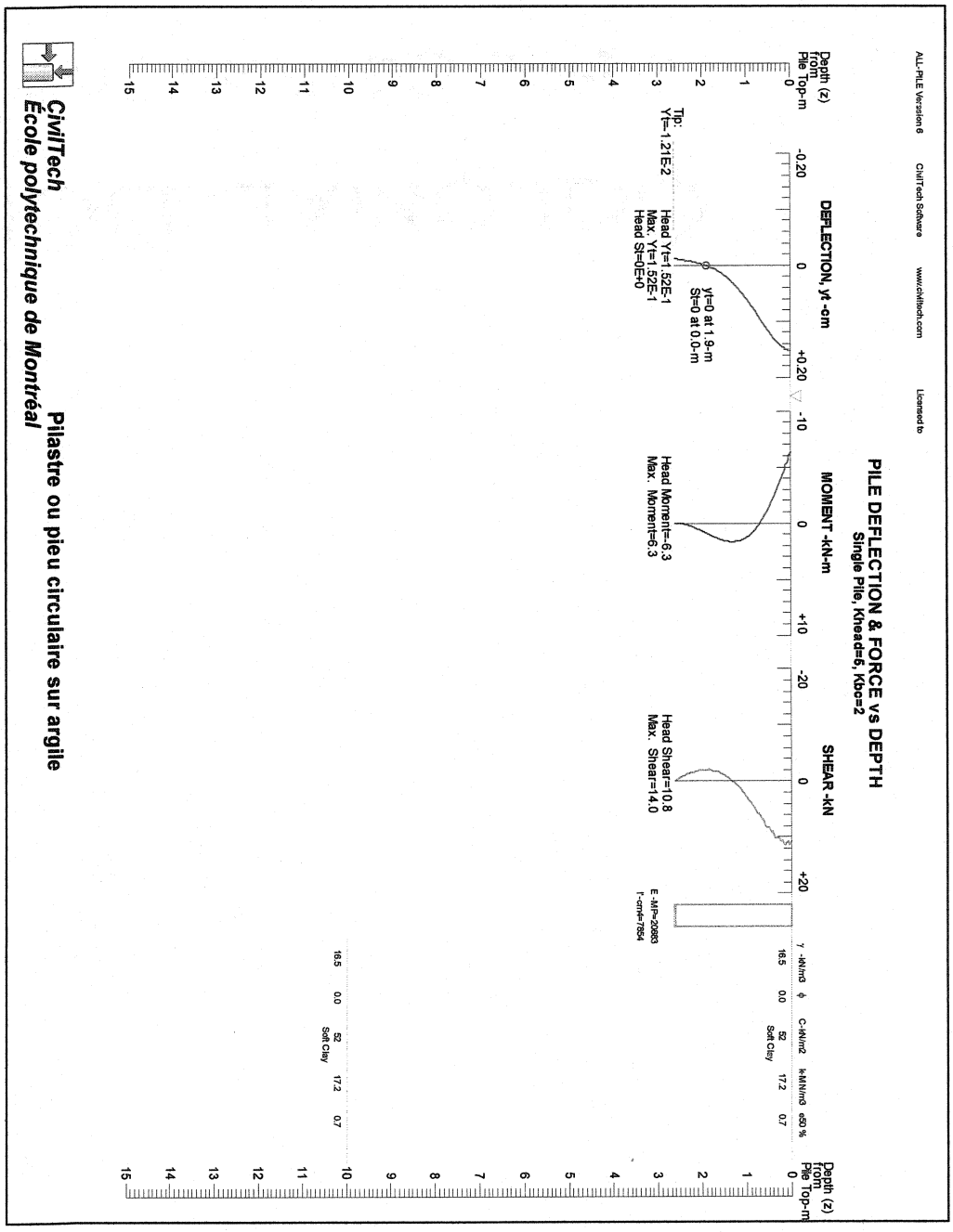
Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.
The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whither the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.

CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to

Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Déplacement latéral, Moment virus longueur du pieu

Simulation 1



Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

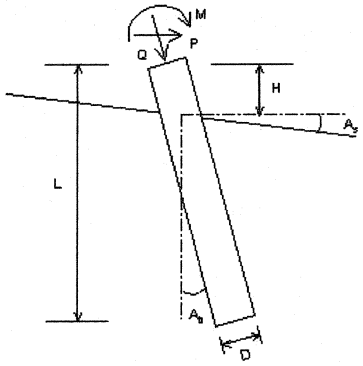
Simulation 2

ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS

Loads:
Vertical Load, Q= 40.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 3.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00



Driving Concrete Pile

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158
3.6	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 2.42-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 102.920-kN Side Resistance (Up)= 102.920-kN
Tip Resistance (Down)= 22.974-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 125.894-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 105.344-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 50.357-kN Total Allowable Capacity (Up)= 53.885-kN
N/G! Qallow < Q

Settlement Calculation:
At Q= 52.49-kN Settlement= 0.02-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

