UCL Université catholique de Louvain

École polytechnique de Louvain (EPL)

Influence d'une excavation sur un profil pénétrométrique

Mémoire présenté par

Simon QUIRINY

en vue de l'obtention du grade de master en
Ingénieur Civil des Constructions

Promoteur
Alain HOLEYMAN

Lecteurs
Malek ALLANI, Olivier CARLIER, Benoît PARDOEN
Année académique 2017-2018

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie vivement mon promoteur, le Professeur Alain HOLEYMAN de m'avoir guidé tout au long de l'élaboration de ce travail de fin d'études. Sa disponibilité, son expertise et ses indications avisées m'ont été d'une grande aide.

Je tiens également à remercier chaleureusement Haythem GHARSALLAOUI et Mustafa JAFARI, tous deux assistants à l'UCL, pour l'appui précieux qu'ils m'ont apporté dans l'apprentissage du logiciel Plaxis.

Un grand merci au CSTC pour m'avoir fourni un ensemble de données CPT m'ayant permis de mener à bien ce travail de fin d'études.

Je voudrais également remercier Messieurs Malek ALLANI, Olivier CARLIER et Benoît PARDOEN, d'avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je remercie les membres de ma famille pour leur soutien sans faille durant ces cinq années passées à l'UCL, particulièrement mon père pour ses précieux conseils et ma mère qui a su égayer mes pauses par ses encouragements et ses nombreuses pâtisseries.

Enfin, mes pensées vont à celle qui me supporte depuis cinq années et qui a su faire preuve d'un soutien inébranlable, merci Camie.

RÉSUMÉ

Le test de pénétration au cône (CPT) est l'un des essais de sol in situ les plus populaires au monde pour le dimensionnement de fondation. Ce test est généralement effectué lors de la campagne géotechnique précédant la réalisation des travaux. Il ne tient donc pas compte de la réalisation d'excavation pour la construction de niveaux inférieurs aux rez-de-chaussée. Cependant, ce changement de la topographie modifie l'état de contrainte du sol puisqu'il subit un déchargement. Les valeurs de résistance au cône sont donc modifiées en comparaison à un essai CPT effectué au niveau naturel du terrain. Pour des raisons d'accessibilité, de délai ou de coût, il n'est pas toujours possible d'effectuer un nouvel essai de pénétration dans le fond de fouille.

La directive pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique prévoit une règle permettant de corriger les valeurs de résistance au cône après excavation. Ce travail de fin d'études vise à améliorer cette réglementation.
Une étude numérique a permis de modéliser l'influence d'une excavation sur l'état de contrainte d'un sol. Des bulbes d'influence ont ainsi pu être réalisés pour différentes formes d'excavation.
Sur base de ces modélisations et d'un ensemble de corrélations de paramètres géotechniques, une correction théorique de la résistance a été élaborée sous forme d'une loi de puissance.
Cette expression a ensuite été vérifiée et adaptée sur base de données CPT de chantiers réels.
La correction de la résistance au cône peut être décomposée en deux lois de puissance de concavités différentes dont les paramètres varient selon la largeur et la profondeur d'excavation.

TABLE DES MATIÈRES

A. ETAT DE L'ART

1 Règles d'adaptation de la résistance au cône après la réalisation d'une excavation.....12

1.1 Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ..12

1.1.1 L'argile tertiaire.....13

1.1.2 Les pieux à refoulement 17

1.1.3 Les pieux avec peu de refoulement et les pieux avec enlèvement du sol installés avant l'excavation.....17

1.1.4 Les excavations d'une tranchée dont la largeur est égale à maximum 50% de la profondeur. 17

1.2 Begeman.....17

1.3 Broug 19

1.4 Directives pour l'application de l'eurocode 7 aux Pays-Bas, NEN 9997-1+C2.....20

1.4.1 Pieu installé par battage ou vibrofonçage après l'excavation.....20

1.4.2 Pieu installé avant excavation ou installé sans vibration.....20

2 Le test de pénétration au cône 21

3 Paramètres issus du CPT 23

3.1 Paramètres directs 23

3.1.1 La Pression interstitielle 23

3.1.2 La Résistance au cône 24

3.1.3 La Résistance au frottement 25

3.2 Paramètres adimensionnels.....26

3.2.1 Le Friction Ratio 26

3.2.2 La Pression interstitielle normalisée.....26

3.2.3 La résistance au cône normalisée.....27

3.2.4 La résistance au frottement normalisée.....28

3.2.5 La résistance au cône normalisée alternative.....29

3.3 Indice de classification du sol.....29

3.4 Poids volumique des sols 30

3.5 Paramètres géotechniques des sables.....31

3.5.1 Angle de frottement.....31

3.5.2 Degré de consolidation.....32

3.5.3 Densité relative.....33

3.5.4 Modèle global d'EMERSON et AL. (2008).....36

3.6 Paramètres géotechniques des argiles....38
3.6.1 Résistance au cisaillement non drainé....39
3.6.2 Coefficient de pression latérale des terres. 40
3.6.3 Degré de consolidation....40
3.6.4 Poids volumique....40
3.6.5 Angle de frottement....41

B. Etude de l'influence d'une excavation sur l'état de contrainte

1 Introduction....42
2 Modèle de Boussinesq....42
2.1.1 Charge ponctuelle....43
2.1.2 Charge répartie....44
3 Modélisation Numérique....47
3.1 Propriétés générales du modèle....47
3.2 Modèle de sol....47
3.3 Condition de drainage....48
3.4 Cas d'étude géologique....49
3.4.1 Contexte géologique général....49
3.4.2 Formations géologiques....51
3.5 Paramètres géotechniques de la modélisation....52
3.6 Géométrie du problème....53
4 Résultats....56
4.1 Influence de la profondeur d'excavation....57
4.2 Influence de la largeur d'excavation....60
4.3 Influence de la forme d'excavation....64
4.3.1 Excavation b/h=0,5....64
4.3.2 Excavation h/b=1....70
4.3.3 Excavation b/h=2....75
4.3.4 Excavation b/h=4....79
4.3.5 Comparaison....83
4.4 Evolution du coefficient de pression neutre des terres....86
4.5 Influence angle frottement....88
4.5.1 b/h=1....88
4.5.2 b/h=2....90
4.6 Influence cohésion....91
4.7 Influence module de Young....91

5 Conclusion 92

C. Correction de la résistance au cône

1 Procédure 93
2 Angle de frottement 95
2.1 Robertson et Campanella (1983) 95
2.2 Kulhawy et Mayne (1990) 98
2.3 Uzielli et al. (2013) 100
3 Le degré de consolidation 100
3.1 Mayne (2005) 100
3.2 Mayne et al. (2013) 102
4 La densité relative 104
4.1 Jamiolkowski et al. (2001) 104
4.2 Jamiolkowski et al. & Mayne 106
4.3 Kulhawy et Mayne (1990) 107
4.4 Mayne 109
5 Analyses des résultats 110

D. Cas d'étude

1 Introduction 112
2 CPT de Limelette 112
2.1 CPT LIM-6 112
2.1.1 Lissage des données 112
2.1.2 Correspondance des couches 114
2.1.3 Rapport des résistances au cône 115
2.2 CPT LIM-5,9 120
2.2.1 Correspondance des couches 120
2.3 CPT LIM-6,3 120
2.3.1 Correspondance des couches 121
2.3.2 Rapport des résistances au cône 121
2.4 CPT LIM-6,2 124
2.4.1 Correspondance des couches 124
2.4.2 Rapport des résistances au cône 124
3 CPT Louvain-la-Neuve 127
3.1 CPT LLN-5,4 127
3.1.1 Correspondance des couches 127

3.1.2 Evolution de la résistance au cône 127
3.2 CPT LLN-6,4 130
3.2.1 Correspondance des couches 130
4 CPT Anvers 130
4.1 CPT DGK1-33,4 131
4.1.1 Correspondance des couches 131
4.1.2 Evolution de la résistance au cône 131
4.2 CPT DGK2-33,4 134
4.2.1 Correspondance des couches 134
4.2.2 Evolution de la résistance au cône 134
5 Approche globale 137
5.1 CPT LIM-6 139
5.2 CPT LIM-6,3 141
5.3 CPT LIM-6,2 143
5.4 CPT LLN-5,4 145
6 Analyse des résultats 147
E. CONCLUSION
Annexe 152
Table d'illustrations 153
Références 160

LISTE D'ABRÉVIATIONS

Résistance au cône et sa correction		
q_c	MPa	La résistance au cône mesurée sur le CPT
q_{c0}	MPa	La résistance au cône mesurée sur le CPT avant excavation
q_{c1}	MPa	La résistance au cône mesurée sur le CPT après excavation
$q_{c,corr}$	MPa	La résistance au cône corrigée selon le DANB
q_{st}	MPa	La résistance au cône quasi-stationnaire du modèle global d'EMERSON
σ_{v0}	kPa	La contrainte verticale avant excavation
σ_{v1}	kPa	La contrainte verticale après excavation
σ'_p	kPa	La contrainte de préconsolidation d'un massif
σ'_a	kPa	La contrainte actuelle d'un massif
X	$-$	Le facteur d'adaptation de la règle de correction de BEGEMAN
K_0	$-$	Le coefficient de pression neutre des terres
K_{0z}	$-$	Le coefficient de pression neutre des terres suite à un déchargement
Z_{crit}	m	La profondeur critique du modèle global d'EMERSON

Théorie de la consolidation		
U	%	Le degré de consolidation
T_v	$-$	Le facteur temps de la théorie de la consolidation
c_V	m^2/s	Le coefficient de consolidation vertical
t	s	Le temps de consolidation
d	m	La distance de drainage
k	m/s	La perméabilité
m_v	m^2/kN	Le coefficient de changement de volume
γ_W	kN/m^3	Le poids volumique de l'eau

Paramètres géotechniques		
q_t	MPa	La résistance au cône totale
u	MPa	La pression interstitielle
f_s	MPa	La résistance au frottement du manchon
R_f	$-$	Le friction ratio
B_q	$-$	La pression interstitielle normalisée
Q_t	$-$	La résistance au cône normalisée
Q_{tn}	$-$	La résistance au cône normalisée sur base de la pression atmosphérique
F_r	$-$	La résistance au frottement normalisée
I_c	$-$	L'indice de classification du sol
γ_t	kN/m^3	Le poids volumique total
φ'	°	L'angle de frottement
ψ	°	L'angle de dilatance
OCR	$-$	Le degré de consolidation
D_r	%	La densité relative
s_u	kPa	La résistance au cisaillement non drainé
E	MPa	Le module de Young
ν	$-$	Le coefficient de Poisson
c	kPa	La cohésion

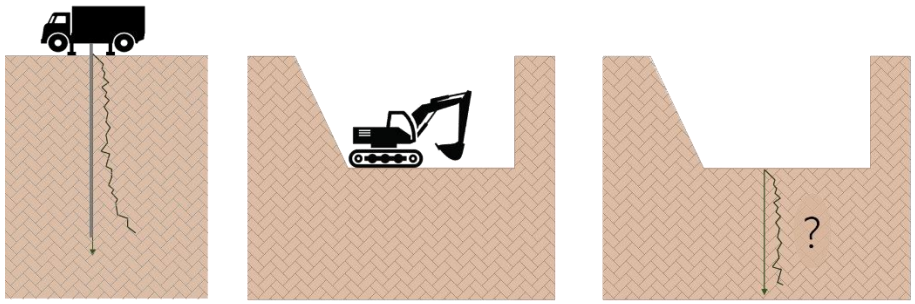
Modèle de BOUSSINESQ		
$\Delta\sigma_z$	kPa	La variation de contrainte verticale
q	kN/m^2	La charge appliquée sur un massif
I	$-$	Le coefficient d'influence du modèle de BOUSSINESQ

Géométrie des cas d'étude		
z	m	La profondeur
h	m	La profondeur d'excavation
z/h	$-$	La profondeur normalisée par rapport à la profondeur d'excavation
x	m	La distance par rapport au centre de l'excavation
b	m	La largeur de l'excavation
x/b	$-$	La distance par rapport au centre normalisée par rapport à la largeur d'excavation
b/h	$-$	Le facteur de forme exprimant la géométrie d'une excavation

INTRODUCTION

Le test de pénétration au cône (CPT) est l'un des essais de sol in situ les plus populaires. Ce test polyvalent est devenu au fil des années la référence à travers le monde pour les investigations de sites sableux et argileux. Il est fréquemment utilisé pour le dimensionnement de fondations.

Ce test est généralement effectué lors de la campagne géotechnique précédant la réalisation des travaux. Il ne tient donc pas compte des éventuels changements de la topographie et plus particulièrement de la réalisation d'excavations pour la construction de niveaux inférieurs aux rez-de-chaussée. Cependant, ce changement de géométrie modifie l'état de contrainte du sol puisqu'il subit un déchargement. Les valeurs de résistance au cône sont donc modifiées en comparaison à un essai CPT effectué au niveau naturel du terrain. L'idéal serait alors de réaliser un nouvel essai dans le fond de fouille mais cela n'est pas toujours réalisable essentiellement pour des raisons d'accessibilité, de délai ou de coût. Le problème peut être schématisé par la figure ci-dessous.



La modification des valeurs de résistance au cône doit par conséquence intervenir dans le dimensionnement des fondations. Actuellement la directive pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ANB prévoit une règle permettant de corriger les valeurs de résistance au cône après excavation. Cette règle relativement simple ne semble pas justifiée par des principes scientifiques or les connaissances sur les paramètres influençant les résultats du CPT sont relativement fournies, il est dommage de ne pas les exploiter.

L'objectif de ce travail de fin d'études est d'établir une base scientifique des paramètres influencés par l'excavation permettant de développer une méthodologie de mise à niveau des valeurs de résistance au cône après l'excavation. Ce travail comprend les quatre étapes suivantes :

Premièrement, une synthèse bibliographique établira les différents paramètres géotechniques influençant la résistance au cône. Elle comprendra les différentes règles, actuelles et passées, utilisées pour la correction de la résistance au cône suite à la réalisation d'une excavation.

Deuxièmement, ce travail abordera l'influence d'une excavation sur les contraintes ambiantes sur base de simulations réalisées avec le logiciel d'éléments finis *Plaxis.* L'impact de la géométrie des excavations sera également étudié.

Troisièmement, une correction théorique sera mise au point sur base des corrélations des paramètres géotechniques et de la modification de l'état de contraintes des modélisations numériques.

Quatrièmement, l'approche théorique sera analysée et adaptée sur base de données de chantiers réels. La formulation de la correction sera finalement comparée aux diverses règles de correction.

A. ETAT DE L'ART

1 RÈGLES D'ADAPTATION DE LA RÉSISTANCE AU CÔNE APRÈS LA RÉALISATION D'UNE EXCAVATION

Le document d'application national de l'Eurocode 7 en Belgique constitue le point de départ de ce travail. Cette section présente donc en détail cette réglementation mais elle abordera également les différentes règles, actuelles et passées, ayant été utilisées pour la correction de la résistance au cône suite à la réalisation d'une excavation.

Ces réglementations seront, dans la suite de ce travail, analysées sur base de données CPT mesurées avant et après excavation afin d'établir leur adéquation. Elles seront également comparées à un modèle de correction de résistance au cône élaboré sur base des recherches menées dans le cadre de ce travail de fin d'études.

1.1 DIRECTIVES POUR L'APPLICATION DE L'EUROCODE 7 EN BELGIQUE SELON LA NBN EN 1997-1 ANB

Le document d'application national (DAN) [1] reconnait qu'une excavation réalisée après l'exécution d'un essai de pénétration peut avoir un impact significatif sur la valeur de la résistance au cône. Il est donc recommandé de réaliser les essais de pénétration statique après la réalisation de l'excavation. Dans le cas contraire, la résistance au cône doit être réduite comme illustré à la figure ci-dessous.

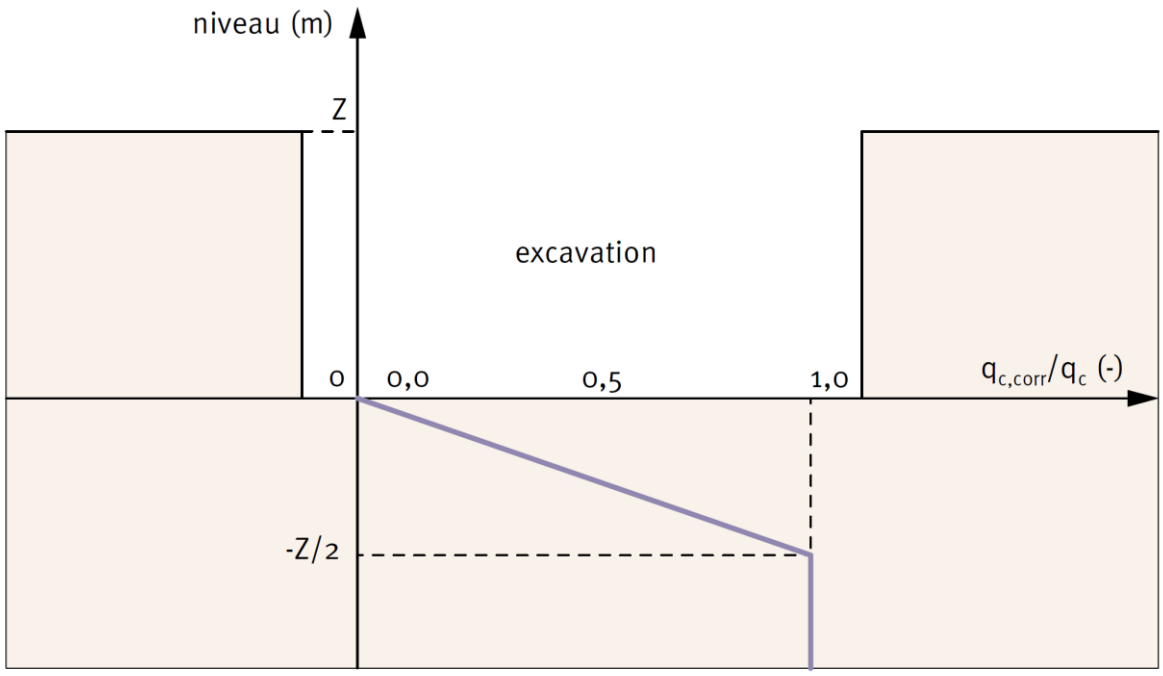


Figure 1: Correction de la résistance au cône selon le DAN

Le rapport entre la résistance au cône réalisée après l'excavation ($q_{c,corr}$) et la résistance au cône avant l'excavation (q_c) varie linéairement de 0 à 1 entre le fond de fouille et la profondeur sous l'excavation correspondant à la moitié de la profondeur. Le DAN estime que l'excavation n'a plus d'impact après cette profondeur.

Le DAN relève un certain nombre de cas qui ne sont pas concernés par cette réduction de résistance au cône.

1.1.1 L'argile tertiaire

Les excavations réalisées dans l'argile tertiaire n'impliquent pas de correction pour la résistance au cône selon le DAN. Comme pour l'application d'une surcharge, le déchargement du sol suite à une excavation provoque un changement de l'état de consolidation du sol. Le sol devient surconsolidé s'il ne l'était pas auparavant. Cela signifie que le sol a été soumis à une contrainte (contrainte de préconsolidation, σ'_p) supérieure à la contrainte actuelle (σ'_a). Lors de la mise en charge future du sol il suivra, dans un premier temps, la courbe de chargement-déchargement jusqu'à atteindre la contrainte de préconsolidation et dans un deuxième temps, la courbe de compression vierge. Ce phénomène est illustré à la figure ci-dessous.

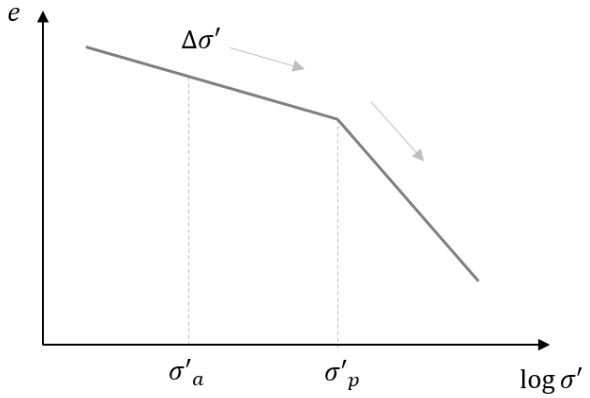


Figure 2: Schéma du comportement au chargement d'un sol surconsolidé

La mise en charge d'un sol provoque un tassement, à l'inverse, le déchargement provoque une augmentation de volume du sol. Mais ces phénomènes ne se produisent pas instantanément, ils sont d'abord rapides avant de ralentir progressivement dans le temps. On peut y distinguer trois étapes :

1) Phase initiale ou immédiate : comportement plastique,
2) Phase primaire ou hydrodynamique : réarrangement des grains et migration de l'eau interstitielle ;
3) Phase secondaire ou séculaire : redistribution des réactions intergranulaires.