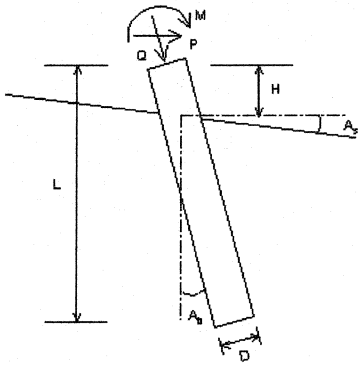
Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

Simulation 2

ALLPILE6

Copyright 2004

LATERAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 40.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 34.7 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 13.9 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 3.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158
3.6	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158

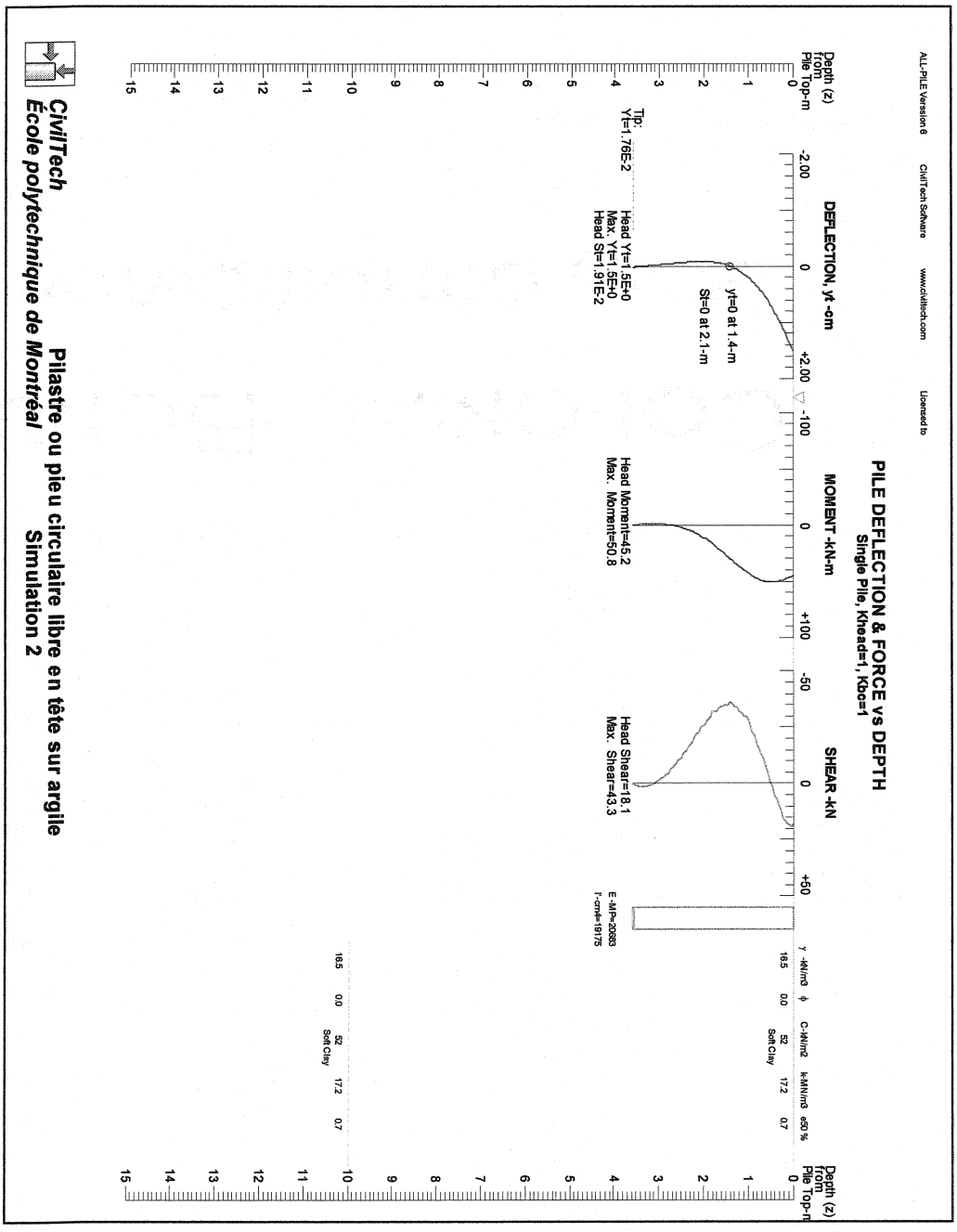
Single Pile Lateral Analysis:
Top Deflaction, Yt= 1.500-cm
Max. Moment, M= 50.80-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.01910
OK! Top Deflection, 1.5000-cm is less than the Allowable Deflection= 2.50-cm

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.
The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whither the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.