Généralement, la phase hydrodynamique représente la part la plus importante du mouvement. TERZAGHI (1923) a établi une théorie exprimant le lien entre le temps et le niveau de consolidation pour cette phase primaire dont les hypothèses principales sont :

- Déformations et écoulements unidimensionnels ;
- Validité de la loi de DARCY ;
- Perméabilité et coefficient de changement de volume constants dans un intervalle de charge donné ;

- Grains du sol et eau incompressibles ;
- Absence de consolidation secondaire ;
- Variation de charge appliquée instantanément et sur toute l'épaisseur de la couche de sol.

La solution de l'équation de consolidation s'exprime généralement par l'utilisation du degré de consolidation U [%]. Il exprime le rapport entre le mouvement au temps t considéré et le mouvement final. Il se calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$U_{consolidation}\,[\%] = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{e^{\frac{-(2n-1)^2}{4} \cdot \pi^2 \cdot T_v}}{(2n-1)^2}$$

Avec T_v, le facteur temps :

$$T_v = c_V \cdot \frac{t}{d^2}\,[-]$$

Le temps (t) nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation dépend donc de deux paramètres :

1) c_V $\left[\frac{m^2}{s}\right]$, le coefficient de consolidation vertical

$$c_V = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_W}$$

Avec :

- k $\left[\frac{m}{s}\right]$: la perméabilité ;
- m_v : le coefficient de changement de volume, $m_v = \frac{1}{E_{oed}}$ $\left[\frac{m^2}{kN}\right]$;
- γ_W $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$: le poids volumique de l'eau.

Le temps nécessaire à consolider le sol est donc inversement proportionnel à la perméabilité et au module œdométrique du sol.

Le coefficient de consolidation verticale peut être obtenu par l'analyse de résultats de tests œdométriques (méthode de TAYLOR ou de CASSAGRANDE) mais également par un test de dissipation de pression interstitielle réalisé avec un CPTu.

2) d $[m]$, la distance de drainage

Il s'agit de la plus grande distance verticale pour atteindre un horizon géologique plus perméable que la couche considérée. Elle est donc directement influencée par les caractéristiques hydrogéologiques des formations géologiques avoisinantes. On peut distinguer deux cas :

- Si le drainage est simple alors $d = H$;
- Si le drainage est double alors $d = \frac{H}{2}$;

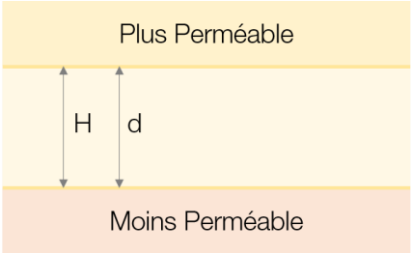


Figure 4: Drainage simple

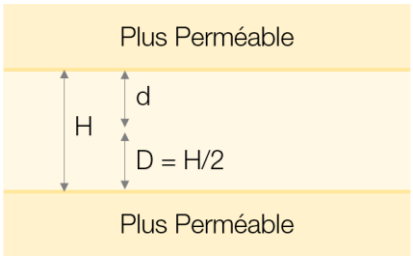


Figure 3: Drainage double

Le temps nécessaire à consolider un sol est directement proportionnel au carré de la distance de drainage.

L'argile de Boom a été choisie comme exemple d'argile tertiaire pour illustrer le temps nécessaire au changement de l'état de consolidation. L'argile de Boom est un dépôt détritique marin datant de l'Oligocène inférieur. Elle se situe principalement dans le bassin de Campine, elle affleure notamment à Boom en Belgique, donnant ainsi son nom à la formation géologique. Cette argile repose sur la formation de Zelzate, un horizon géologique argilo-sableux datant de l'Eocène supérieur.

D'un point de vue hydrogéologique, l'argile de Boom est considérée comme un aquiclude en raison de sa faible perméabilité, $10^{-12}\ \left[\frac{m}{s}\right]$ [2]. D'un point de vue géomécanique, il s'agit d'une argile plastique surconsolidée. Le comportement de ce sol a été étudié en vue d'y enfouir des déchets radioactifs en Belgique. On y a observé une certaine fracturation naturelle. Elle est liée au phénomène de consolidation et à une accumulation de contraintes suite à des mouvements d'enfoncement et de soulèvement du sol. La décompression du sol entraine une expansion créant ainsi des fractures [3]. Cette fracturation du massif peut influencer la conductivité hydraulique en créant des chemins préférentiels pour l'eau. Par conséquence, ce phénomène peut modifier le temps nécessaire un changement d'état de consolidation. Cependant, il a été observé que l'argile de Boom a une certaine faculté de cicatrisation permettant, avec le temps, de refermer certaines fractures sous une contrainte de compression [2] [4].

Sur base d'un forage de 28 mètres réalisé dans la région de Boom [5], il est possible de déduire le schéma géologique suivant :

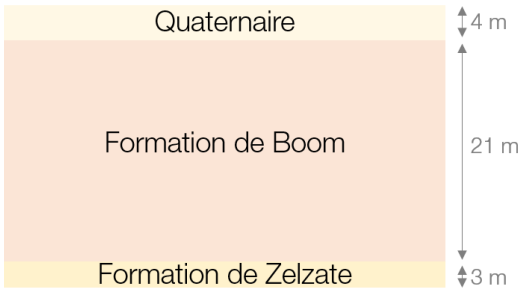


Figure 5: Schéma géologique de la formation de Boom

La couche inférieure à l'argile de Boom étant plus perméable, le calcul du temps de consolidation doit se faire pour l'argile. En considérant une excavation de 10 m de profondeur, la couche de la formation de Boom ne mesure plus que 15 m.

Sur base de la comparaison des perméabilités des deux couches, il faut considérer un drainage double. La distance de drainage est donc de 7,5 m.

Bien que le module œdométrique dépende du niveau de contrainte, il est possible d'obtenir une estimation du coefficient de consolidation verticale en considérant une valeur assez générale de $15\ [MPa]$ pour une argile à faible profondeur [6]. La conductivité hydraulique prend quant à elle une valeur de l'ordre de $10^{-12}\ [m/s]$ [2]. On obtient donc une valeur $c_v = 1{,}5 \cdot 10^{-9}\ \left[\frac{m^2}{s}\right]$. Cependant cette valeur concerne la consolidation liée à une surcharge, le phénomène est plus rapide lors d'un déchargement unidimensionnel. La valeur du c_v de décompression est généralement 100 fois supérieure à celle du c_v de consolidation [7]. Sur base de l'expression du degré de consolidation présentée précédemment, on obtient la figure ci-dessous.

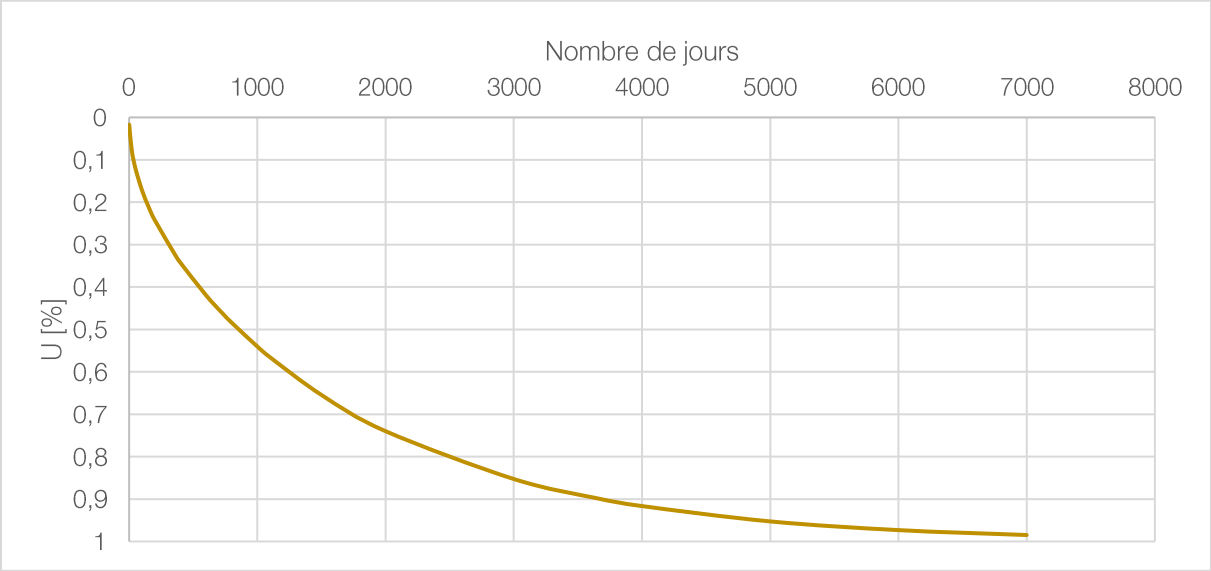


Figure 6: Evolution du degré de consolidation en fonction du temps

On remarque que le temps nécessaire au processus de consolidation suite à une décompression d'une argile tertiaire est relativement long : 1 an pour atteindre un degré de consolidation de $0{,}32$, 3 ans pour une valeur de $0{,}56$ et 10 ans pour atteindre un degré de $0{,}9$.

Lors des travaux de mise en œuvre d'un ouvrage, la décompression du sol dure généralement un laps de temps réduit. La période durant laquelle le sol est décomprimé s'étend entre la réalisation de l'excavation et la mise en charge du sol par le poids propre de la structure jusqu'à atteindre le poids des terres excavées. Le sol subira ensuite une compression liée à la charge du bâtiment qui n'est pas compensée par le poids du sol excavé. Cette période étant relativement rapide, l'état de consolidation de l'argile n'est pas fortement modifié. Il est donc assez cohérent de supposer que la résistance au cône ne sera pas fortement influencée par la réalisation d'une excavation dans une argile tertiaire.

En comparaison, la modification de l'état de consolidation d'un sable est presque instantanée en raison de sa plus forte perméabilité ($k = 10^{-4}[m/s]$) et de son module œdométrique plus élevé [8]. La suite de ce travail de fin d'études se concentre donc sur l'influence d'une excavation dans des sables sur un profil pénétrométrique.

1.1.2 Les pieux à refoulement

Cette absence de correction de la résistance au cône des pieux à refoulement semble être liée au concept d'état« Swept-out-memory » aussi appelé état asymptotique ou état limite. Il s'agit d'une des caractéristiques les plus frappantes dans le comportement des matériaux granulaires. Selon GUDEHUS (1995), le comportement du sol est indépendant de son état initial. Il est plutôt contrôlé par cet état asymptotique [9] [10]. GUDEHUS propose que chaque direction du taux de déformation d'une diminution de volume soit uniquement liée à un rapport de contrainte asymptotique particulier ainsi qu'à un chemin de contrainte moyenne.

Dans le cas particulier des pieux à refoulement, le sol est amené en butée et atteint finalement cet état « Swept-out-memory ». Le phénomène du refoulement est tellement violent que lors de la prochaine mise en charge le comportement du sol n'est plus impacté par son état initial, il « perd la mémoire » vis-à-vis de son état de contrainte passé.

1.1.3 Les pieux avec peu de refoulement et les pieux avec enlèvement du sol installés avant l'excavation

Cette troisième exception semble également être liée au phénomène de « Swept-out-memory ». D'après GUDEHUS (2012), cet état peut également être atteint suite à l'expansion du sol [11]. Contrairement au cas précédent, le sol est amené en poussée avant d'atteindre l'état asymptotique. Le remaniement du sol étant tellement important que l'état initial du sol n'a plus beaucoup d'importance sur l'état final.

1.1.4 Les excavations d'une tranchée dont la largeur est égale à maximum 50% de la profondeur.

Il a été estimé que pour les excavations étroites, l'influence des bords est telle, que la résistance au cône n'est pas impactée. Cette hypothèse sera évaluée dans la suite de ce travail en analysant l'état de contrainte de modélisation numérique d'excavations étroites.

Le document d'application national de l'Eurocode étant le point de départ de ce travail, son analyse a permis de fixer un cadre aux recherches sur l'influence de l'excavation. Ce TFE cible donc les sols sableux, plus précisément les sables bruxelliens, sans présence de pieu.

1.2 BEGEMAN

BEGEMAN (1970) [12] a mis au point une méthode d'adaptation de la résistance au cône après la réalisation d'une excavation. Cette méthode a longuement été utilisée aux Pays-Bas. BEGEMAN a établi un facteur d'adaptation empirique défini comme suit :

$$X = \frac{1 - \frac{q_{c1}}{q_{c0}}}{1 - \frac{\sigma_{v1}}{\sigma_{v0}}} \cdot 100[\%]$$

La valeur de ce facteur est basée sur la comparaison d'essais CPT réalisés au même endroit avant et après la réalisation d'une excavation. En fonction du contexte géologique ainsi que de la profondeur considérée, le facteur d'adaptation peut varier entre 0 et 1. Aux Pays-Bas, il était généralement préconisé d'utiliser la valeur de $0{,}75$ pour les faibles profondeurs. Cette valeur a tendance à diminuer avec l'augmentation de la profondeur.

La résistance au cône est dès lors obtenue par :

$$q_{c1} = q_{c0} \cdot \left(1 - \frac{X}{100} + \frac{X}{100} \cdot \frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}}\right) [MPa]$$

Une valeur de 100% pour le facteur d'adaptation signifie donc que la résistance au cône varie linéairement avec la contrainte verticale et que le sol s'est adapté à un état de contrainte normale.

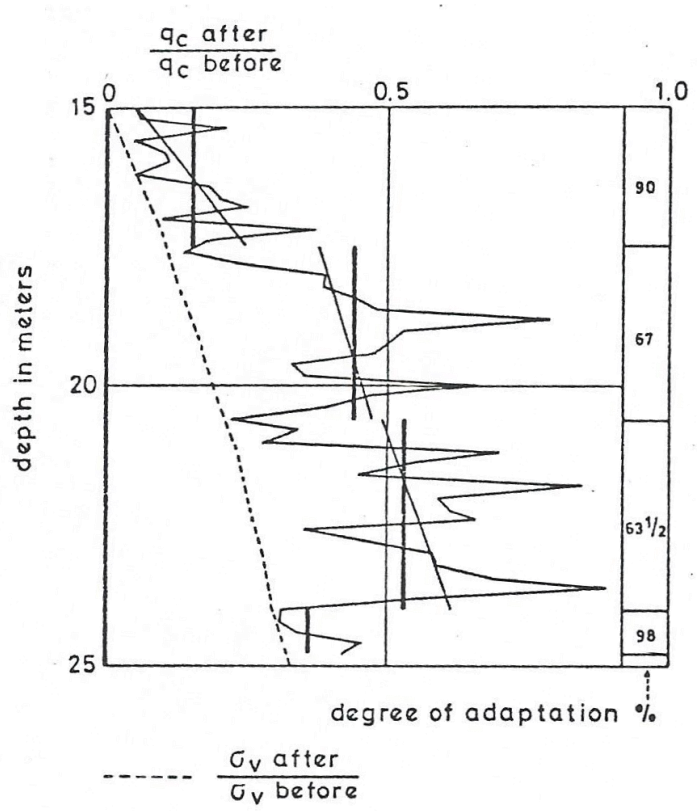


Figure 7: Evolution du rapport entre les résistances au cône avant et après l'excavation en fonction du facteur d'adaptation [12]

On observe à la figure ci-dessus une diminution du facteur d'adaptation avec la profondeur.

BEGEMAN a ainsi permis d'établir que la réalisation d'une excavation pouvait avoir comme conséquence de diminuer considérablement la valeur de résistance au cône suivant les conditions locales.

A travers ses recherches, BEGEMAN a pu prouver le lien entre la résistance au cône et l'état de contrainte du sol. Il a ainsi pu réfuter les hypothèses de VESIC (1972), KÉRISEL (1972) et l'HERMISITIER (1972). Ces trois auteurs suggéraient que la résistance au cône était indépendante de l'état de contrainte. Ils estimaient que la résistance au cône était constante sur une certaine profondeur, fonction du diamètre du cône, pour autant que la densité relative du sol soit constante.

1.3 BROUG

BROUG (1988) [13] a élaboré une correction de la résistance au cône basée sur le rapport entre la contrainte verticale et la contrainte horizontale. L'équilibre initial d'un sol naturel fournit un coefficient de pression neutre des terres, $K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$. Il a été observé que toute réduction de la contrainte verticale entraine une réduction de la contrainte horizontale mais à une vitesse moindre. Ce phénomène peut s'expliquer par la présence de contraintes « imbriquées ». Il s'agit de contraintes résiduelles liées à l'influence de la friction intergranulaire. Le rapport des contraintes suite au déchargement du sol K_{0z} est donc supérieur à K_0. La valeur de ces contraintes « imbriquées » dépend, entre autres, du degré de déchargement, du type de grains, de leur forme, de leur composition et de leur aptitude à l'écrasement.

Ce phénomène est illustré à la figure ci-dessous. L'inverse de la pente de la droite de chargement correspond à K_0 tandis que l'inverse de la pente de déchargement correspond à K_{0z}.

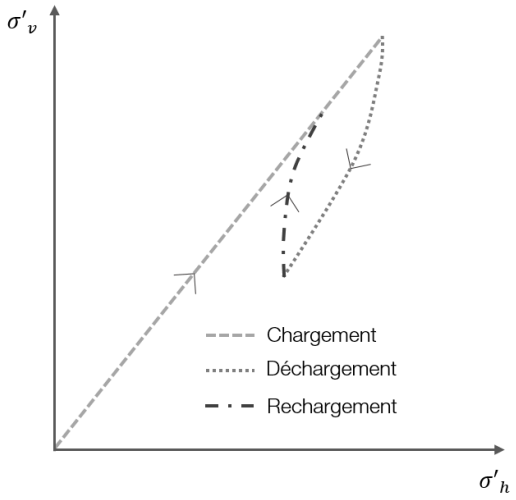


Figure 8:Evolution du coefficient de pression neutre des terres d'un cycle de chargement, déchargement et rechargement [14]

Le déchargement initial du sol amène à une réduction de la contrainte horizontale principalement gouvernée par les propriétés du matériau, notamment le coefficient de Poisson. A cause d'un changement dans la direction des contraintes de cisaillement intergranulaire lors du déchargement, ce coefficient de Poisson comportera toujours un mouvement plastique initial. L'augmentation de K_{0z} lié au déchargement sera supprimée par le phénomène de déformation plastique, résultant en une diminution de la contrainte.

L'analyse théorique des contraintes en fonction du degré de déchargement a été reportée dans un abaque pour différents coefficient de Poisson, Figure 9. Cependant, cette approche fournit des valeurs tendant vers l'infini lorsque le degré de déchargement est inférieur à $0{,}4$. Les valeurs doivent donc être ajustées par une approche pratique limitant la valeur de K_{0z}. Cette dernière est partiellement basée sur des résultats de tests œdométriques. Ces deux types de courbes sont repris dans des abaques à la figure de la page suivante.

La résistance au cône peut dès lors être obtenue par l'expression :

$$q_{c1} = q_{c0} \cdot \frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{K_{0z}}{K_{0i}} \; [MPa]$$

Où K_{0i} correspond au coefficient de poussée des terres à l'endroit considéré.

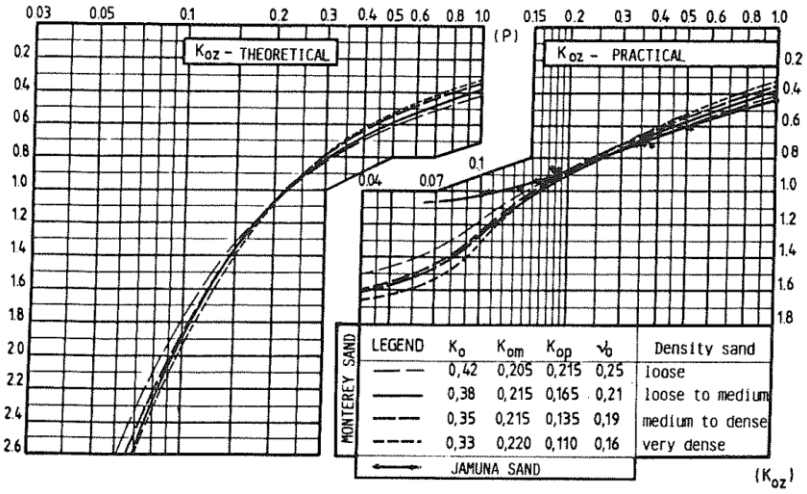


Figure 9: Valeurs théoriques et pratiques de K_{0z}

1.4 DIRECTIVES POUR L'APPLICATION DE L'EUROCODE 7 AUX PAYS-BAS, NEN 9997-1+C2

La directive hollandaise prévoit également la correction de la résistance au cône suite à la réalisation d'une excavation mais uniquement dans les sables et les graviers. Cette correction ne concerne que la résistance au cône liée à des pieux. Elle distingue deux cas selon le mode d'installation des pieux.

1.4.1 Pieu installé par battage ou vibrofonçage après l'excavation

La correction est la suivante :

$$q_{c1} = q_{c0} \cdot \frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}}$$

Il s'agit de la méthode linéaire. Elle correspond à la correction de BEGEMAN pour un facteur d'adaptation de 100%.

1.4.2 Pieu installé avant excavation ou installé sans vibration

La correction est alors la suivante :

$$q_{c1} = q_{c0} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}}}$$

L'idée générale de cette distinction dans la correction est liée au principe énoncé par BROUG. Une excavation conduit à une réduction de la contrainte verticale, mais la contrainte horizontale ne diminue pas à la même vitesse créant ainsi un coefficient de poussée des terres supérieur au coefficient initial. L'installation des pieux par battage et vibrofonçage a tendance à faciliter la diminution de la contrainte horizontale. Le coefficient de poussée des terres devient alors, dans le pire des cas, égal au coefficient initial. C'est donc dans ce cas que la réduction de la résistance au cône est la plus sévère.

Selon BROUWER [15], un certain nombre d'ingénieurs hollandais jugent la première correction trop conservative. La seconde méthode est en revanche couramment utilisée quel que soit le type de pieu.

2 LE TEST DE PÉNÉTRATION AU CÔNE

Le test de pénétration au cône (CPT) est l'un des essais de sol in situ les plus populaires. Ce test polyvalent est devenu au fil des années la référence à travers le monde pour les investigations de sites sableux et argileux. Il doit notamment sa notoriété à sa rapidité, sa répétabilité ainsi qu'à son faible coût économique par rapport aux méthodes in situ classiques comme les forages et les échantillonnages. Il possède également une documentation théorique relativement conséquente ce qui permet de déduire des résultats suffisamment précis.

Le CPT implique le poussage dans le sol, au moyen d'un train de tige, d'un cône muni de divers capteurs permettant ainsi l'enregistrement de multiples mesures en fonction de la profondeur. Ces mesures sont généralement la résistance au cône q_c, le frottement latéral f_s et la pression interstitielle u.

On peut distinguer trois types principaux de test à la pénétration de cône : [16]

1. Le test de pénétration au cône mécanique :

   Aussi connu sous le nom de test à la pénétration au cône hollandais, il a été développé en 1932 par P. BARENTSEN aux Pays-Bas. L'essai mécanique se déroule en trois mouvements : [17]

   - Le cône est poussé dans le sol sur 10 cm ;
   - Le train de tige est poussé à son tour pour rejoindre le cône ;
   - Le cône et le train de tige sont enfoncés ensemble sur 10 cm.

   La procédure fournit des mesures de résistance au cône et de frottement latéral discontinues prises tous les 20 centimètres.

2. Le test de pénétration au cône électrique :

   Contrairement au cône mécanique, il possède des transducteurs permettant d'enregistrer la résistance au cône et au frottement séparément. Cela permet donc d'enfoncer le cône de manière continue et ainsi d'obtenir un profil de résistance continu. Les mesures de résistance au cône et de frottement latéral sont effectuées tous les 2 centimètres.

3. Le piézocône

   Le piézocône ou CPTu se différencie des cônes précédents par l'ajout de la mesure de la pression interstitielle. Celle-ci peut être mesurée soit au niveau du cône, u_2, soit au niveau du manchon, u_3. La mesure de la pression interstitielle fournit une certaine richesse dans les données permettant de mieux caractériser le sol analysé. Le CPTu devient donc très populaire, cependant le CPT reste largement utilisé probablement à cause du coût lié à un nouvel équipement.

Il existe également d'autres avancées notamment le test de pénétration au cône sismique. Il permet de mesurer l'évolution de la vitesse d'une onde de cisaillement en fonction de la profondeur. A intervalles réguliers d'un mètre, une onde de cisaillement est générée à la surface du sol, cette dernière est alors mesurée, après transmission dans le sol, à l'aide d'un géophone présent à la suite du manchon. La vitesse mesurée permet d'obtenir le module de cisaillement du sol.

Le CPTu étant devenu l'outil de référence, la suite de ce travail va se concentrer sur ce dispositif. Dès lors, l'abréviation CPT fera également référence au piézocône. Cependant toutes les informations n'impliquant pas la pression interstitielle restent valables pour les autres CPT.

Equipements

Généralement, un système CPT inclut un pénétromètre électrique, un système de poussage hydraulique avec un train de tiges, un appareil mesurant la profondeur ainsi qu'un système de stockage des mesures effectuées.

Pour permettre une analyse plus aisée des résultats, les dimensions du cône ont été standardisées. C'est ainsi que l'angle du cône est de 60° et son diamètre est soit de $35{,}7\ mm$ ou $44\ mm$ et donc une surface transversale de, respectivement, $10\ cm^2$ et $15\ cm^2$



Figure 10: Cônes standard de $10\ cm^2$ et $15\ cm^2$ [18]

Le poussage du cône ainsi que du train de tiges nécessite un système de poussée hydraulique, généralement installé au sein d'un camion, dont la capacité est typiquement de l'ordre de $200\ kN$ (22 tonnes). La vitesse de poussage du cône électrique et du CPTu a également été standardisée à $2\ cm/s$.



Figure 11: Système de poussage hydraulique (20 tonnes) [19]

3 PARAMÈTRES ISSUS DU CPT

Des développements significatifs dans la compréhension théorique et expérimentale du processus de pénétration d'un cône ainsi que dans l'analyse de l'influence des paramètres géotechniques ont été apportés ces dernières années. Ces développements ont permis de montrer que le comportement réel d'un sol est complexe, rendant délicate sa caractérisation par des modèles relativement simples. C'est pourquoi l'analyse des résultats CPT se base principalement sur des corrélations semi-empiriques déterminées sur base d'essais en chambre de calibration. Toutefois, une majorité de ces relations sont étayées par la théorie.
Cette section fait état d'un certain nombre de relations issues des mesures CPT.

3.1 PARAMÈTRES DIRECTS

Les paramètres mesurés directement à l'aide de capteurs présents sur le CPT sont au nombre de trois :

3.1.1 La Pression interstitielle

La pression interstitielle peut être mesurée à divers endroits du cône.

- u_1 : mesurée au niveau du cône ;
- u_2 : mesurée juste après le cône;
- u_3 : mesurée juste après le manchon;

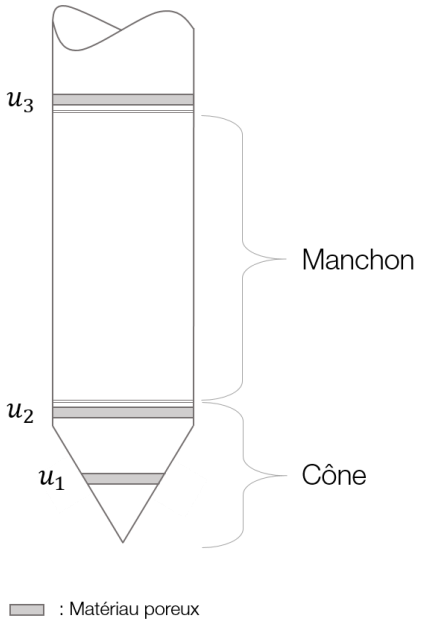


Figure 12: Localisation des différents points de mesure de la pression interstitielle

La mesure de la pression interstitielle se réalise à l'aide de capteurs en contact avec le matériau poreux. La précision de cette mesure n'est pas toujours fiable suite à la perte du caractère saturé de l'élément poreux. La saturation initiale de cet élément avec un liquide visqueux permet de minimiser cette perte de saturation sans toutefois complètement supprimer le problème. [20]

En raison de la géométrie du cône, la pression interstitielle ambiante agira sur les matériaux poreux après le cône et après le manchon. Cet effet est dénommé par LUNNE et AL [17] comme« l'effet de surface inégale ». Il influence la contrainte totale déterminée sur base du cône et du frottement au manchon. Il faudra donc tenir compte de cet effet pour corriger la résistance au cône et la résistance au frottement.

3.1.2 La Résistance au cône

Un capteur de force mesure la force axiale au niveau du cône, F_c. Cette force divisée par la section du cône, A_c, fournit la résistance à la pointe :

$$q_c = \frac{F_c}{A_c}\ [MPa]$$

Comme déjà mentionné, la mesure de la résistance est influencée par la pression interstitielle. « L'effet de surface inégale » détermine le rapport de section de cône, a. Il correspond au rapport entre la section en coupe du manchon, A_n, et la section projetée du cône, A_c. Ce rapport est généralement déterminé en chambre de calibration. Il permet également de standardiser les résultats obtenus via des cônes de dimensions différentes. [17]
La valeur de la résistance au cône corrigée, appelée la résistance totale au cône, est donc la suivante :

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a)\ [MPa]$$

Cette correction est insignifiante dans les sols à grains grossiers comme par exemple les sables. La valeur de q_c étant beaucoup plus importante que celle de u_2, il est couramment accepté de considérer $q_t \approx q_c$. [20]

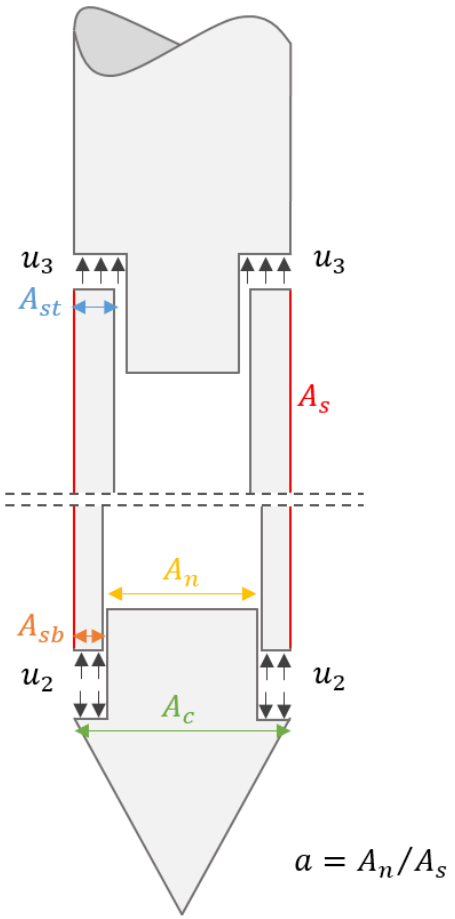


Figure 13: Dimensions du piézocône nécessaires à la correction des mesures

3.1.3 La Résistance au frottement

Un second capteur de force mesure la force axiale le long du manchon, F_s. Cette force est divisée par la section du manchon, A_s, pour obtenir la résistance au frottement :

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \; [MPa]$$

Cette mesure est également influencée par la pression interstitielle, la valeur de résistance au frottement vaut alors :

$$f_t = f_s - \frac{(u_2 \cdot A_{sb} - u_3 \cdot A_{st})}{A_s} \; [MPa]$$

Il est assez difficile d'effectuer cette correction car u_3 est rarement mesuré. LUNNE et AL. [17] recommandent d'ailleurs de ne pas réaliser de correction en absence de cette mesure. L'impact imprécis de la pression interstitielle est une des raisons pour lesquelles la résistance au frottement est généralement considérée comme moins fiable que la résistance au cône.

3.2 PARAMÈTRES ADIMENSIONNELS

La détermination de la stratigraphie ainsi que l'identification du type de sol sont les applications principales des mesures CPT. Cela se fait généralement au moyen de diagrammes liant les paramètres de résistance au cône avec le type de sol.

De nombreux diagrammes ont été développés mais les plus populaires sont ceux de ROBERTSON datant de 1986 [21] et de 1990 [22]. Ils font intervenir un certain nombre de paramètres adimensionnels présentés dans la suite de cette section.

3.2.1 Le Friction Ratio

Généralement le « friction ratio » s'exprime sous la forme suivante :

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}\ [-]$$

Idéalement, il devrait plutôt prendre la forme ci-dessous pour tenir compte des corrections liées à la pression interstitielle :

$$R_f = \frac{f_t}{q_t}\ [-]$$

f_t n'étant que rarement disponible, il prend le plus souvent cette forme :

$$R_f = \frac{f_s}{q_t}\ [-]$$

3.2.2 La Pression interstitielle normalisée

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}\ [-]$$

σ_{v0} correspond à la contrainte verticale totale de surcharge déterminée à la même profondeur que la résistance au cône corrigée ainsi que les pressions interstitielles. Cette contrainte est obtenue pour chaque couche i par l'expression :

$$\sigma_{v0} = \sum(\gamma_{ti} \cdot \Delta Z_i)\ [kPa]$$

Avec :

- $\gamma_{ti}\ \left[\frac{kN}{m^3}\right]$: le poids volumique total associé à la couche i ;
- $\Delta Z_i\ [m]$: l'épaisseur de la couche i .

Pour les sables propres, la pression interstitielle normalisée prend généralement une valeur nulle, $B_q \approx 0\ [-]$.
Tandis que pour les argiles intactes molles à dures, $B_q \approx 0{,}6 \pm 0{,}2\ [-]$

ROBERTSON a établi son diagramme de 1986 sur base de ces paramètres :

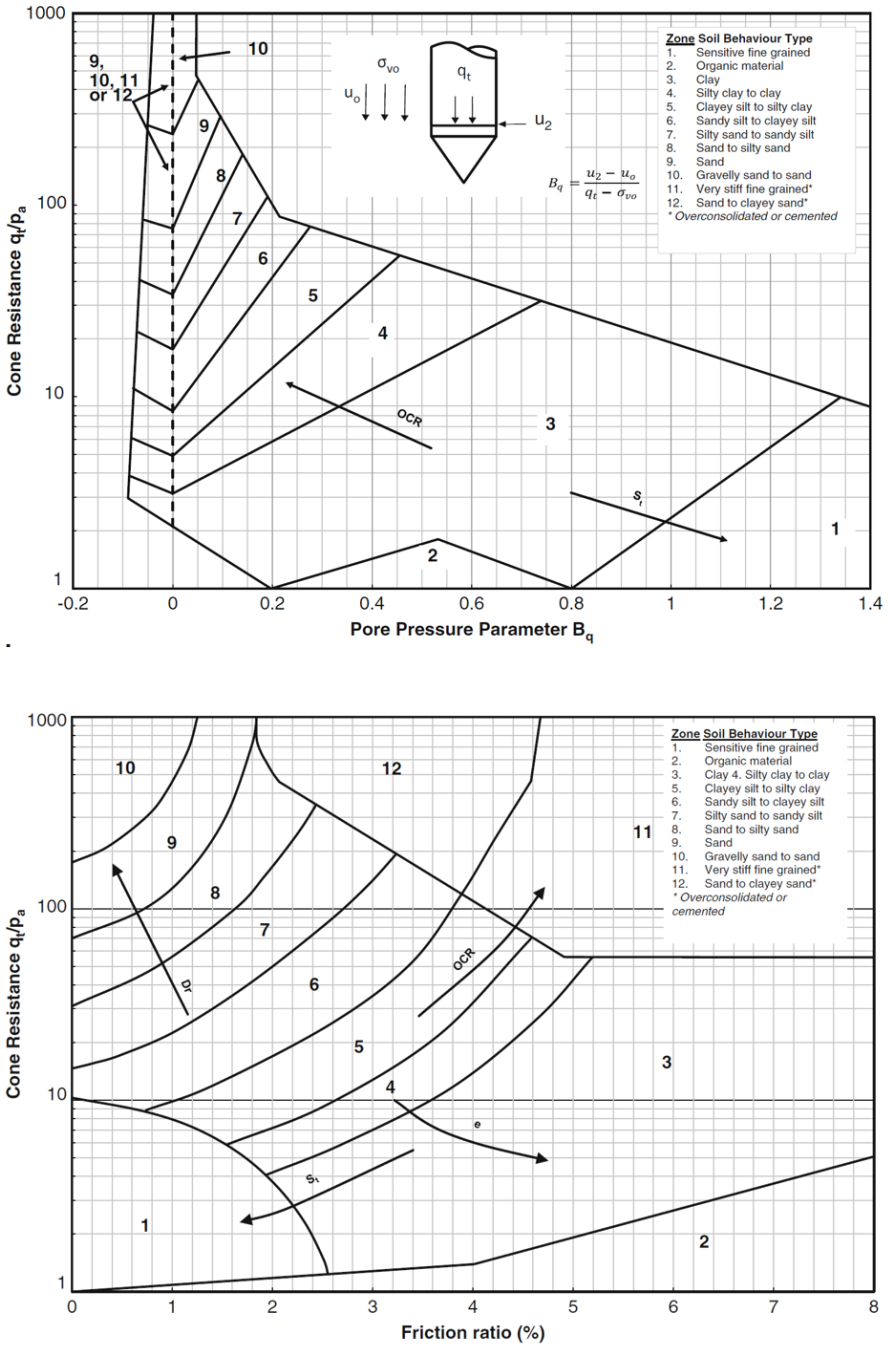


Figure 14: Diagramme de classification des types de sol (adapté de ROBERTSON 1986) [16]

3.2.3 La résistance au cône normalisée

WROTH a observé que la contrainte de surcharge ainsi que la profondeur influencent la résistance à la pénétration [23]. Il serait donc plus judicieux de ne pas uniquement normaliser la pression interstitielle mais également la résistance au cône et la résistance au frottement. C'est ainsi que la résistance au cône normalisée s'exprime par :

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \; [-]$$

La contrainte effective de surcharge est calculée comme suit :

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \; [kPa]$$

Où u_0 est la pression interstitielle hydrostatique.
Sous le niveau phréatique, elle vaut :

$$u_0 = \gamma_w \cdot (z - z_w) \; [kPa]$$

Avec :

- $\gamma_w [kN/m^3]$: le poids volumique de l'eau ;
- $z \; [m]$: la profondeur d'évaluation de la pression interstitielle hydrostatique ;
- $z_w \; [m]$: la profondeur sous le niveau de la nappe phréatique.

En revanche pour les sols secs au-dessus du niveau de la nappe $u_0 = 0 \; [kPa]$.

3.2.4 La résistance au frottement normalisée

La résistance au frottement peut également être normalisée :

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 \; [\%]$$

Les diagrammes d'identification des types de sol de ROBERTSON de 1990 se basent sur ces valeurs.