Pilastre ou pieu circulaire libre en tête sur argile

Déplacement latéral, Moment virus longueur du pieu

Simulation 2

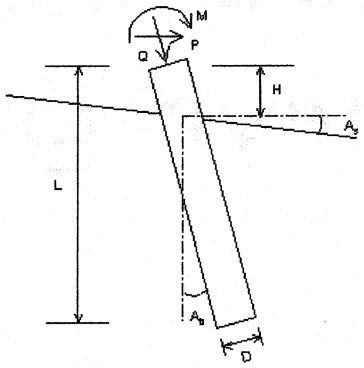


Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Simulation 2

ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 40.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 3.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Fixed Head Condition

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158
3.6	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 2.42-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 102.920-kN Side Resistance (Up)= 102.920-kN
Tip Resistance (Down)= 22.974-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 125.894-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 105.344-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 50.357-kN Total Allowable Capacity (Up)= 53.885-kN
N/G! Qallow < Q

Settlement Calculation:
At Q= 52.49-kN Settlement= 0.02-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

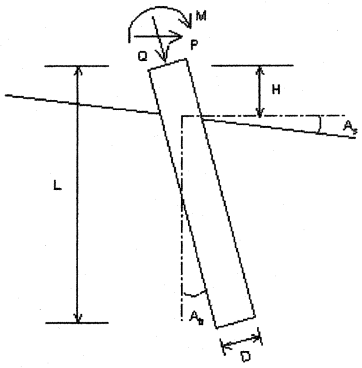
Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Simulation 2

ALLPILE6
Copyright 2004

LATERAL ANALYSIS



Driving Concrete Pile

Loads:
Vertical Load, Q= 40.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Moment, M= 34.7 -kN-m
Torsion, T= 0.0 -kN
Shear Load, P= 13.9 -kN
Load Factor for Lateral Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 3.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0 Batter Factor, Kbat= 1.00

Fixed Head Condition

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10
10	16.5	0.0	52	17.2	0.7	10

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158
3.6	25	490.9	78.5	19174.8	20683	1.158

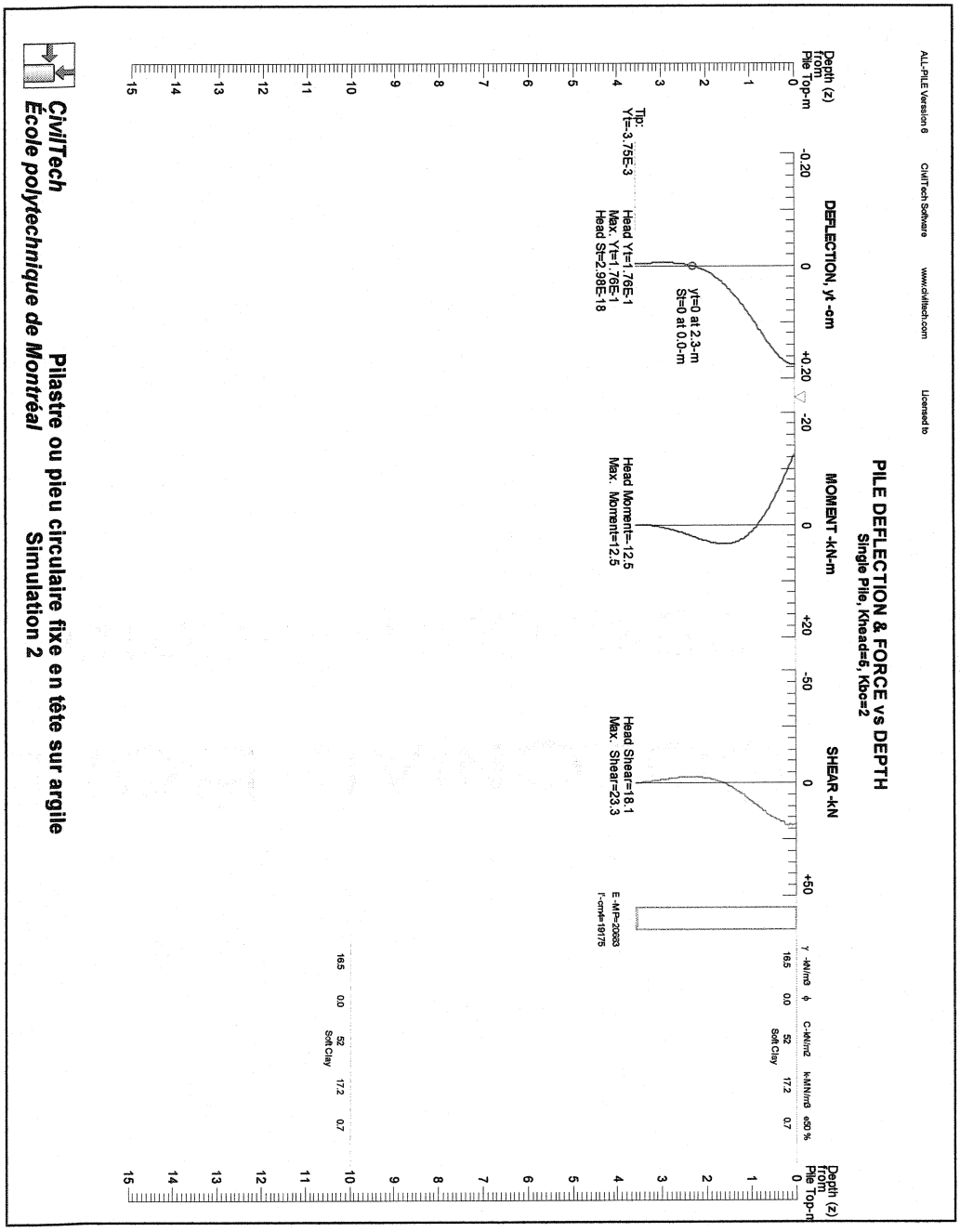
Single Pile Lateral Analysis:
Top Deflaction, Yt= 0.176-cm
Max. Moment, M= 12.50-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.00000
OK! Top Deflection, 0.1760-cm is less than the Allowable Deflection= 2.50-cm

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.
The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whither the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.

Pilastre ou pieu circulaire fixe en tête sur argile

Déplacement latéral, Moment virus longueur du pieu

Simulation 2



Pieu incliné sur sable

Compression

ALLPILE6
Copyright 2004

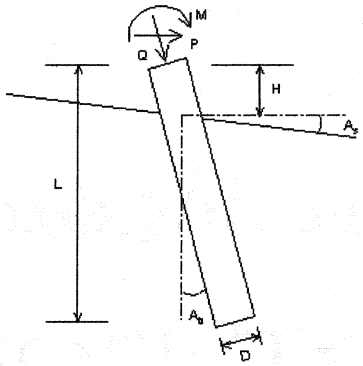
VERTICAL ANALYSIS

Figure 1

Loads:
Vertical Load, Q= 55.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 3.0 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 16.8 Batter Factor, Kbat= 0.96

Fixed Head Condition



Driving Concrete Pile

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	15.5	28.0	0.0	0.7	15.00	5
2.5	17.0	28.0	0.0	0.5	15.00	5
10	17.0	28.0	0.0	0.5	15.00	5

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	35	962.1	110.0	73661.8	20683	2.271
3.0	35	962.1	110.0	73661.8	20683	2.271

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 6.09-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 34.437-kN Side Resistance (Up)= 21.192-kN
Tip Resistance (Down)= 66.584-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 101.021-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 27.283-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 40.408-kN Total Allowable Capacity (Up)= 16.687-kN
N/G! Qallow < Q

Settlement Calculation:
At Q= 72.00-kN Settlement= 0.22-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

****
ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS DETAILED OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2004
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848
****

Licensed to
Date: 12/08/2004 File: D:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\Simulation-Mémoire\Pieu-Inc.alp

Title 1: Pieux inclinés
Title 2: Comp.

Single Pile, Vertical Analysis:
Vertical Load, Q: 72.0 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.3
Moment, M: 0.0 -kN-m
Lateral Load (Shaer), P: 0.0 -kN
Load Factor for Lateral Loads: 1.3

Batter Angle, Ab= 16.80 Batter Factor, Kbat= 0.96
Qtip_down=66.6-kN based on qult=692.1-kN/m2 and Base Area=0.1-m2
Qtip_up=0.0-kN and Base Area=0.0-m2

TIP RESISTANCE (Down) CALCULATION:
Tip Depth= 3.0-m Critical Depth Ratio Z/B= 15 Critical Depth= 5.3-m
Diameter of Base= 0.35-m, Tip Area= 0.10-m2
Bearing stratum from pile tip extend to 10 Diameter of Base.
Btip: width at pile tip= 0.35-m, Stratum= 3.50-m
Phi & C are average value in bearing stratum.
Batter Angle= 16.80, Batter Factor for Tip and Side= 0.96

Ztip	Z/D	Z_lim	q_lim	Width	Area	Phi	C	Nq	Nc	Sv	qult	Qtip_dw
-m		-m	-kN/m2	-m	-m2	- o	-kN/m2			-kN/m2	-kN/m2	-kN
3.0	15.0	5.3	N/A	0.3	0.10	28.0	0.00	15.2	9.0	47.5	692.1	66.6

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION:

D	Z/D	Z_lim	Sf_lim	K_dw	K_up	dz
-m		-m	-kN/m2			-m
0.35	15.0	5.25	N/A	1.3	0.8	0.006

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION ALONG DEPTH:

Zi	Prem	Sv	Phi	Del_dw	Del_up	f_dw	f_up	C	Ka	Kc	Ca_dw
	Ca_up	Sf_dw	Sf_up	Weight	Qneg	Q_dw	Q_up				
-m	-m	-kN/m2	- o	- Rad.	- Rad.	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2			-kN/m2
	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2	-kN	-kN	-kN	-kN				
3.02	1.10	47.55	28.0	0.34	0.34	22.01	13.55	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	66.6	0.0				
3.01	1.10	47.45	28.0	0.34	0.34	21.96	13.52	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	21.03	12.94	0.01	0.00	66.7	0.1				
3.00	1.10	47.34	28.0	0.34	0.34	21.92	13.49	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	20.98	12.91	0.02	0.00	66.9	0.2				
3.00	1.10	47.24	28.0	0.34	0.34	21.87	13.46	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	20.94	12.88	0.02	0.00	67.0	0.3				
2.99	1.10	47.14	28.0	0.34	0.34	21.82	13.43	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	20.89	12.86	0.03	0.00	67.1	0.4				
2.98	1.10	47.04	28.0	0.34	0.34	21.77	13.40	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	20.84	12.83	0.04	0.00	67.3	0.5				
2.98	1.10	46.93	28.0	0.34	0.34	21.73	13.37	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	20.80	12.80	0.05	0.00	67.4	0.6				
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	Résultats intentionnellement enlevés pour ne pas encombrer le rapport								...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
0.05	1.10	0.89	28.0	0.34	0.34	0.41	0.25	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.39	0.24	5.97	0.00	101.0	27.2				
0.05	1.10	0.80	28.0	0.34	0.34	0.37	0.23	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.35	0.22	5.99	0.00	101.0	27.2				
0.04	1.10	0.70	28.0	0.34	0.34	0.33	0.20	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.31	0.19	6.00	0.00	101.0	27.2				
0.04	1.10	0.61	28.0	0.34	0.34	0.28	0.17	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.27	0.17	6.01	0.00	101.0	27.2				
0.03	1.10	0.52	28.0	0.34	0.34	0.24	0.15	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.23	0.14	6.03	0.00	101.0	27.2				
0.02	1.10	0.42	28.0	0.34	0.34	0.20	0.12	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.19	0.11	6.04	0.00	101.0	27.2				
0.02	1.10	0.33	28.0	0.34	0.34	0.15	0.09	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.15	0.09	6.05	0.00	101.0	27.2				
0.01	1.10	0.23	28.0	0.34	0.34	0.11	0.07	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.10	0.06	6.06	0.00	101.0	27.3				
0.01	1.10	0.14	28.0	0.34	0.34	0.07	0.04	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.06	0.04	6.08	0.00	101.0	27.3				
0.00	1.10	0.05	28.0	0.34	0.34	0.02	0.01	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.02	0.01	6.09	0.00	101.0	27.3				

ELASTIC SETTLEMENT CALCULATION by Vesic Method (1977):
Ztip=3.02 Btip= 0.35 Cp= 0.030 Cs= 0.042
Xpp=0.825 Xps= 0.069
Cp & Cs are average value at bearing stratum from pile tip extend to 10 Btip

At Qwork= 72.00-kN Settlement= 0.2152-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN
Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

SUMMARY:

Total Ultimate Capacity (Down)= 101.021-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 27.283-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 40.408-kN Total Allowable Capacity (Up)= 16.687-kN
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 6.09-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 34.437-kN Side Resistance (Up)= 21.192-kN
Tip Resistance (Down)= 66.584-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN

N/G! Qallow < Q * Vertical Load, Q= 72.0 -kN

FACTOR OF SAFETY:

FSside	FStip	FSup	FSweight
2.5	2.5	2.0	1.0

Pieu incliné sur sable

Tension

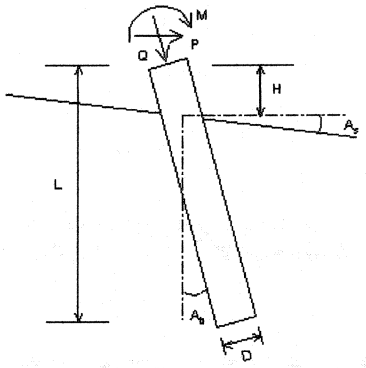
ALLPILE6
Copyright 2004

VERTICAL ANALYSIS

Loads:
Vertical Load, Q= 51.5 -kN
Load Factor for Vertical Loads= 1.3
Loads Supported by Pile Cap= 0 %

Profile:
Pile Length, L= 7.6 -m
Top Distance, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 9.6 Batter Factor, Kbat= 0.99

Fixed Head Condition



Driving Concrete Pile

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	15.5	28.0	0.0	0.7	15.00	5
2.5	17.0	28.0	0.0	0.5	15.00	5
15	17.0	28.0	0.0	0.5	15.00	5

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	45	1590.4	141.4	201289.0	20683	3.753
7.5	45	1590.4	141.4	201289.0	20683	3.753
7.6						

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 28.06-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 296.281-kN Side Resistance (Up)= 182.326-kN
Tip Resistance (Down)= 264.777-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 561.058-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 210.387-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 224.423-kN Total Allowable Capacity (Up)= 100.991-kN
OK! Qallow > Q

Settlement Calculation:
At Q= 67.01-kN Settlement= 0.02-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

****
ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS DETAILED OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2004
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848
****

Licensed to
Date: 12/08/2004 File: D:\Documents and Settings\Administrator\Desktop\Simulation-Mémoire\Pieu-Inc-tens.alp