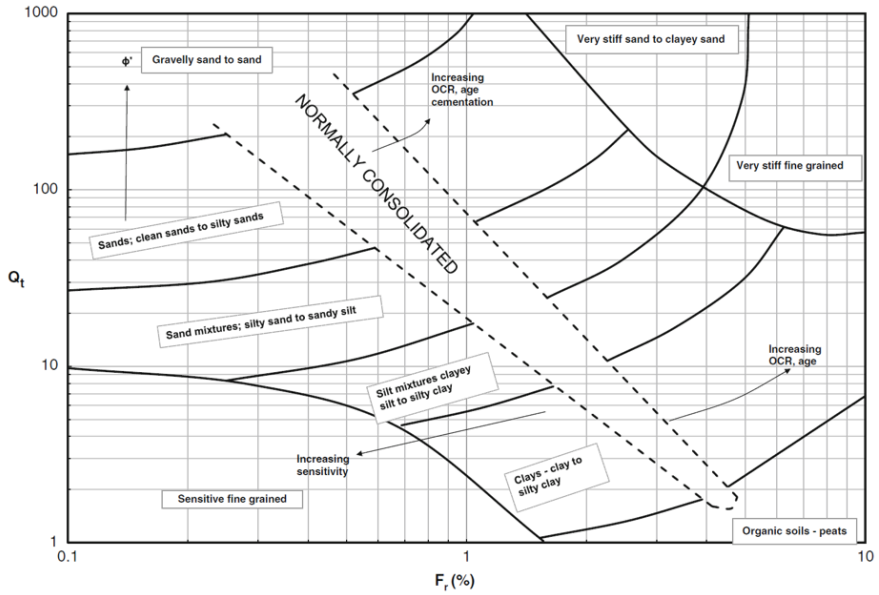


Figure 15: Diagramme de classification des types de sol sur base de données normalisées (adapté de ROBERTSON 1990) [16]

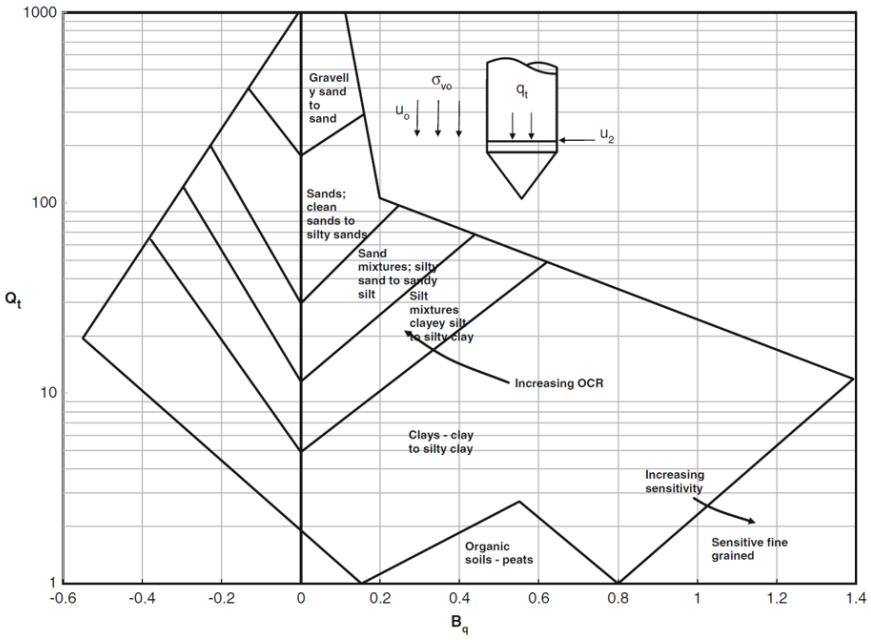


Figure 16: Diagramme de classification des types de sol sur base de données normalisées (adapté de ROBERTSON 1990) [1]

3.2.5 La résistance au cône normalisée alternative

Une seconde normalisation de la résistance au cône a été proposée [24] [25] :

$$Q_{tn} = \frac{\frac{q_t}{\sigma_{atm}}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}}} = \frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}} = q_{t1}$$

Où $\sigma_{atm} = 1\ atm = 1\ bar = 100\ kPa$

Par analogie, il est également possible d'établir Q_{cn} faisant intervenir q_c plutôt que q_t.

3.3 INDICE DE CLASSIFICATION DU SOL

JEFFERIES et DAVIES [26] ont identifié un indice permettant de représenter les différentes zones de types de sol dans un diagramme $Q_t - F_r$ (voir Figure 15). Cet indice représente le rayon de cercles concentriques marquant la limite entre les types de sols. ROBERTSON et WIDE [27] ont transformé la définition de cet indice pour l'adapter au diagramme de ROBERTSON de 1990 [22].

$$I_c = \sqrt{(3{,}47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1{,}22)^2}$$

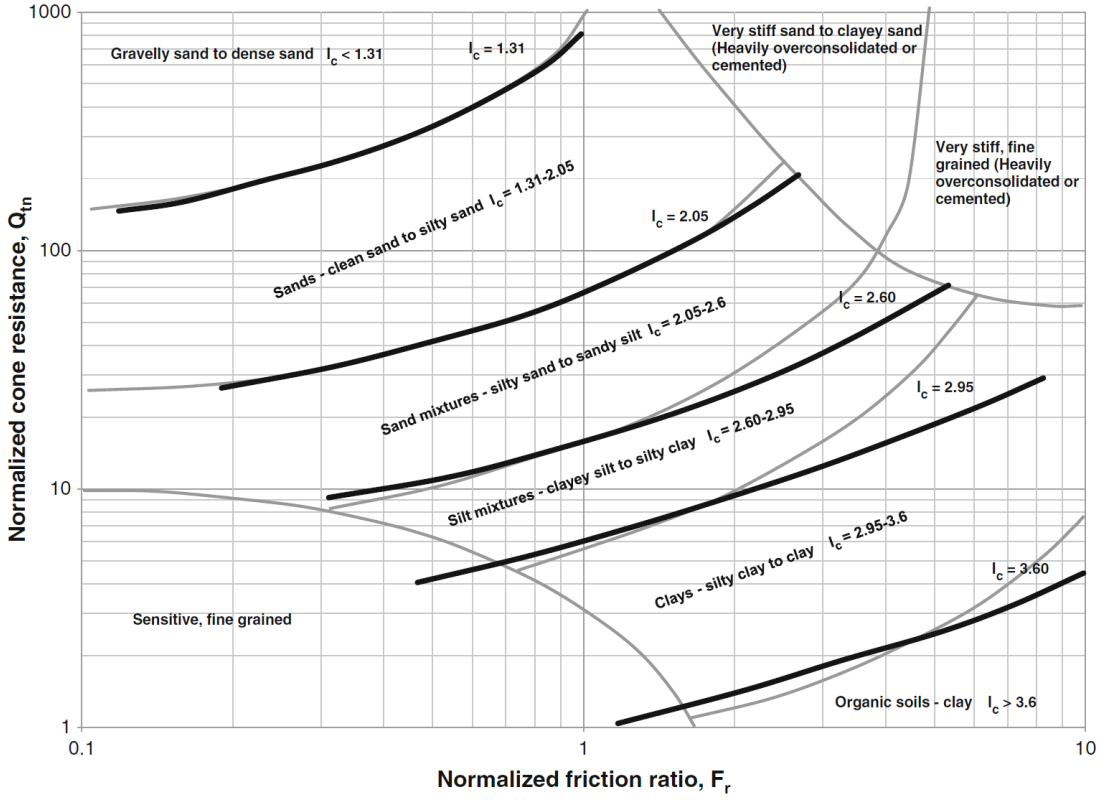


Figure 17: Diagramme d'identification du sol sur base de I_c [16]

3.4 POIDS VOLUMIQUE DES SOLS

Certaines corrélations se basant sur les mesures CPT sont valables pour tout type de sol, elles ne nécessitent donc pas d'identification préalable du sol. C'est le cas pour les expressions suivantes du poids volumique total.

MAYNE et PEUCHEN (2012)

Une expression assez directe a été identifiée entre le poids volumique total et la résistance au frottement par MAYNE et PEUCHEN [28].

$$\gamma_t = 26 - \frac{14}{1 + (0{,}5 \cdot \log(f_s + 1))^2}$$

Avec les unités spécifiques suivantes :

- $\gamma_t \left[\frac{kN}{m^3}\right]$: le poids volumique total ;
- $f_s \, [kPa]$: la résistance au frottement.

Cette expression peut être simplifiée comme suit :

$$\gamma_t \approx 12 + 1{,}5 \cdot \ln(f_s + 1)$$

Comme expliqué précédemment, la valeur de résistance au frottement est la moins fiable des mesures du CPT. Cependant, l'expression précédente faisant intervenir le logarithme de la résistance au frottement, il n'est pas nécessaire d'en avoir une mesure précise pour réaliser une estimation acceptable du poids volumique. Néanmoins, la réalisation d'un échantillon relativement non remanié reste le meilleur procédé pour obtenir une estimation du poids volumique fiable.

ROBERTSON (2010)

Le poids volumique d'un sol peut également être obtenu au moyen de l'expression de ROBERTSON [29] :

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0{,}27 \cdot \log R_f + 0{,}36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{\sigma_{atm}}\right) + 1{,}236$$

3.5 PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES DES SABLES

Les sols peuvent généralement être séparés en deux types principaux, les sols sableux et les sols argileux. Leur comportement étant différent, les relations semi-empiriques permettant de déterminer leurs paramètres géotechniques le sont également. Cette section présente donc les paramètres principaux des sables.

3.5.1 Angle de frottement

La résistance au cisaillement de sols à grains grossiers est généralement exprimée par le pic de l'angle de friction sécant. Pour un sable, ce pic possède deux composantes :

$$\varphi' \approx \phi'_{cs} + \psi'_d$$

- ϕ'_{cs} : une valeur basique de frottement due à la forme des grains, la compressibilité et la minéralogie ;
- ψ'_d : l'angle de dilatance reflétant l'empaquetage relatif des grains et le niveau de contrainte ambiante

Cet angle de frottement est une propriété importante des sols qui contrôle une grande partie de sa réponse à la charge et son état initial de contrainte.

ROBERTSON et CAMPANELLA (1983)

ROBERTSON et CAMPANELLA [30] ont proposé une relation empirique applicable aux sables non cimentés, non âgés, compressibles modérément et à dominance de quartz. Elle a été établie en comparant la résistance au cône issue d'essais de pénétration en chambre de calibration et l'angle de frottement obtenu lors d'essais de compression triaxiaux drainés réalisés pour une contrainte de confinement approximativement égale à la contrainte horizontale dans la chambre de calibration avant la pénétration du cône. Cette relation a été établie sur base de 5 sables.

$$\varphi' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2{,}68} \cdot \left[\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right) + 0{,}29\right]\right) \text{ [°]}$$

KULHAWY et MAYNE (1990)

KULHAWY et MAYNE [25] ont proposé une relation alternative en augmentant le nombre d'essais en chambre de calibration à 24 sables. Ils ont également tenu compte des effets de bords contrairement à l'expression précédente.

$$\varphi' = 17{,}7° + 11{,}0° \cdot \log(q_{t1}) \text{ [°]}$$

UZIELLI et AL (2013)

Une réévaluation des données de KULHAWY et MAYNE en termes de fiabilité et de considérations probabilistes a été réalisée par UZIELLI et AL. [31] L'utilisation d'une loi de puissance a permis d'aboutir à l'expression déterministe suivante :

$$\varphi' = 25° \cdot (q_{t1})^{0,1} \; [°]$$

Conclusion

L'expression d'UZIELLI et AL. semble donc être la plus fiable pour déterminer l'angle de frottement principalement pour trois raisons :

- Il s'agit de l'expression la plus récente. Les recherches ont donc pu se baser sur les découvertes des deux expressions précédentes mais également sur les avancées plus générales dans le domaine scientifique et plus précisément la géotechnique.

- Cette relation se base sur des tests effectués dans 24 sables, ce qui augmente la vraisemblance en comparaison à l'expression de KULHAWY et MAYNE se basant uniquement sur 5 types de sables.

- UZIELLI et AL. ont considéré la fiabilité des données ainsi qu'une approche probabiliste augmentant considérablement la crédibilité de l'expression.

3.5.2 Degré de consolidation

Le degré de consolidation est défini comme le rapport entre la contrainte effective maximale de consolidation et la contrainte effective de surcharge actuelle.

MAYNE (2005)

De multiples analyses de sables siliceux consolidés indiquent que le degré de consolidation est fonction de la contrainte effective, de la résistance au cône et de l'angle de frottement. Ces résultats peuvent être présentés dans l'expression de MAYNE [32] ci-dessous :

$$OCR = \left[\frac{0,192 \cdot \left(\frac{q_t}{\sigma_{atm}}\right)^{0,22}}{(1 - \sin\varphi') \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)^{0,31}} \right]^{\left(\frac{1}{\sin\varphi' - 0,27}\right)} \; [-]$$

MAYNE et AL. (2013)

MAYNE et AL. [33] ont proposé une approche unifiée permettant d'obtenir une première estimation rapide du degré de consolidation :

$$OCR = 0,33 \cdot \frac{(q_t - \sigma_{v0})^{m'}}{\sigma'_{v0}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{100}\right)^{1-m'} \; [-]$$

MAYNE [34] a par la suite suggéré que l'exposant m' a tendance à diminuer avec la taille des grains. Il a pu déterminer l'expression de cet exposant sur base de l'indice de classification des sols.

$$m' = 1 - \frac{0,28}{1 + \left(\frac{I_c}{2,65}\right)^{25}} \; [-]$$

Cette expression est valable pour tous les types de sol puisqu'elle fait intervenir l'indice de classification du sol.

Conclusion

Les deux expressions établies pour le degré de consolidation sont difficilement comparables. Tout d'abord, elles ne concernent pas le même type de sol, ensuite elles ne font pas intervenir les mêmes paramètres géotechniques. On peut cependant émettre le jugement que la seconde expression de MAYNE ET AL. étant plus récente, constitue la suite des recherches liées à la première expression. Elle est serait donc plus fiable.

3.5.3 Densité relative

La densité relative est un paramètre utilisé dans les sables pour identifier le degré de compaction du sol. Elle est définie par :

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \ [\%]$$

Avec :

- e_{max} : l'indice des vides maximal ;
- e_{min} : l'indice des vides minimal ;
- e : l'indice des vides in situ.

La densité relative peut être déterminée par :

- Des procédures de laboratoire permettant d'identifier les différents indices des vides, cependant les résultats divergent selon le laboratoire ayant effectué les tests ;

- Des tests in situ comme la méthode du remplacement de sable ou la jauge de densité nucléaire. Ces procédés ne sont applicables qu'à de faibles profondeurs.

Ces deux approches ayant chacune des inconvénients, le CPT et le SPT sont couramment utilisés en pratique pour déterminer la densité relative sur base de corrélations. De nombreux essais ont été effectués en chambre de calibration pour établir des corrélations entre la résistance au cône et la densité relative des sables.

Ces essais ont montré que la résistance au cône est contrôlée par la densité relative mais également par les contraintes effectives verticales et horizontales ainsi que la compressibilité du sable. ROBERTSON et CAMPANELLA [30] ont prouvé que les relations entre la résistance au cône et la contrainte verticale effective pour différentes densités relatives données ont une allure similaire mais sont fortement influencées par la compressibilité du sable.

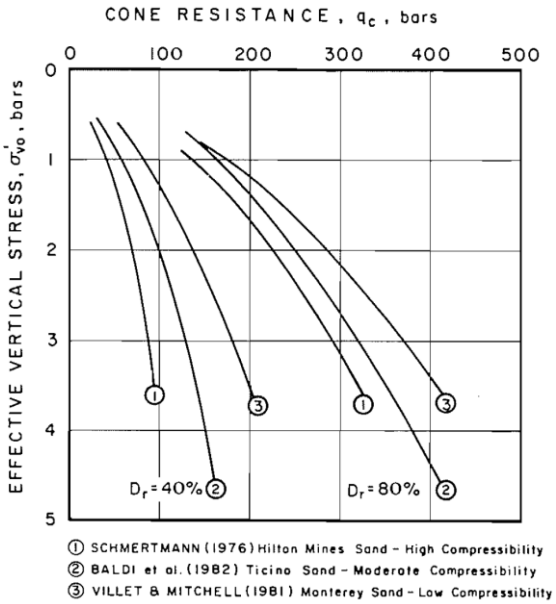


Figure 18: Effet de la compressibilité du sable sur la relation entre D_r, q_c et σ'_{v0} [30]

On peut observer à la figure ci-dessus que les sables fortement compressibles présentent des résistances au cône plus faibles que les sables faiblement compressibles pour une même densité relative.

BALDI (1986)

Sur base de tests en chambre de calibration sur du sable du Tessin, BALDI et Al [35] recommandent la formule suivante :

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln\left(\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma')^{0,55}}\right) \ [\%]$$

Où

- C_0 et C_2 $[-]$ sont des constantes propres au sol ; pour un sable modérément compressible, normalement consolidé, non âgé, non cimenté et à dominance de quartz, $C_0 = 157$ et $C_2 = 2{,}41$

- σ' $[kPa]$ est soit la contrainte effective verticale, σ'_{v0}, pour les sables normalement consolidés soit la contrainte effective moyenne, σ'_m, pour les sables surconsolidés.

- q_c $[kPa]$ est la résistance au cône.

JAMIOLKOWSKI ET AL. (2001)

La formulation précédente ne tient cependant pas compte des effets de bords liés à la chambre de calibration. Un nouvel examen de ces résultats a permis à JAMIOLKOWSKI et AL. [24] d'incorporer un coefficient de correction de l'effet de bord dans l'expression de la densité relative :

$$D_r = 100 \cdot [0{,}268 \cdot \ln(q_{t1}) - b_x]$$

Le facteur b_x dépend de la compressibilité du sol :

- Compressibilité élevée : $b_x = 0{,}525$;
- Compressibilité moyenne : $b_x = 0{,}675$;
- Compressibilité faible : $b_x = 0{,}825$;

Cette relation peut être modifiée pour exprimer la résistance au cône en fonction de la densité relative et de la contrainte effective verticale :

$$q_t = exp\left[\left(\frac{D_r}{100} + b_x\right) \cdot \frac{1}{0{,}268}\right] \cdot \sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}\ [kPa]$$

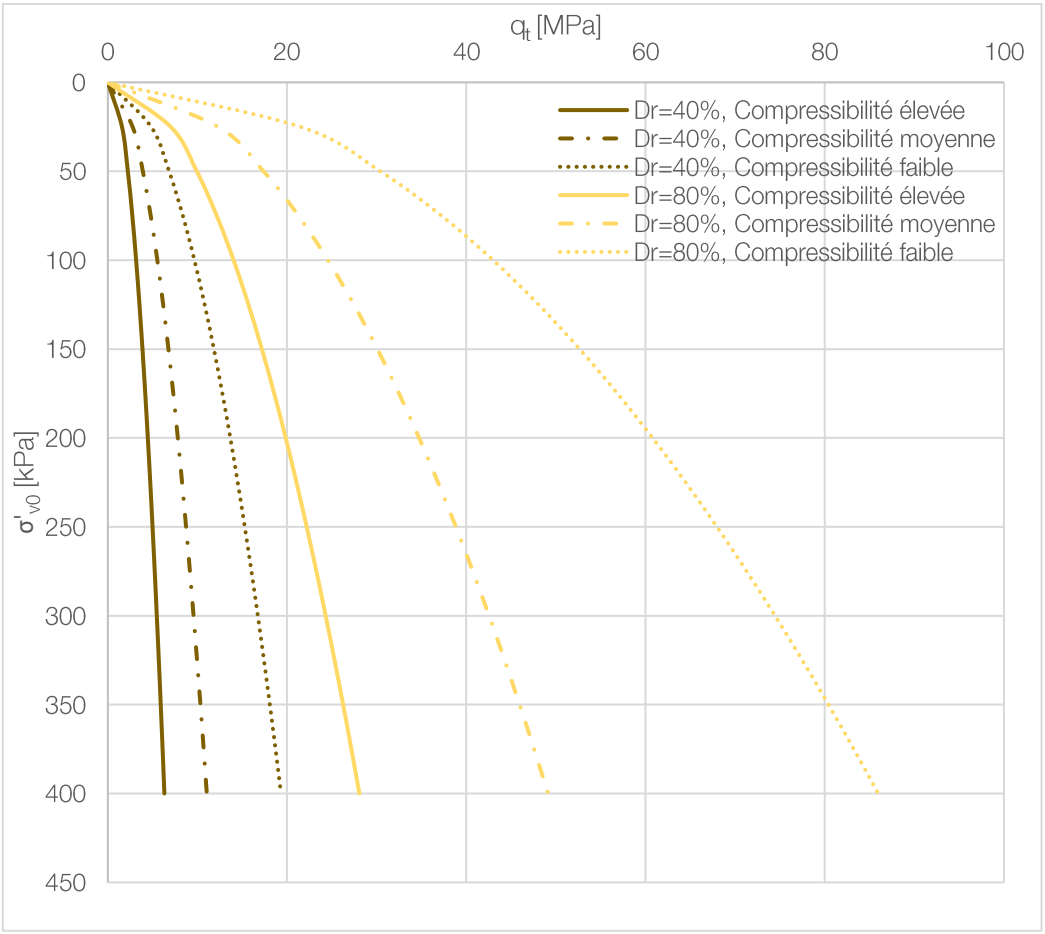


Figure 19: Effet de la compressibilité sur la relation entre q_t, D_r et σ'_{v0} (d'après Jamiolkowski et al. [24])

On remarque à la figure ci-dessus que la relation de JAMIOLKOWSKI et AL. [24] permet d'exprimer l'influence de la compressibilité sur la relation entre la résistance au cône et la contrainte verticale. On retrouve ainsi le phénomène énoncé par ROBERTSON et CAMPANANELLA [30] au travers de la Figure 18.