Title 1: Pieu incliné sur sable
Title 2: Tension

Single Pile, Vertical Analysis:
Vertical Load, Q: 67.0 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.3
Moment, M: 0.0 -kN-m
Lateral Load (Shaer), P: 0.0 -kN
Load Factor for Lateral Loads: 1.3

Batter Angle, Ab= 9.60 Batter Factor, Kbat= 0.99
Qtip_down=264.8-kN based on qult=1664.8-kN/m2 and Base Area=0.2-m2
Qtip_up=0.0-kN and Base Area=0.0-m2

TIP RESISTANCE (Down) CALCULATION:
Tip Depth= 7.6-m Critical Depth Ratio Z/B= 15 Critical Depth= 6.8-m
Diameter of Base= 0.45-m, Tip Area= 0.16-m2
Bearing stratum from pile tip extend to 10 Diameter of Base.
Btip: width at pile tip= 0.45-m, Stratum= 4.50-m
Phi & C are average value in bearing stratum.
Batter Angle= 9.60, Batter Factor for Tip and Side= 0.99

Ztip	Z/D	Z_lim	q_lim	Width	Area	Phi	C	Nq	Nc	Sv	qult	Qtip_dw
-m		-m	-kN/m2	-m	-m2	- o	-kN/m2			-kN/m2	-kN/m2	-kN
7.6	15.0	6.8	N/A	0.4	0.16	28.0	0.00	15.2	9.0	111.1	1664.8	264.8

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION:

D	Z/D	Z_lim	Sf_lim	K_dw	K_up	dz
-m		-m	-kN/m2			-m
0.45	15.0	6.75	N/A	1.3	0.8	0.015

SIDE RESISTANCE (Up & Down) CALCULATION ALONG DEPTH:

Zi	Prem	Sv	Phi	Del_dw	Del_up	f_dw	f_up	C	Ka	Kc	Ca_dw
	Ca_up	Sf_dw	Sf_up	Weight	Qneg	Q_dw	Q_up				
-m	-m	-kN/m2	- o	- Rad.	- Rad.	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2			-kN/m2
	-kN/m2	-kN/m2	-kN/m2	-kN	-kN	-kN	-kN				
7.58	1.41	111.06	28.0	0.34	0.34	51.41	31.64	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	264.8	0.0				
7.57	1.41	111.06	28.0	0.34	0.34	51.41	31.64	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.69	31.19	0.06	0.00	265.9	0.7				
7.55	1.41	111.06	28.0	0.34	0.34	51.41	31.64	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.69	31.19	0.11	0.00	267.0	1.5				
7.54	1.41	111.06	28.0	0.34	0.34	51.41	31.64	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.69	31.19	0.17	0.00	268.0	2.2				
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	Résultats intentionnellement enlevés pour ne pas encombrer le rapport								...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
6.75	1.41	111.06	28.0	0.34	0.34	51.41	31.64	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.69	31.19	3.09	0.00	324.7	40.0				
6.73	1.41	110.80	28.0	0.34	0.34	51.29	31.56	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.57	31.12	3.15	0.00	325.8	40.7				
6.72	1.41	110.54	28.0	0.34	0.34	51.17	31.49	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	50.45	31.05	3.21	0.00	326.9	41.4				
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	Résultats intentionnellement enlevés pour ne pas encombrer le rapport								...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	....	...	...	...	...	...	...	...	...	...
0.08	1.41	1.30	28.0	0.34	0.34	0.60	0.37	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.59	0.36	27.78	0.00	561.0	210.1				
0.06	1.41	1.06	28.0	0.34	0.34	0.49	0.30	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.48	0.30	27.84	0.00	561.0	210.2				
0.05	1.41	0.82	28.0	0.34	0.34	0.38	0.23	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.38	0.23	27.89	0.00	561.0	210.2				
0.03	1.41	0.59	28.0	0.34	0.34	0.27	0.17	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.27	0.17	27.95	0.00	561.1	210.3				
0.02	1.41	0.35	28.0	0.34	0.34	0.16	0.10	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.16	0.10	28.00	0.00	561.1	210.3				
0.00	1.41	0.12	28.0	0.34	0.34	0.05	0.03	0.00	1.25	1.00	0.00
	0.00	0.05	0.03	28.06	0.00	561.1	210.4				

ELASTIC SETTLEMENT CALCULATION by Vesic Method (1977):
Ztip=7.58 Btip= 0.45 Cp= 0.030 Cs= 0.048
Xpp=1.060 Xps= 0.112
Cp & Cs are average value at bearing stratum from pile tip extend to 10 Btip

At Qwork= 67.01-kN Settlement= 0.0164-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 9999.00-kN
Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

SUMMARY:

Total Ultimate Capacity (Down)= 561.058-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 210.387-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 224.423-kN Total Allowable Capacity (Up)= 100.991-kN
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 28.06-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 296.281-kN Side Resistance (Up)= 182.326-kN
Tip Resistance (Down)= 264.777-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN

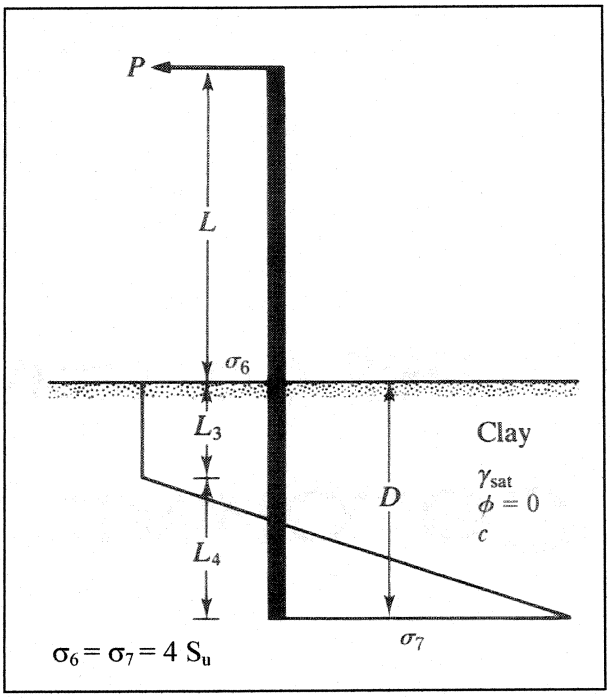
OK! Qallow > Q * Vertical Load, Q= 67.0 -kN

FACTOR OF SAFETY:

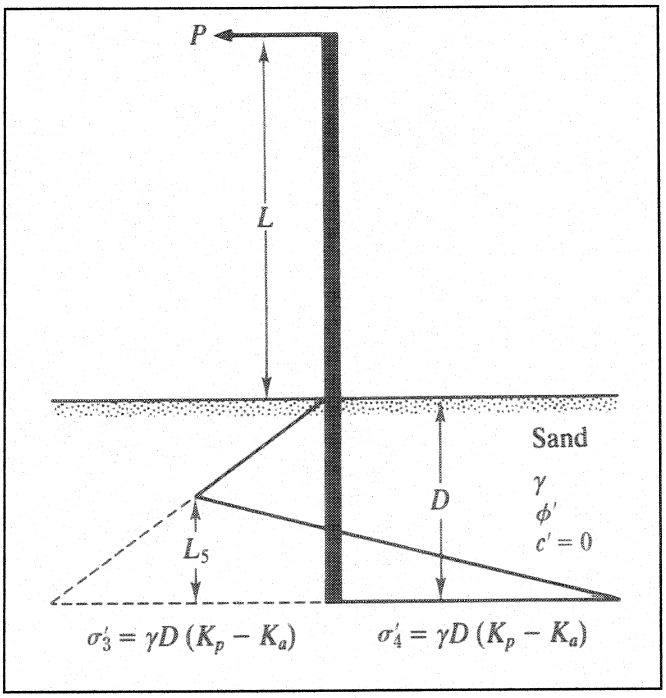
FSside	FStip	FSup	FSweight
2.5	2.5	2.5	1.0