Sur base de tests en chambre de calibration effectués sur 8 sables préconsolidés, MAYNE [36] a intégré l'effet de la consolidation pour des sables de compressibilité moyenne.

$$b_x \approx 0{,}675 \cdot OCR^{0{,}2}$$

KULHAWY et MAYNE (1990)

KULHAWY et MAYNE [25] ont proposé une relation largement utilisée permettant également de tenir compte des effets de la compressibilité et du degré de consolidation.

$$D_r{}^2 = \frac{Q_{cn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR}}$$

Avec :

- $Q_{cn} = \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}}$ $[-]$: la résistance au cône normalisée ;
- Q_c $[-]$: le facteur lié à la compressibilité :
  - $Q_c = 0{,}91$: compressibilité élevée ;
  - $Q_c = 1$: Compressibilité moyenne ;
  - $Q_c = 1{,}09$: Compressibilité faible
- $Q_{OCR} = OCR^{0{,}18}$ $[-]$: le facteur lié au degré de consolidation

Cette expression ressemble à celle que KULHAWY et MAYNE ont proposée pour le « Standard penetration test » (SPT). Cependant la relation établie pour le SPT inclus un facteur lié à l'âge du sol alors que l'expression pour le CPT n'est valable que pour les sols non âgés. Ils ont donc modifié l'expression précédente pour incorporer un facteur lié à l'âge, Q_A .

$$D_r{}^2 = \frac{Q_{cn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A}$$

Avec

$Q_A = 1{,}2 + 0{,}05 \cdot \log\left(\frac{t}{100}\right)$, t étant exprimé en année.

MAYNE (2014)

Les tests en chambre de calibration ont également été effectués sur des sables calcaires carbonatés. La tendance entre la densité relative et la résistance au cône ne semble pas être liée à un logarithme ou une racine carrée, mais plutôt être linéaire. [37]

$$D_r = 0{,}87 \cdot q_{t1}$$

Conclusion

L'expression de KULHAWY et MAYNE semble être la plus appropriée pour calculer la densité relative car il s'agit de la seule relation faisant intervenir le plus de facteurs influençant la densité relative : compressibilité, degré de consolidation et âge du sol. Cela permet notamment d'expliquer sa large utilisation.

3.5.4 Modèle global d'EMERSON et AL. (2008)

La plupart des corrélations géotechniques présentées précédemment ont été établies pour des profondeurs supérieures à 2-3 mètres, et par conséquent pour des pressions de confinement dépassant les $50\ kPa$. L'application de ces relations pour des pressions inférieures est fortement questionnable or la bonne compréhension de la résistance au cône à plus faible profondeur peut être tout aussi capitale.

EMERSON et AL. [38] ont développé un modèle permettant de déterminer la résistance au cône de manière fiable pour toute profondeur considérée. La réalisation expérimentale de tests de pénétration d'un cône dans une chambre de calibration a permis d'identifier un comportement global. On observe trois phases principales pour les sables médium à dense, la première phase n'étant pas bien définie pour les matériaux lâches.

1. *Une phase initiale de pénétration* :
   L'augmentation de la résistance au cône est rapide, le profil présente une concavité vers le haut. Cette phase est associée à un mouvement vers le haut de la surface du sol proche du cône.

2. *Une phase de transition* :
   L'augmentation de la résistance au cône ralentit.

3. *Une phase quasi-stationnaire :*
   La résistance au cône tend vers une valeur quasi-stationnaire, q_{st}, augmentant faiblement avec la profondeur.
   q_{st} est atteint à partir de la profondeur critique, Z_{crit}. Cette profondeur augmente avec l'état de compacité des sables. Dans ce cas, le sol n'est pas sujet à des mouvements en surface. EMERSON et AL fournissent une expression permettant d'obtenir la valeur de q_{st} sur base de la densité relative du sol ou de son angle de frottement. La profondeur critique peut ensuite être obtenue sur base de la résistance au cône quasi-stationnaire.

Ces trois phases sont présentées à la figure suivante :

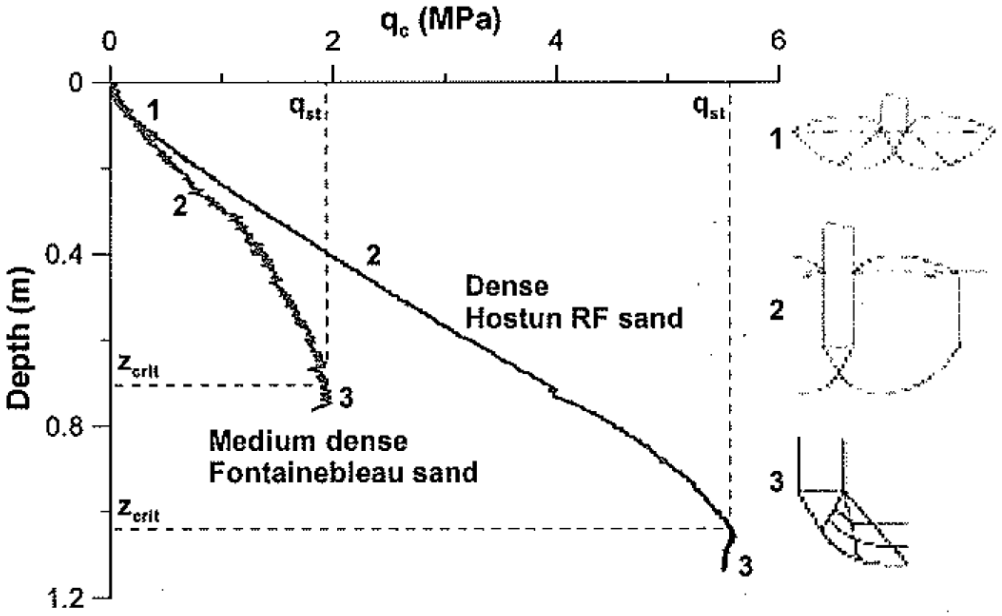


Figure 20: Modèle CPT global d'EMERSON et AL. [38]

Un profil CPT peut être interprété comme une transition entre un modèle de fondation peu profonde et un modèle de fondation profonde. Lors de la première phase, le sol autour de la pointe se dilate à cause du faible état de contrainte, mobilisant ainsi le sol à la surface.

Lorsque la pénétration continue, la contrainte autour du cône augmente, la rupture a désormais lieu par poinçonnage du sol sous la pointe.

Le passage entre ces comportements dépend de la densité du sol. Un sable dense peut être sujet à un déplacement latéral important, en revanche on observe beaucoup plus rapidement un poinçonnage dans les sables très lâches.

La compressibilité du sol influence également le changement de concavité de la courbe CPT. Le passage du modèle d'une fondation peu profonde au modèle d'une fondation profonde correspond à la transition entre un sol dilatant et un sol contractant. La prédominance des mécanismes de compressibilité associée au modèle des fondations profondes se traduit par le fait que la résistance au cône tende vers une valeur quasi-stationnaire.

Un sol surconsolidé aura aussi une dilatation moindre suite à son niveau important de contrainte horizontale.

La modélisation globale de l'essai CPT se fait alors par la combinaison du modèle de BIAREZ et GRÉSILLON (1972) [39] à faible profondeur et celui de JAMIOLKOWSKI et AL. (2003) [24] pour les profondeurs plus importantes. Ce modèle global est présenté à la Figure 21.

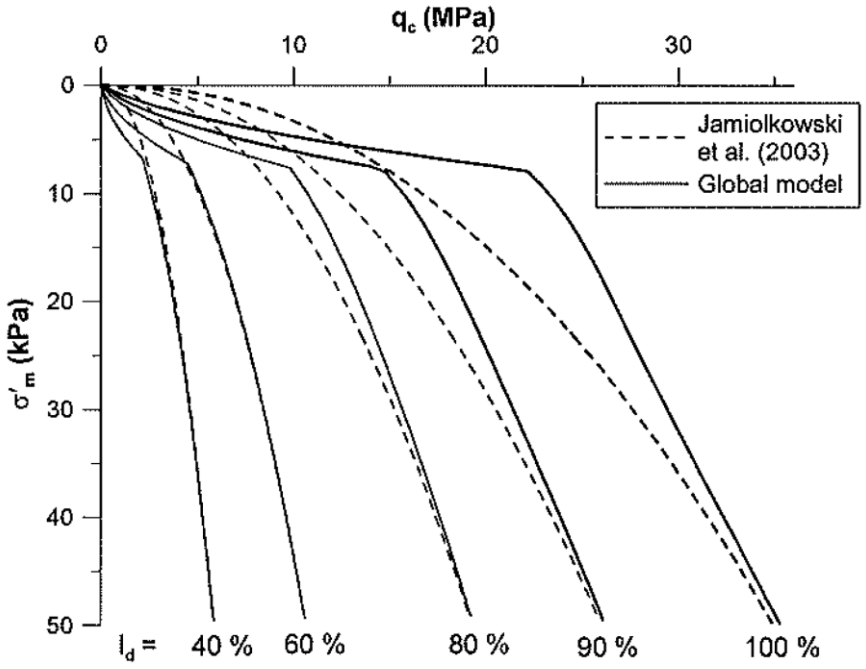


Figure 21: Comparaison du modèle global d'EMERSON et AL. [38] avec le modèle de JAMIOLKOWSKI et AL. [24] valable pour un degré de confinement élevé.

3.6 PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES DES ARGILES

La nature non drainée des sols argileux influence leurs comportements et les corrélations CPT des paramètres géotechniques. Comme évoqué antérieurement ce travail se concentre sur le comportement des sables et non des argiles lors de la pénétration d'un cône. Les corrélations des sols argileux sont donc moins détaillées.

3.6.1 Résistance au cisaillement non drainé

Il s'agit d'un des paramètres géotechniques les plus fréquemment dérivés du test de pénétration au cône. Cette résistance ne peut être mesurée directement, elle est donc obtenue par des corrélations empiriques.

s_u sur base de la résistance au cône mesurée

De nombreuses études ont été menées sur la détermination de la résistance au cisaillement et un certain nombre de théories ont été élaborées. Cependant, la forme la plus couramment acceptée est celle de TERZAGHI :

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

Avec N_k $[-]$ le facteur de cône empirique.

KJESTAD et AL (1978) [40] ont montré que pour des argiles non-fissurées surconsolidées, N_k avait une valeur moyenne de 17 lorsque le test triaxial de compression était choisi comme référence pour la résistance.

LUNNE et KLEVEN (1981) [41]ont quant à eux montré que ce facteur varie entre 11 et 19 avec une valeur moyenne de 15 pour les argiles marines normalement consolidées lorsque le test de Vane est choisi comme référence.

s_u sur base de la résistance totale

L'émergence du CPTu et la mesure de la pression interstitielle a permis de corriger la résistance au cône, comme expliqué auparavant. L'équation précédente a donc été réécrite en termes de résistance totale.

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

Avec N_{kt} $[-]$ le facteur de cône empirique lié à la résistance au cône totale.

De nombreuses recherches se sont concentrées sur la détermination de N_{kt} Cependant, aucun consensus n'a été trouvé entre les différentes théories. Cette absence d'approche unifiée est liée au caractère non unique de la résistance au cisaillement non drainé. Sa valeur dépend de la direction de chargement, du taux de déformation, des conditions limites, du niveau de contrainte mais également du remaniement de l'échantillon. [42]

Il est tout de même possible d'établir que N_{kt} varie entre 10 et 18 avec une valeur moyenne de 14.

s_u sur base de la résistance au cône effective

SENESSET et AL. (1982) [43] ont suggéré l'utilisation de la résistance au cône effective. Elle est définie comme la différence entre la résistance au cône mesurée et la pression interstitielle u_2.

$$s_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}}$$

Avec N_{ke} $[-]$ le facteur de cône empirique lié à la résistance au cône effective

SENESSET et AL. (1982) [43] ont indiqué une valeur pour le paramètre de résistance au cône, $N_{ke} = 9 \pm 3$.

LUNNE et AL. (1985) [44] ont montré que N_{ke} varie entre 1 et 13 mais également qu'il semble corrélé avec la pression interstitielle normalisée B_q.

3.6.2 Coefficient de pression latérale des terres.

Ce coefficient représente le rapport entre les contraintes effectives horizontales et verticales

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$$

KULHAWY et MAYNE (1990) [25] ont suggéré une approche assez simplifiée :

$$K_0 = 0{,}1 \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)$$

3.6.3 Degré de consolidation

ROBERTSON (2009)

Sur base de la relation entre la résistance au cisaillement non drainé et le degré de consolidation, ROBERTSON [45] a suggéré l'expression suivante :

$$OCR = 0{,}24 \cdot {Q_t}^{1{,}25}$$

KULHAWY et MAYNE (1990)

Une expression plus simplifiée a été proposée par KULHAWY et MAYNE [25] :

$$OCR = k \cdot Q_t$$

k est le facteur de préconsolidation du cône, il varie entre $0{,}2$ et $0{,}5$ avec une valeur moyenne de $0{,}33$. Une valeur de k élevée est recommandée pour les argiles âgées et fortement surconsolidées.

MAYNE (1991)

Outre l'expression du degré de consolidation présentée dans la section relative aux sables, également valable dans les argiles, MAYNE [46] a suggéré une approche basée sur la combinaison de la théorie de l'expansion de cavité et de celle de l'état critique.

$$OCR = 2 \cdot \left[\frac{1}{1{,}95 \cdot M + 1} \cdot \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}}\right]^{1{,}33}$$

Avec

$$M = \frac{6 \cdot \sin\phi'}{3 - \sin\phi'}$$

Ce paramètre M représente la pente de la droite d'état critique.

3.6.4 Poids volumique

MAYNE et PEUCHEN (2012) [28] ont proposé une expression pour le poids volumique des argiles normalement consolidées et faiblement surconsolidées :

$$\gamma_t = 0{,}636 \cdot (q_t)^{0{,}072} \cdot \left(10 + \frac{m_q}{8}\right)$$

Avec le rapport de résistance en fonction de la profondeur :

$$m_q = \frac{q_t}{z} \left[\frac{kN}{m^3}\right]$$

3.6.5 Angle de frottement

MAYNE (2005) [32]a établi une relation pour l'angle de frottement des argiles normalement consolidées et légèrement surconsolidées :

$$\varphi' = 29{,}5 \cdot {B_q}^{0{,}121} \cdot \left[0{,}256 + 0{,}336 \cdot B_q + \log Q_t\right]$$

L'ensemble de ces paramètres géotechniques caractérisant les sables et les argiles sont repris dans un flow chart en annexe. Il représente le processus permettant de passer des mesures effectuées directement avec le CPT aux paramètres géotechniques, on peut ainsi y distinguer les étapes et les paramètres intermédiaires.

B. ETUDE DE L'INFLUENCE D'UNE EXCAVATION SUR L'ÉTAT DE CONTRAINTE

1 INTRODUCTION

Les corrections de résistance au cône ainsi que les corrélations issues du CPT indiquent un lien important entre la résistance au cône et l'état de contrainte du sol. C'est pourquoi l'influence d'une excavation sur la contrainte verticale d'un sol a été étudiée.
Généralement, l'état de contrainte d'un sol est analysé suite à un chargement du sol par une fondation. Il est possible par analogie de considérer une excavation comme l'application d'une charge négative. Son influence peut dès lors être analysée au moyen de modèles initialement prévus pour analyser l'impact d'un chargement du sol. Cette approche théorique sera ensuite comparée à une modélisation numérique pour en vérifier l'adéquation au cas étudié.

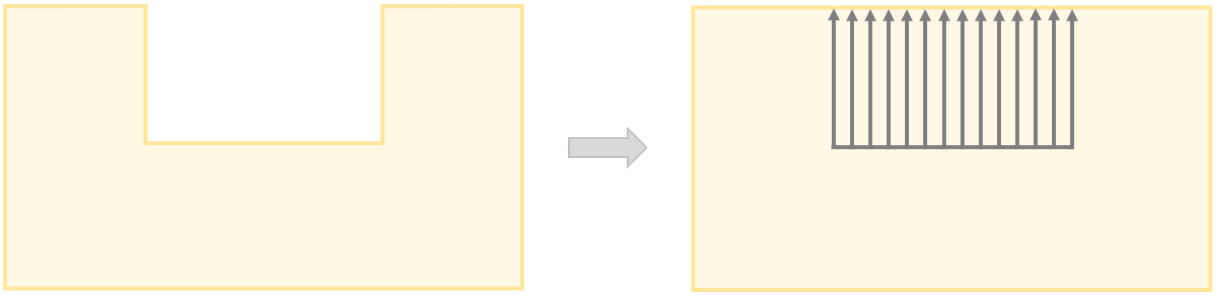


Figure 22: Modélisation de l'excavation en tant que charge

2 MODÈLE DE BOUSSINESQ

L'analyse de la modification des contraintes suite à une excavation correspond à la détermination de l'équilibre statique auquel chaque élément de sol doit répondre. Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales sont représentées à la figure ci-dessous.

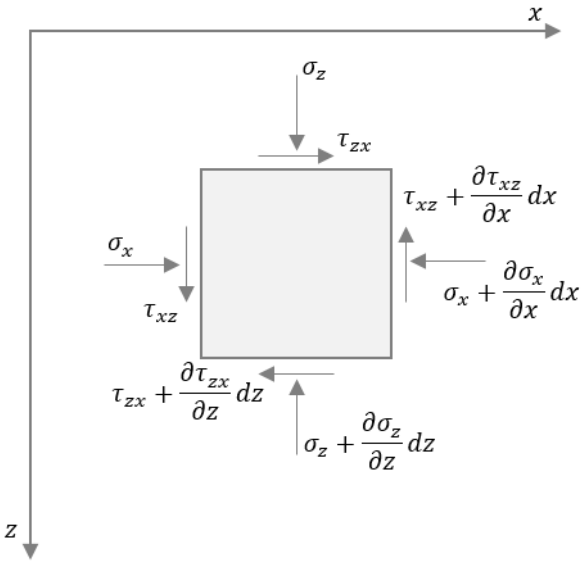


Figure 23: Etat de contrainte bidimensionnel d'un élément de massif de sol

En négligeant les termes différentiels d'ordre supérieur, l'équilibre des moments au centre de l'élément permet d'obtenir :

$$\tau_{xz} = \tau_{zx}$$

L'égalisation des forces dans les directions en x et en z fournit les équations d'équilibre suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - X = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - Z = 0$$

X et Z représentent les forces volumiques, respectivement, dans la direction x et z. En termes de contraintes totales, X est nul tandis que Z correspond au poids volumique des terres au-dessus de l'élément considéré.

Ces équations d'équilibre sont indépendantes des propriétés des matériaux, elles peuvent donc être appliquées aussi bien pour un comportement élastique que plastique. Il a été montré que l'augmentation des contraintes verticales en un point donné, due à une charge, est insensible à une certaine variation des caractéristiques géotechniques du sol telles que l'hétérogénéité, l'anisotropie et la non-linéarité de la relation contrainte-déformation. Cette insensibilité de la contrainte verticale est liée à l'hypothèse de répartition uniforme de la pression. [47]

Par conséquent, la solution fournie par la théorie élastique linéaire, dans laquelle le sol est supposé homogène et isotrope, est suffisamment précise. Il est à noter que cette solution n'est pas concluante pour des sables meubles et des argiles molles, en particulier lorsqu'ils sont recouverts par une couche de sol dense ou rigide.

En revanche, les variations de contraintes horizontales et de cisaillement sont relativement sensibles aux caractéristiques du sol.

L'étude de la variation de contraintes va être réalisée plus en détails en étudiant un modèle considérant la théorie élastique linéaire, le modèle de BOUSSINESQ. Ce modèle peut prendre des formes diverses selon le type de charge.

2.1.1 Charge ponctuelle

BOUSSINESQ a établi l'expression des contraintes induites par l'application d'une force ponctuelle à la surface d'un massif semi-infini en 1885.

Ce modèle suppose que le massif est :

- Semi-infini ;
- Élastique, caractérisé par le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν ;
- Homogène, E et ν valables en tout point du domaine élastique ;
- Isotrope.

BOUSSINESQ a développé la solution donnant le champ de contraintes $(\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_{r\theta})$ en tout point de coordonnées polaires (r, θ) vis-à-vis du point d'application de la charge ponctuelle Q. [48]

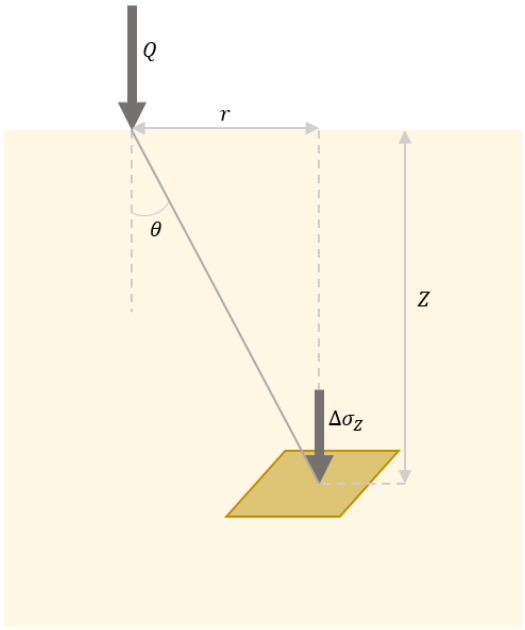


Figure 24: Evolution de la contrainte verticale induite par une charge ponctuelle selon Boussinesq

Il en a déduit en particulier l'accroissement de la contrainte verticale, $\Delta\sigma_z$, lié à cette charge verticale : [49]

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2}\frac{Q}{\pi z^2}\left(\frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2}\right)^{\frac{5}{2}}$$

L'hypothèse d'homogénéité mécanique du massif de sol est critiquable. Le module de déformation d'un milieu granulaire croît avec la contrainte initiale de référence. Il serait plus approprié de modéliser le comportement d'un sol en le caractérisant par un module croissant avec la profondeur, et donc également croissant avec la contrainte, plutôt que par un module d'élasticité constant.

Il faut cependant noter que l'expression d'accroissement de contrainte de BOUSSINESQ ne dépend pas du module d'élasticité. Cela confère à l'expression un caractère séduisant qui a permis sa large utilisation. [48]

Cette expression de BOUSSINESQ constitue le point de départ d'une série de formulations exprimant la variation de contrainte pour des chargements de formes et de types divers.

2.1.2 Charge répartie

Les contraintes en un point du massif de sol lié à l'application d'une charge uniformément répartie sont obtenues par l'intégration de la solution pour une charge ponctuelle. Cette opération se base sur le principe de superposition.

Le principe de superposition

Ce principe permet de considérer les effets engendrés par un ensemble d'actions comme la somme algébrique des effets engendrés par chacune des actions prises séparément.

Ce principe est applicable à un système lorsque les déformations sont proportionnelles aux contraintes, $\sigma = E \cdot \varepsilon$

Il est également applicable aux sols hétérogènes anisotropes lorsque :

- En chaque point, les déformations sont proportionnelles aux contraintes pour toutes les directions. Le rapport de proportionnalité n'étant pas nécessairement le même en chaque point.
- Ce rapport de proportionnalité est le même en chaque point d'un plan horizontal pour une même direction.

Le sol ne répond pas exactement à ces conditions, cependant le principe de superposition est applicable avec une certaine fiabilité pour autant que :

- La modification des contraintes soit petite par rapport à la contrainte initiale ;
- Les modifications de contraintes soient de même signe pour les points appartenant au même plan horizontal. [48]

Charge uniforme rectangulaire

Sur base de l'expression de BOUSSINESQ, l'ingénieur Français Alfred FLAMANT [50] a obtenu, en 1892, la solution pour un chargement vertical linéaire d'un massif semi-infini, homogène, isotrope et élastique. Il s'agit de la superposition d'un nombre infini de charges ponctuelles le long de l'axe y. Cela correspond donc au problème bidimensionnel de BOUSSINESQ.

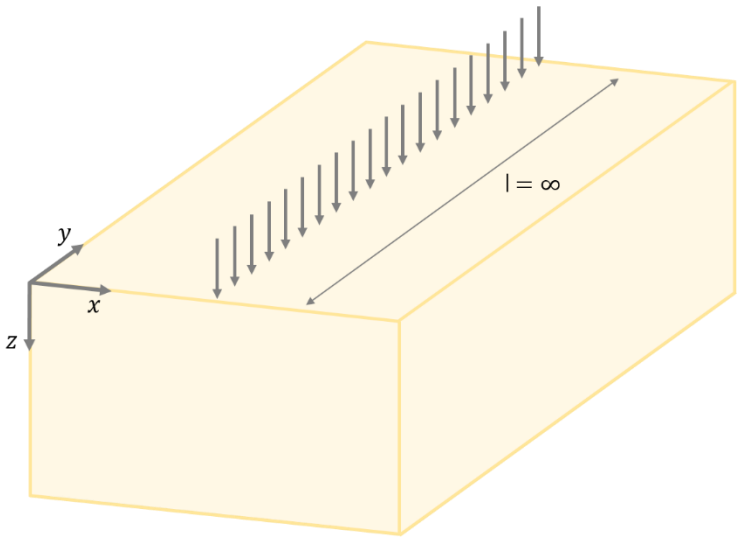


Figure 25: Problème bidimensionnel de BOUSSINESQ (FLAMANT)

Sur base de la solution de FLAMANT, il a été possible, par le principe de superposition, de déterminer l'état de contrainte lié à un rectangle de largeur fixé et de longueur infinie.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left[\frac{\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)}{\pi}\right]$$

Où α et β sont exprimés en radians ; ils sont représentés à la Figure 26.

L'expression peut se réexprimer sous la forme ci-dessous pour faire intervenir I, un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot I$$

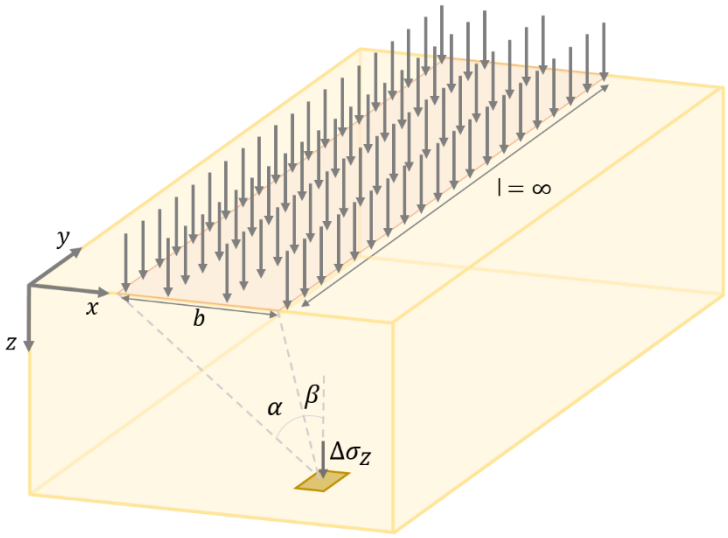


Figure 26: Rectangle de longueur infini chargé uniformément

La variation de contrainte dans le massif peut être représentée par un bulbe d'influence. Il s'agit d'un diagramme d'isocontraintes lié à la surcharge. Cette représentation a l'avantage de permettre la visualisation des zones impactées ou non par la présence d'une charge. Ce diagramme permet d'observer la décroissance non linéaire de l'effet de la charge en fonction de la profondeur.

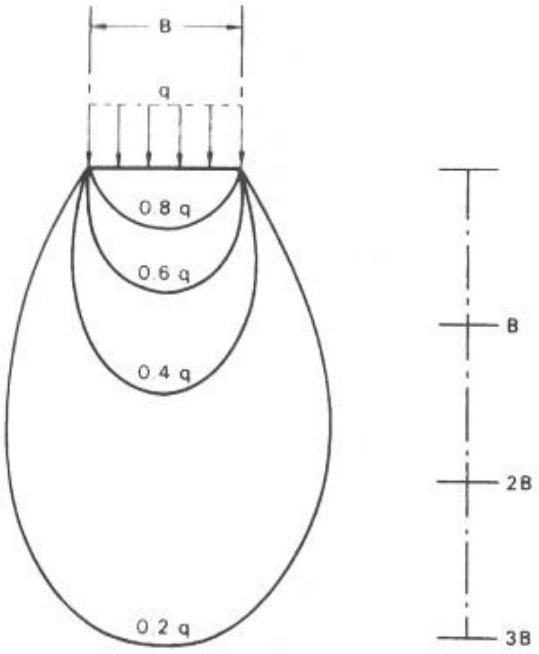


Figure 27: Bulbe d'influence selon Flamant [49]

3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Une analyse numérique de l'impact d'une excavation sur l'état de contrainte du sol a été établie sur base du logiciel aux éléments finis *Plaxis*. Cette modélisation permettra de réaliser une comparaison avec la solution de FLAMANT présentée précédemment.

3.1 PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DU MODÈLE

L'impact de l'excavation a été modélisé en deux dimensions à l'aide du modèle de « déformation plan ». Ce modèle a la particularité de considérer le plan de l'axe *z* comme infini. Les paramètres géométriques des excavations qui sont variables sont donc la largeur et la profondeur, la longueur étant infinie.

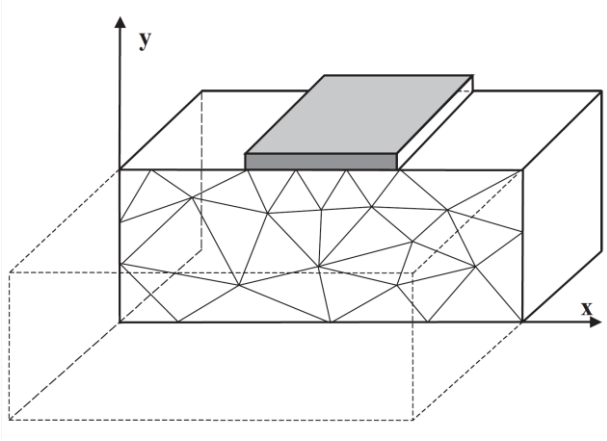


Figure 28: Modèles de « déformation plan » [51]

Le maillage a été réalisé à l'aide de triangles à 15 nœuds et à 12 points de Gauss. Ce type de triangle permet un calcul précis des contraintes aux points de Gauss pour des situations complexes.

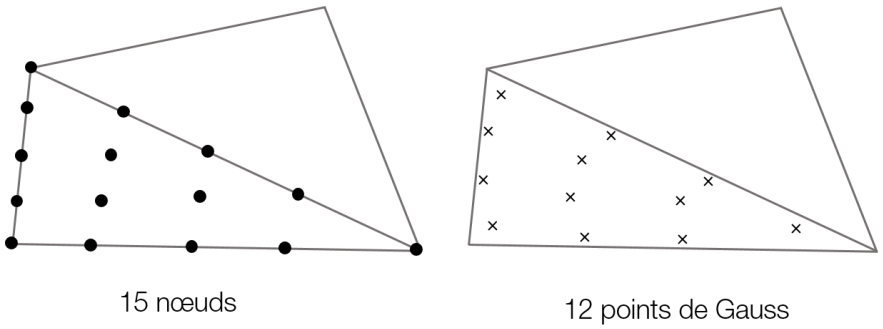


Figure 29: Eléments de maillage du modèle [51]

3.2 MODÈLE DE SOL

Le sol peut être modélisé à l'aide de différents modèles dans le logiciel *Plaxis*. Il a été choisi de considérer le problème à l'aide du modèle de MOHR-COULOMB.

MOHR-COULOMB est un modèle permettant une première approximation, relativement fiable, du comportement d'un sol. Il s'agit d'un modèle élastique linéaire parfaitement plastique. C'est-à-dire que le sol est d'abord sujet à un comportement élastique linéaire, basé sur le critère de rupture de MOHR-COULOMB, suivi d'un comportement plastique impliquant des déformations irréversibles, comme illustré à la Figure 30.

Ce modèle présente donc un certain nombre de limitations par rapport à un comportement réel. Le sol a plutôt tendance à se comporter de manière non-linéaire lorsqu'il est soumis à des changements de contrainte ou de déformation. En réalité, la rigidité du sol dépend au moins du niveau de contrainte, du chemin des contraintes et du niveau de déformation. [52]

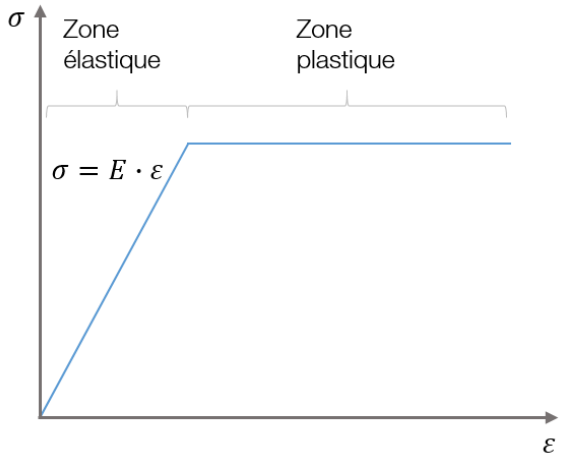


Figure 30: Modèle Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite 5 paramètres :

- Caractéristiques de l'élasticité du sol :
  - $E\ [MPa]$: le module élastique ;
  - $\nu\ [-]$: le coefficient de Poisson

- Caractéristiques de la plasticité du sol :
  - φ' [°] : l'angle de frottement ;
  - $c\ [kPa]$: la cohésion ;

- Caractéristique de la dilatance du sol :
  - ψ [°] : l'angle de dilatance.

3.3 CONDITION DE DRAINAGE

Afin de limiter le nombre de facteur pouvant influencer la modification de l'état de contrainte, le sol est considéré comme sec. Ainsi, la nappe phréatique n'est pas modélisée dans *Plaxis*. La pression interstitielle y est donc considérée comme nulle, il n'y a par conséquence pas de distinction entre la contrainte effective et la contrainte totale.

3.4 Cas d'étude géologique

Pour pouvoir analyser plus précisément l'impact d'une excavation sur les paramètres géotechniques du sol, il a fallu établir un contexte géologique. Comme expliqué précédemment, l'excavation aura plus de conséquences sur les sables que sur les argiles dans un intervalle de temps classique pour la réalisation des travaux. Il a donc été choisi d'analyser l'impact d'une excavation dans les sables bruxelliens. Pour ce faire, l'histoire géologique de sol a été déterminée pour pouvoir considérer son influence sur les paramètres géotechniques.

3.4.1 Contexte géologique général

Le substratum de la région bruxelloise est composé exclusivement de terrains sédimentaires. La succession stratigraphique de la région bruxelloise comprend un socle calédonien, le Massif de Brabant, suivi par un socle paléozoïque dont la surface est légèrement inclinée vers le nord. Les escarpements de ce socle sont comblés par une craie blanche à grise. Il s'en suit divers dépôts horizontaux tertiaires. [53]

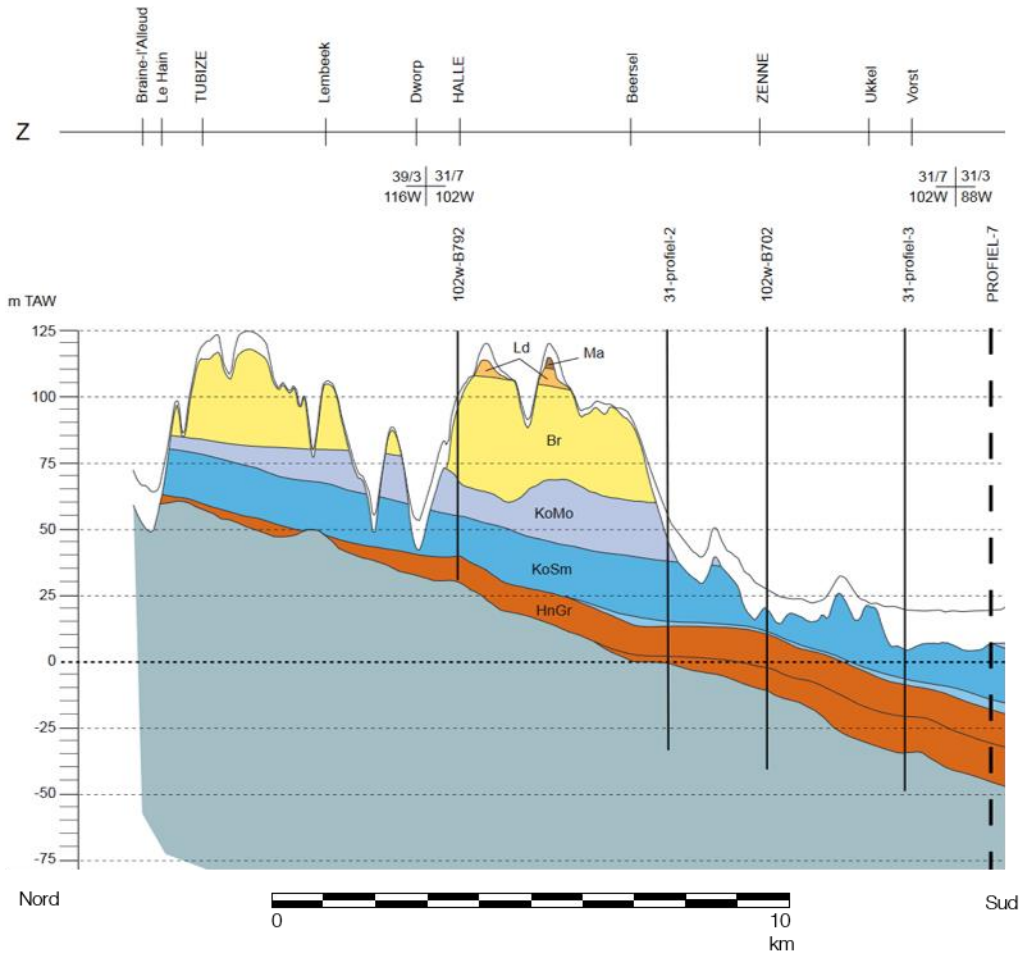


Figure 31: Coupe géologique n°3 - Région Bruxelles [54]