ANNEXE D

Analyses préliminaires

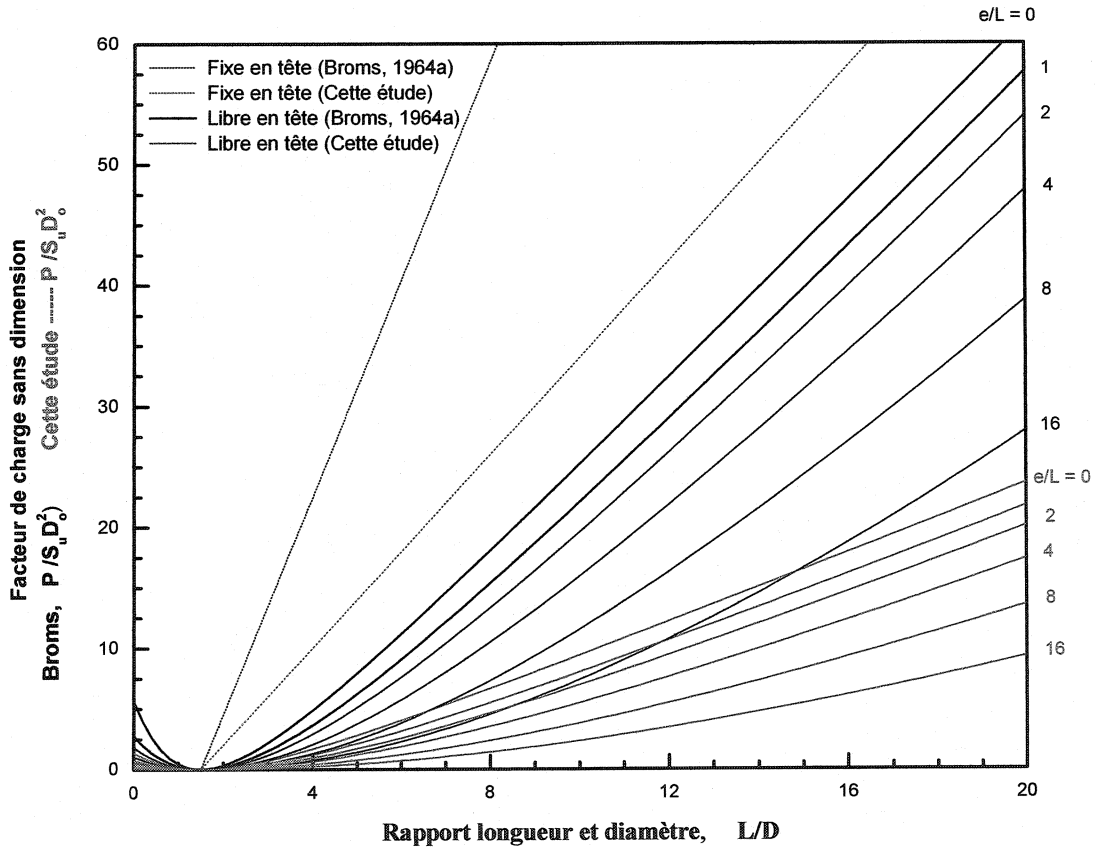


Distribution des pressions latérales selon la théorie des palplanches, sol cohérent



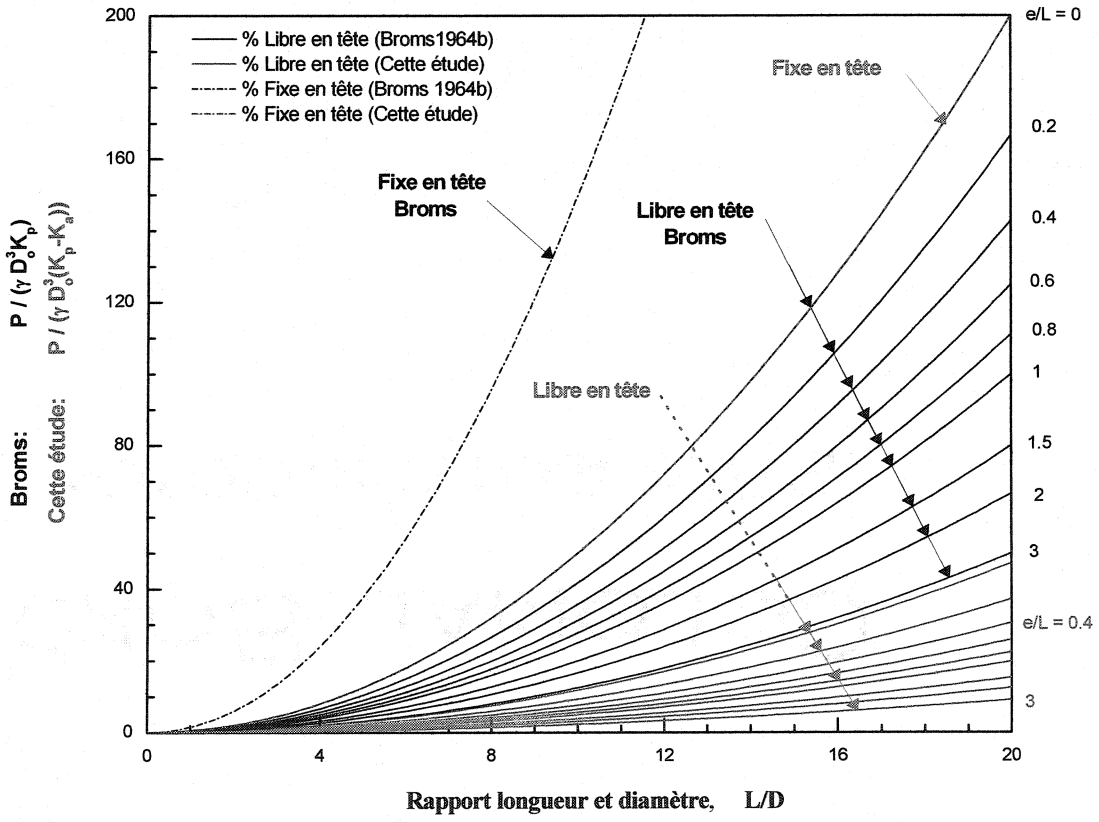
Distribution des pressions latérales selon la théorie des palplanches, sol pulvérulent

Comparaison entre les résistances latérales ultimes obtenues en considérant les distributions des pressions latérales selon Broms (1964a) et la théorie des palplanches pour un sol cohérent.



Résistance latérale ultime, sol cohérent

Comparaison entre les résistances latérales ultimes obtenues en considérant les distributions des pressions latérales selon Broms (1964b) et la théorie des palplanches pour un sol pulvérulent.



Résistance latérale ultime, sol pulvérulent