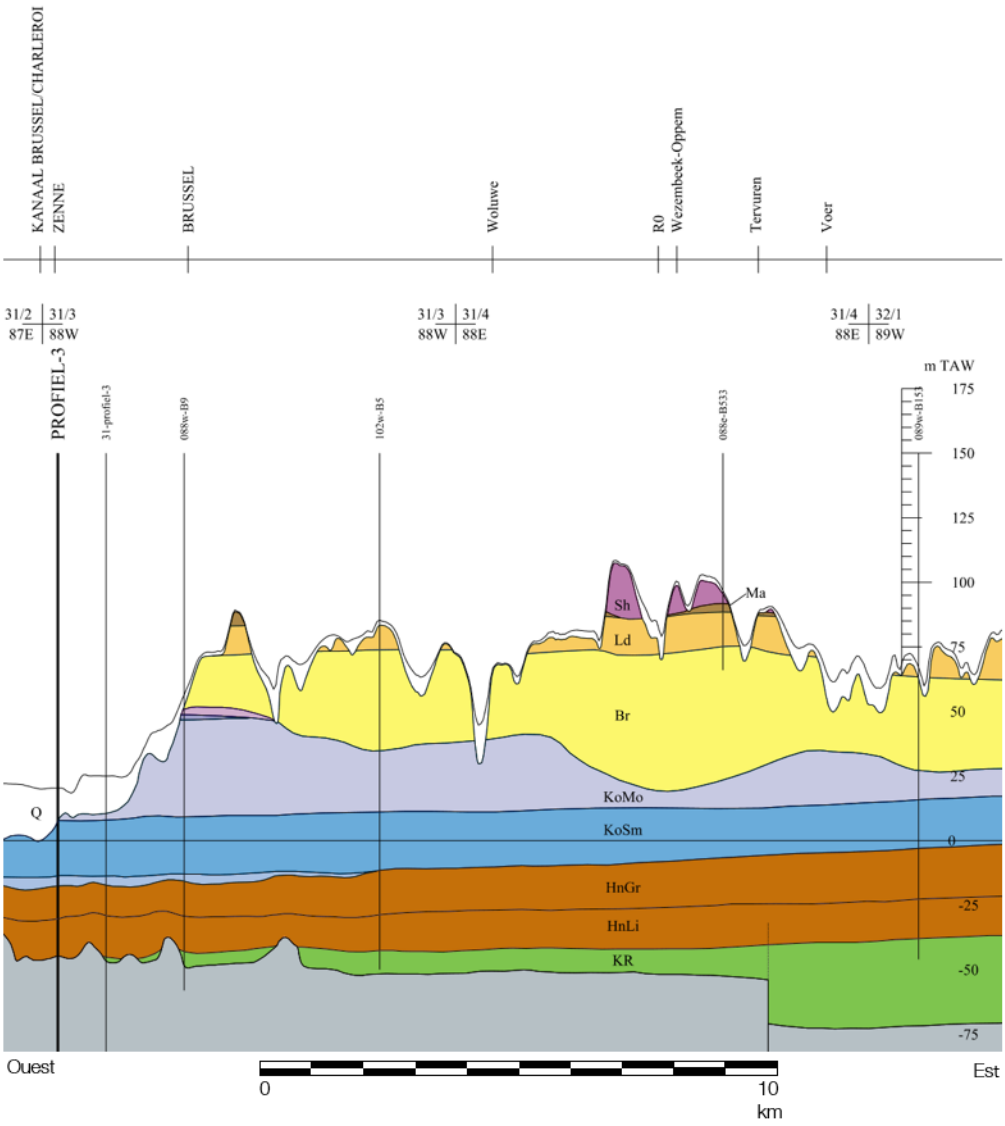


Figure 32: Coupe Géologique n°7 - Région bruxelloise [54]

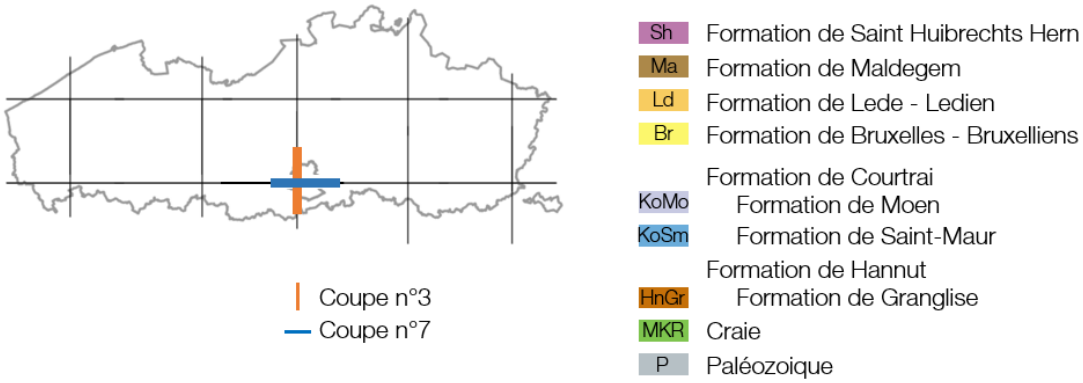


Figure 33: Légende des coupes géologiques [54]

3.4.2 Formations géologiques

Pour mieux comprendre le comportement géotechnique des sables bruxelliens, les formations géologiques voisines ont également été analysées.

Yprésien

Le sable bruxellien repose sur des sols datant de l'Yprésien, notamment des sables argileux appartenant à la formation de Courtrai.

Bruxellien

Le sable bruxellien date de 50 millions d'années. Il s'agit d'un sable tertiaire de l'époque de l'éocène et plus précisément de l'étage Lutécien. Les dépôts ont été formés lors d'une transgression venue du nord-ouest et s'étendant jusqu'au bassin de Paris. [55] Le Bruxellien n'est pas une formation homogène, il se présente sous plusieurs faciès distincts, de caractéristiques mécaniques et physiques différentes. [56] C'est ainsi que généralement on retrouve du sommet à la base : [57]

- Grès calcareux perforés avec de nombreuses coquilles ;
- Sables fin très calcareux avec des bancs de grès calcareux ;
- Sables assez fins un peu calcareux avec des grès lustrés dispersés ;
- Sables quartzeux grossiers avec des grès fistuleux ;
- Sables grossiers siliceux.

Les paramètres géotechniques associés à ce sol sont illustrés à la table ci-dessous :

c' [kPa]	φ' [°]	γ [kN/m³]
0 à 55 kPa	28 à 37	Max= 21,2 Moy=15,2 Min 12

Table 1 : Paramètres géotechniques des sables bruxelliens

D'autres régressions ont eu lieu au cours de la période tertiaire, c'est ainsi que des sables et des grès lédiens ainsi que des sédiments du Bartonien se sont déposés sur les sables bruxelliens.

Lédien

Les sables et grès lédiens sont composés majoritairement de sables fins calcareux grisâtres, parfois décalcifiés au sommet, surmontant un ensemble de plusieurs mètres d'épaisseur, composés de ces mêmes sables interstratifiés avec des bancs de grès calcareux réguliers. [57]

c' [kPa]	φ' [°]	γ [kN/m³]
0 à 36	30 à 37	Max= 17 Moy= 15,6 Min= 14,8

Table 2 : Paramètres géotechniques du Lédien

Sable de Wemmel

Ces sables font partie de l'étage du Bartonien qui termine la série de l'éocène. Cet épisode géologique correspond à l'émersion du territoire belge.

Quaternaire

L'entièreté de la région bruxelloise est recouverte de dépôts datant du quaternaire. Leurs épaisseurs varient entre quelques dizaines de centimètres jusqu'à parfois 30 mètres. Ces dépôts peuvent être d'origine éolienne et fluviatile, ils datent alors du Pléistocène supérieur et sont composés de loess et de limons de couverture. Ils peuvent également être d'origine alluviale. Ces dépôts datent alors de l'Holocène et sont composés de graviers, sables, limons et tourbes.

3.5 PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES DE LA MODÉLISATION

Le cas d'étude général présenté a dû faire l'objet d'une certaine schématisation pour être plus facilement modélisé dans *Plaxis*.

Les dépôts quaternaires n'ont que peu d'influence sur l'historique de l'état de contrainte puisque la contrainte qu'ils induisent est moins importante que celle que le sol a subie dans son existence. Il a donc été décidé de ne pas considérer cette couche de sol pour synthétiser l'historique du sol. Le contexte géologique du sol a donc été décomposé en trois temps :

- Temps I : Dépôts sur le Bruxellien de formations appartenant au Lédien et au Bartonien ;
- Temps II : Erosion du Lédien, du Bartonien et d'une partie du Bruxellien ;
- Temps III : Réalisation d'une excavation.

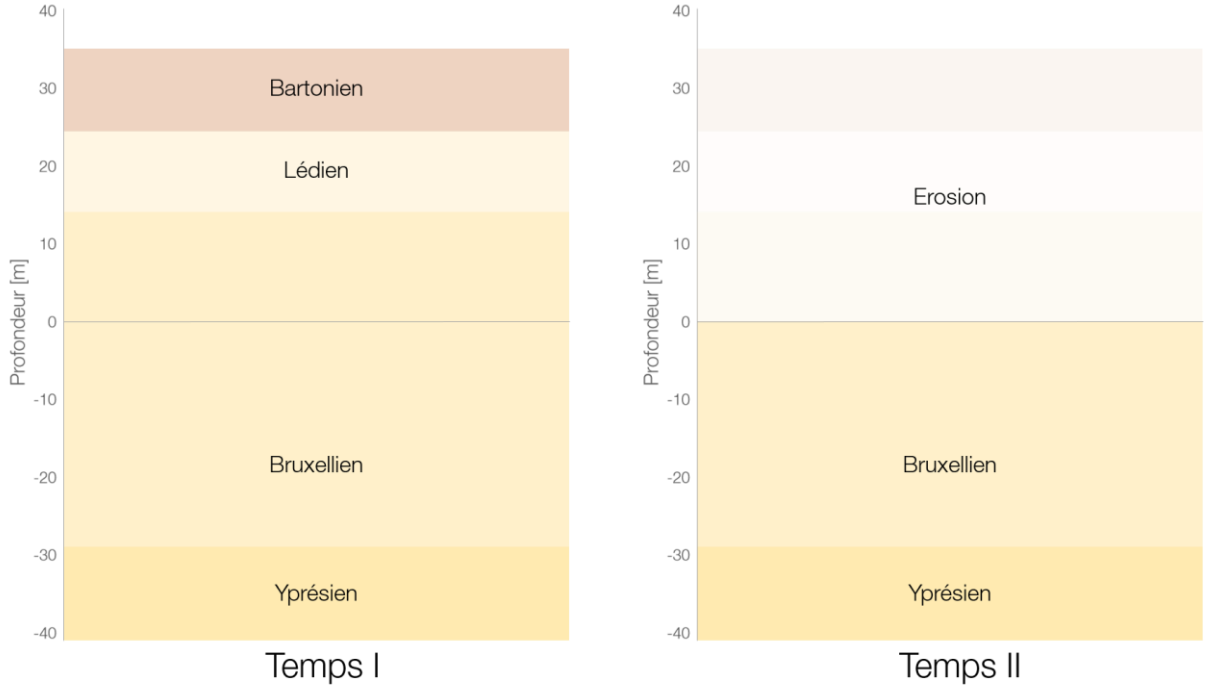


Figure 34: Représentation des deux premiers temps géologiques considérés

Formation géologique	$E\ [MPa]$	$c'[kPa]$	$\phi'[°]$	$\gamma_{sec}\ [kN]/m^3$
Wemmel	50	0	33	15,6
Lédien	50	0	33,5	15,6
Bruxellien	50	0	32,5	15,2

Table 3: Données géotechniques des sols pour la simulation Plaxis

3.6 GÉOMÉTRIE DU PROBLÈME

Sur base du contexte géologique établi précédemment, il est possible de modéliser avec *Plaxis* l'état de contrainte du sol en simulant les différentes étapes géologiques qu'il a connu : le dépôt et l'érosion du sol. La largeur et la profondeur de l'excavation varient pour analyser l'impact de ces paramètres sur l'état de contrainte.

La pente des parois de l'excavation influence l'état de contrainte du sol à proximité de celles-ci. Les trois figures ci-dessous reprennent les contraintes verticales pour différentes pentes.

On remarque assez logiquement une diminution de la contrainte sous l'excavation. On note en revanche une augmentation de la contrainte à proximité de l'excavation. Cette augmentation est plus importante pour les pentes les plus raides.

Ce travail de fin d'études s'est concentré sur les excavations aux parois verticales nécessitant alors un sol ayant une certaine cohésion. Pour satisfaire la stabilité des parois ainsi qu'éviter l'apparition de points plastiques pour l'ensemble des profondeurs étudiées, la cohésion du sol a une valeur de $350\ kPa$. L'influence de ce paramètre sur les contraintes est étudiée plus loin dans ce document.

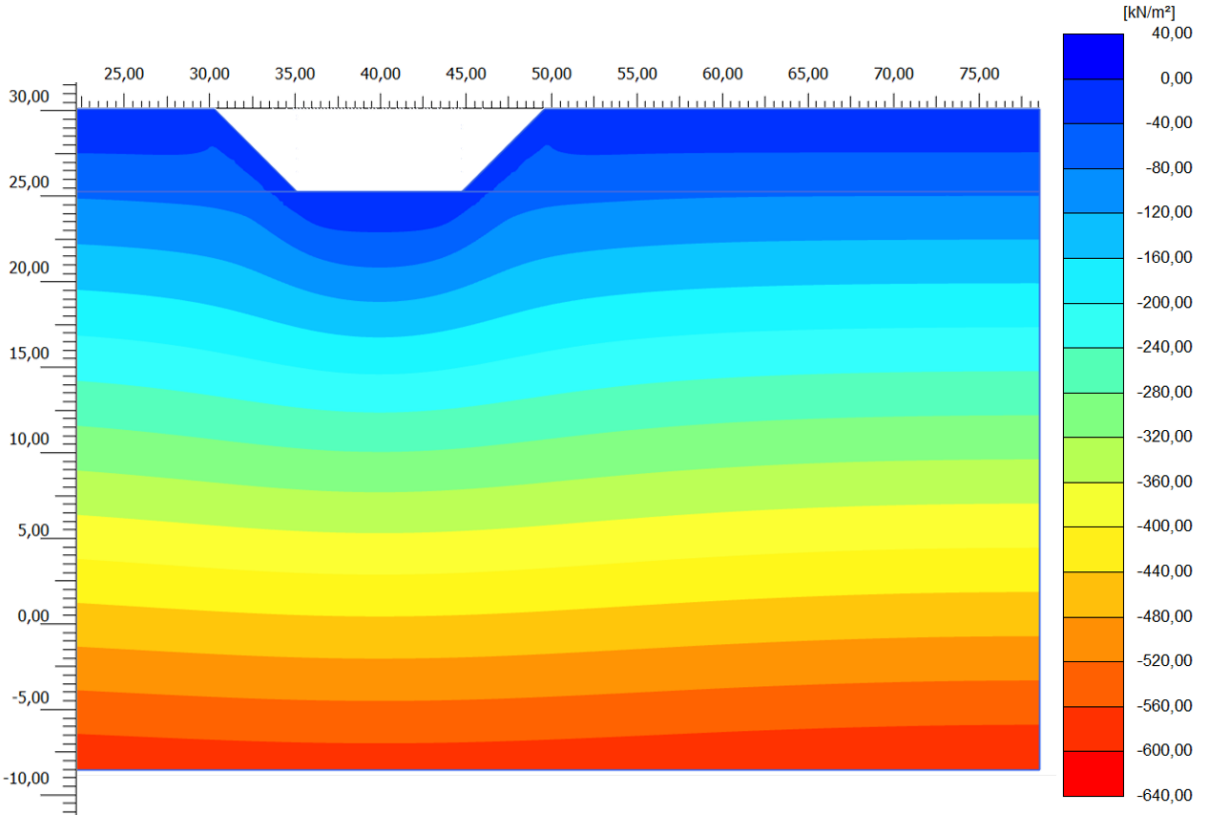


Figure 35: Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur, 10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 4/4

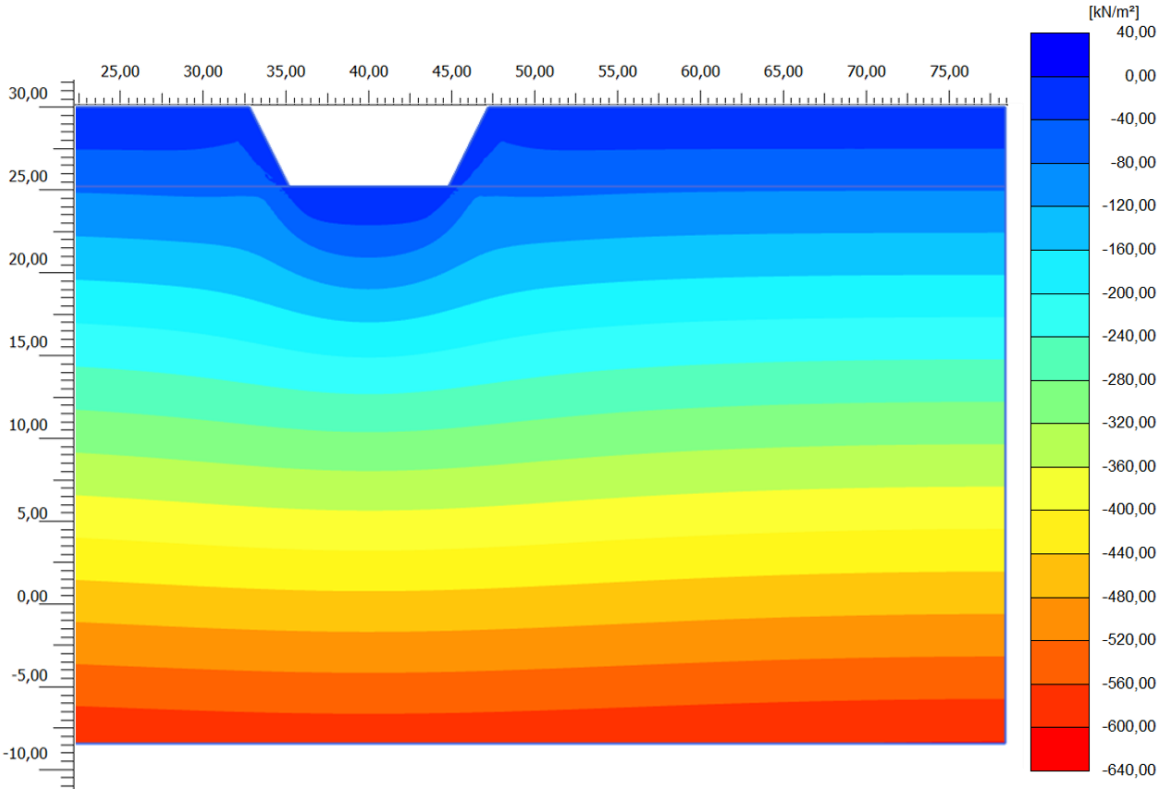


Figure 36 Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur, 10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 2/4

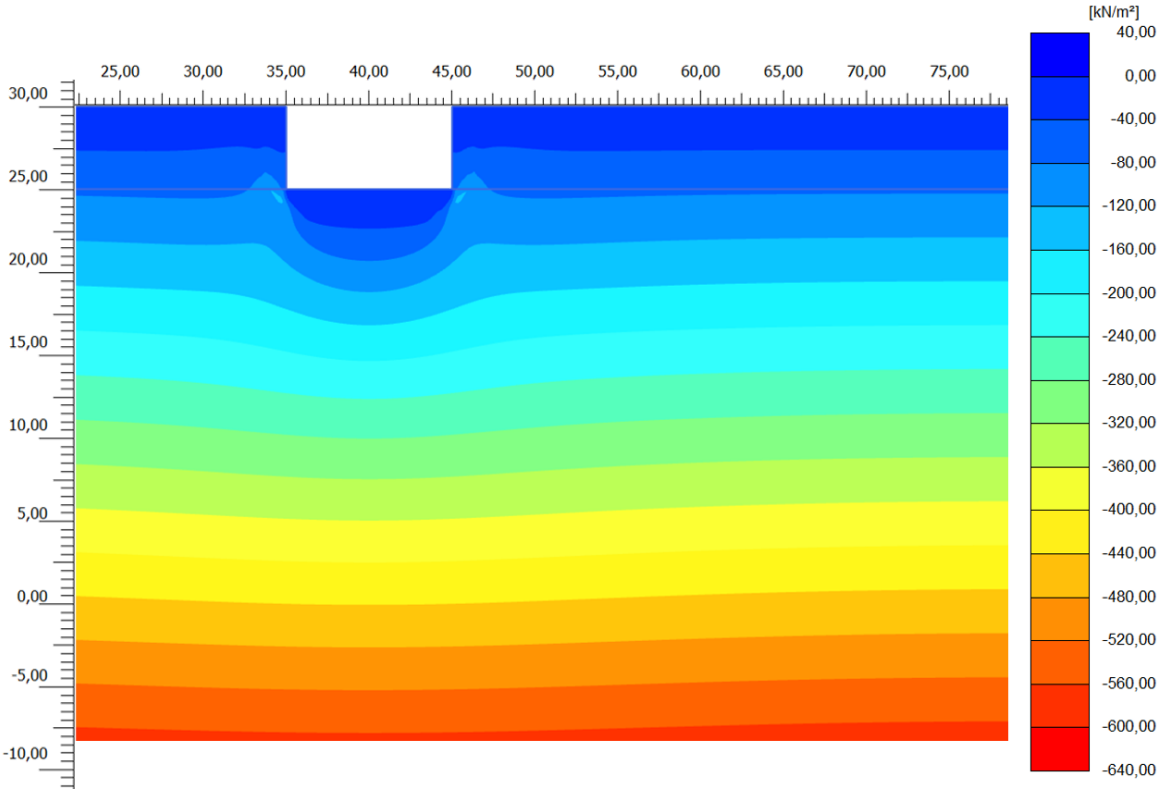


Figure 37 : Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur, 10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 0/4

La géométrie des excavations dans *Plaxis* est représentée aux figures ci-dessous. La profondeur et la largeur des excavations sont les deux seuls paramètres géométriques variables.

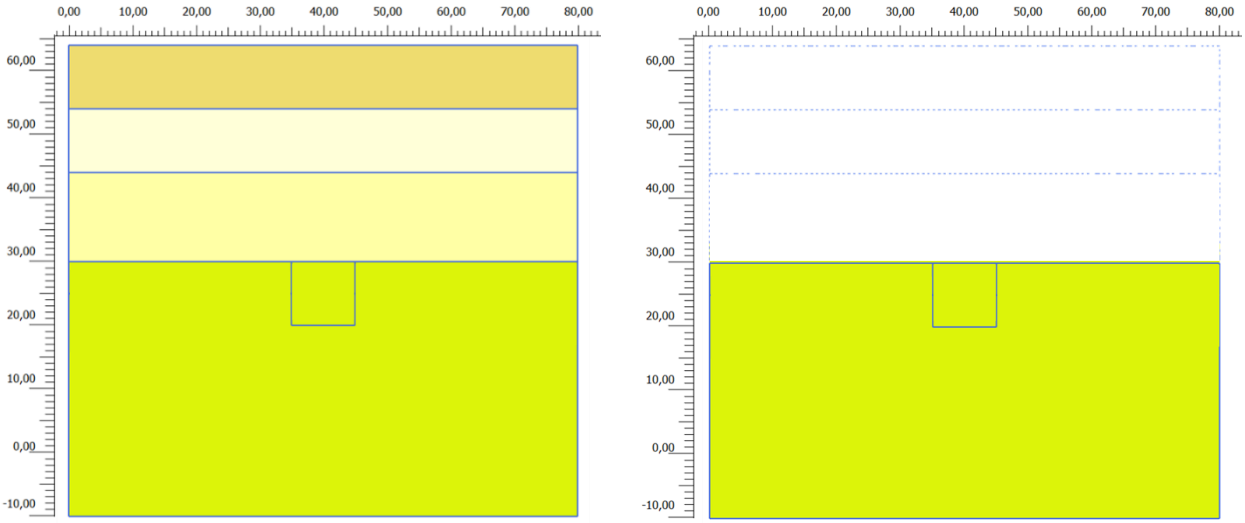


Figure 38 : Simulation des deux premiers temps géologiques dans Plaxis

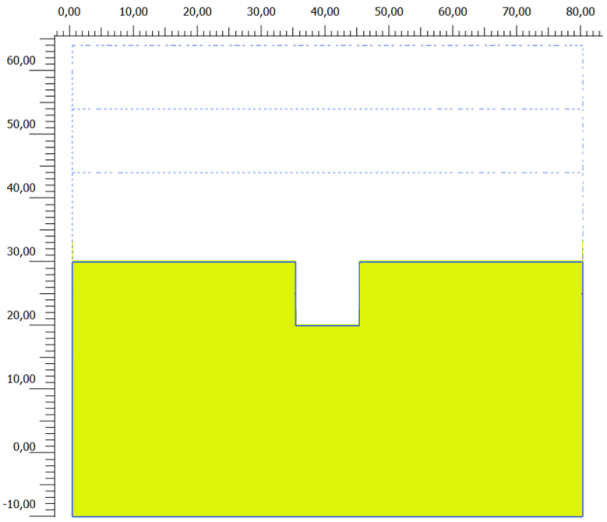


Figure 39 : Simulation du troisième temps géologique dans Plaxis

4 RÉSULTATS

Afin de faciliter la comparaison de la modélisation numérique pour différentes formes d'excavation, deux variables adimensionnelles ont été introduites en référence au schéma du cas d'étude de la Figure 40.

- $\frac{z}{h}[-]$: normalisation de la profondeur sous l'excavation par rapport à la profondeur d'excavation. L'influence de la profondeur d'excavation sur le paramètre $\frac{z}{h}$ est illustrée à la Figure 41.

- $\frac{x}{b}[-]$: normalisation de distance par rapport au centre par rapport à la largeur de l'excavation. La valeur de $\mathbf{0,5}$ correspond donc à la paroi de l'excavation. L'influence de la largeur d'excavation sur le paramètre $\frac{x}{b}$ est illustrée à la Figure 47.

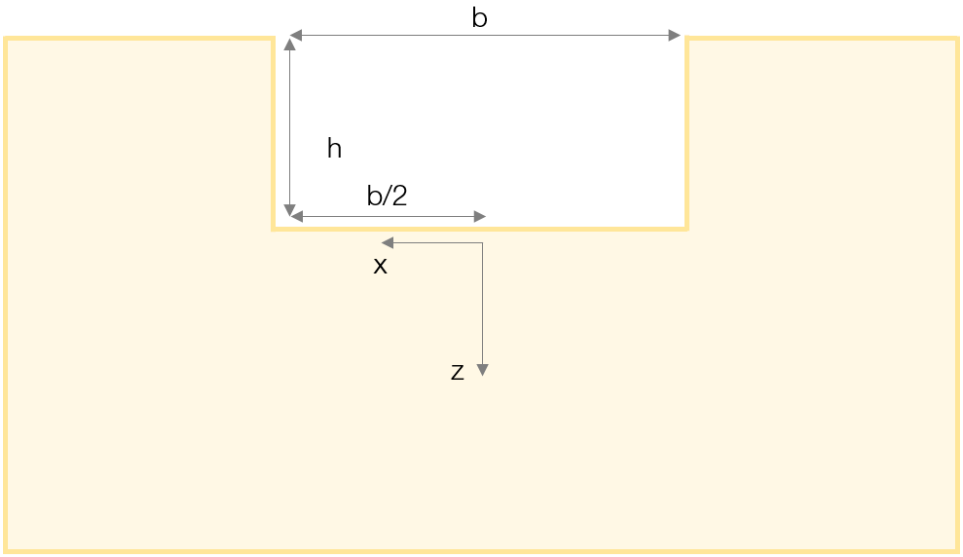


Figure 40: Schéma des variables de la situation problème

Les excavations qui vont être comparées dans la suite de ce travail n'ayant pas les mêmes dimensions, leurs zones d'influence dans le sol sont également différentes. L'impact à 1 mètre sous le fond de fouille n'est pas le même pour une excavation de 20 mètres de profondeur que pour une excavation de 5 mètres de profondeur, le déchargement est différent. Ces variables adimensionnelles rendent ainsi la comparaison possible entre les différentes excavations. La différence entre deux valeurs de déchargement n'a donc pas d'impact sur l'état de contrainte dans cette représentation. Les deux variables adimensionnelles permettront aussi par la suite d'évaluer si un facteur d'échelle est applicable au cas étudié.

L'analyse de l'impact de l'excavation sur la contrainte se fait via le rapport des contraintes après et avant excavation, $\frac{\sigma_{z1}}{\sigma_{z0}}$. Les sections suivantes comportent l'évolution de ce rapport en fonction des deux variables adimensionnelles $\frac{z}{h}$ et $\frac{x}{b}$ pour différents types d'excavation.

4.1 INFLUENCE DE LA PROFONDEUR D'EXCAVATION

Le calcul des contraintes verticales a été réalisé pour trois excavations de même largeur, 10 mètres, mais de profondeurs différentes, 5, 10 et 20 mètres. Ces modélisations ont ainsi permis d'identifier l'influence de la profondeur d'excavation sur l'évolution des contraintes. Leurs géométries ainsi que le paramètre adimensionnel $\frac{z}{h}$ sont représentés à la Figure 41. On y remarque bien que plus l'excavation est profonde plus l'analyse de l'impact sur les contraintes se fait en profondeur.

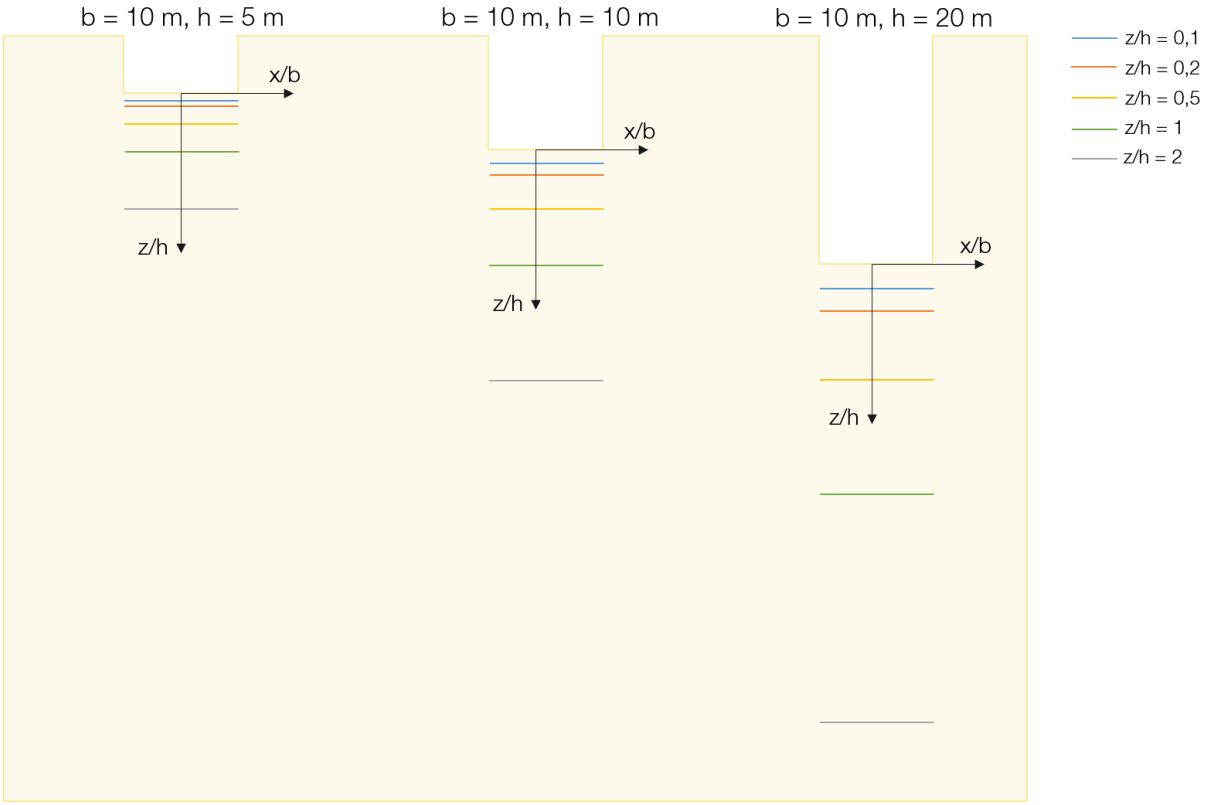


Figure 41: Géométrie d'excavations de même largeur et de profondeur différente

Les 5 graphiques qui vont suivre représentent l'évolution du rapport des contraintes verticales en fonction de $\frac{x}{b}$ pour différentes valeurs de $\frac{z}{h}$.

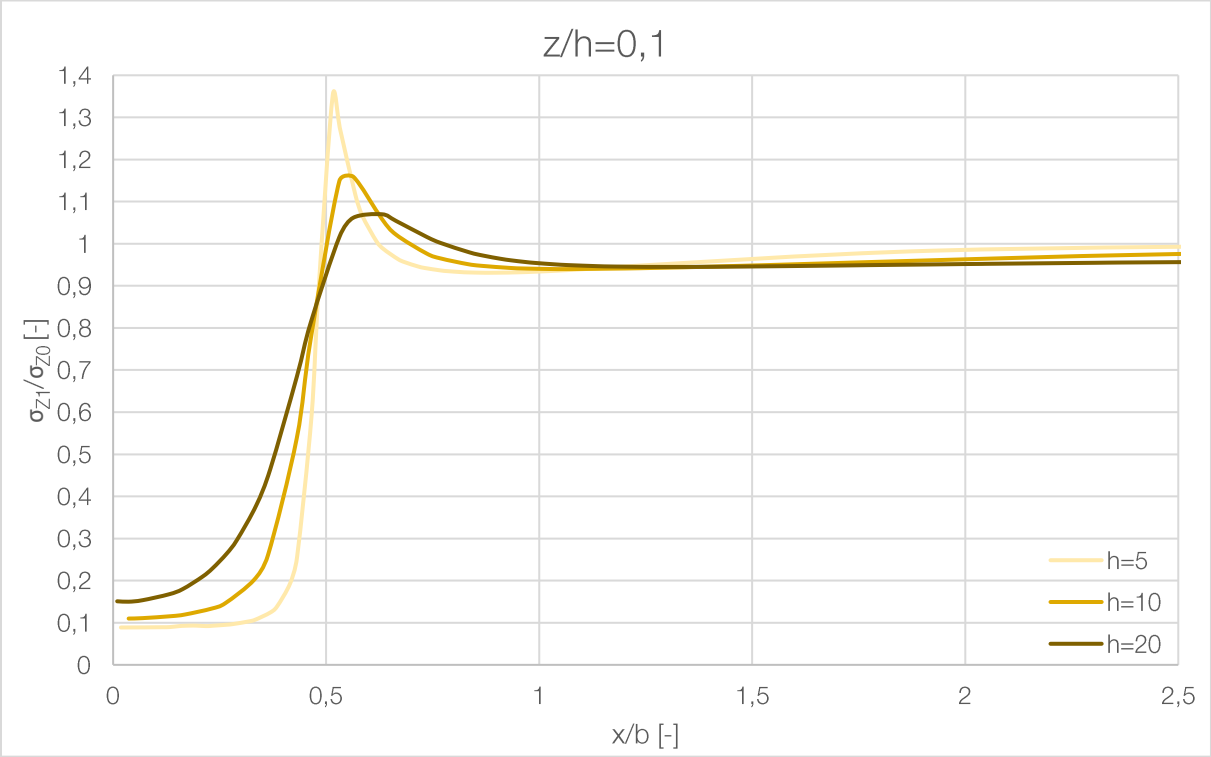


Figure 42: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,1

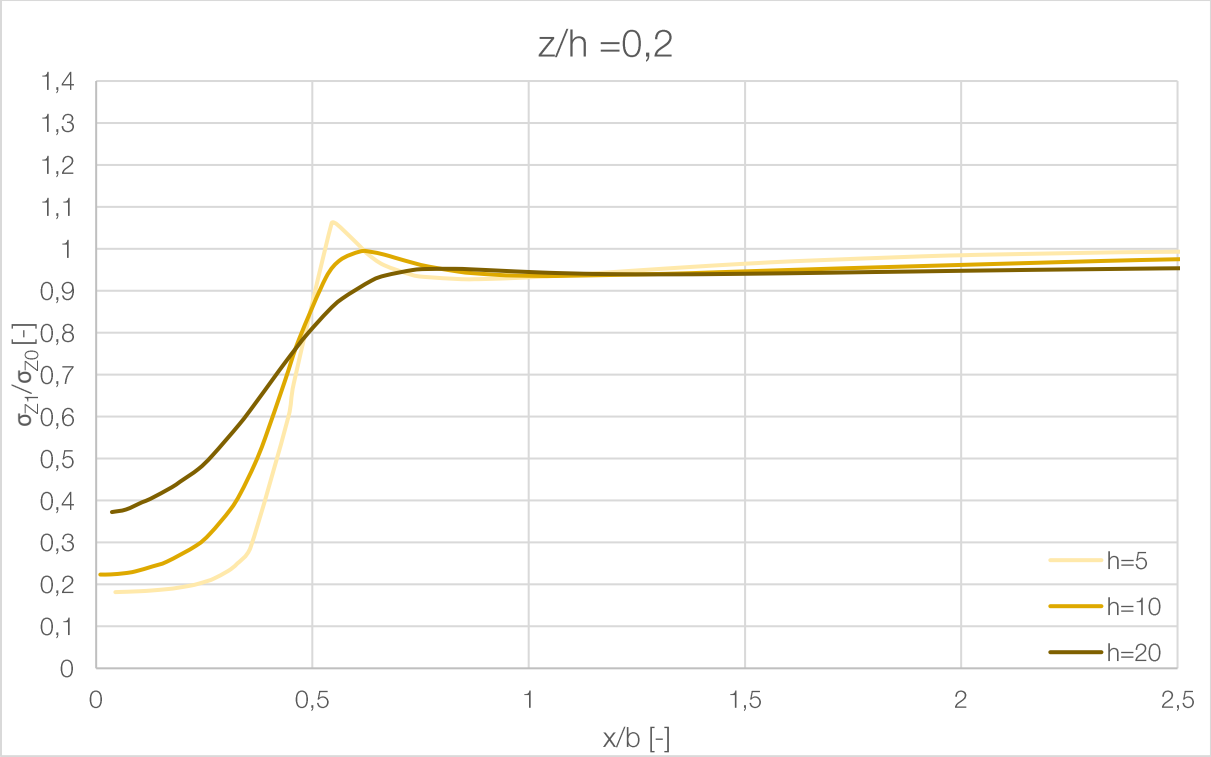


Figure 43 Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,2

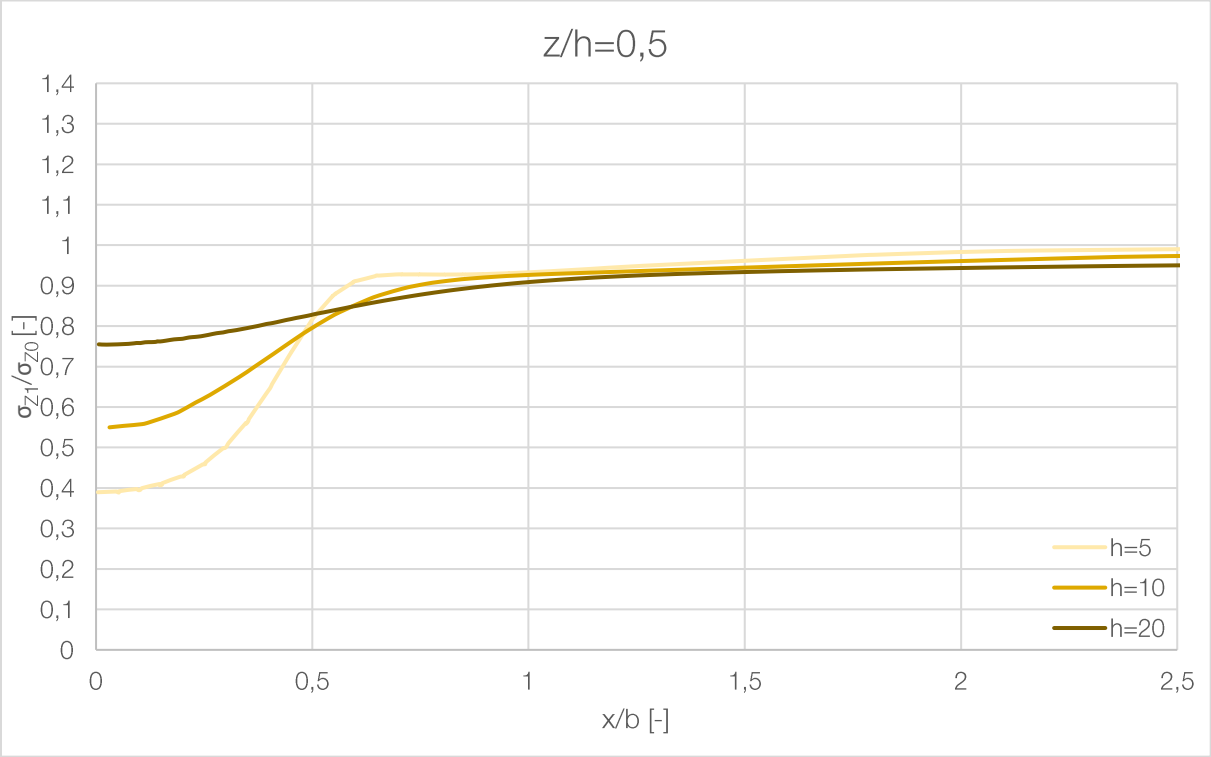


Figure 44 Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,5

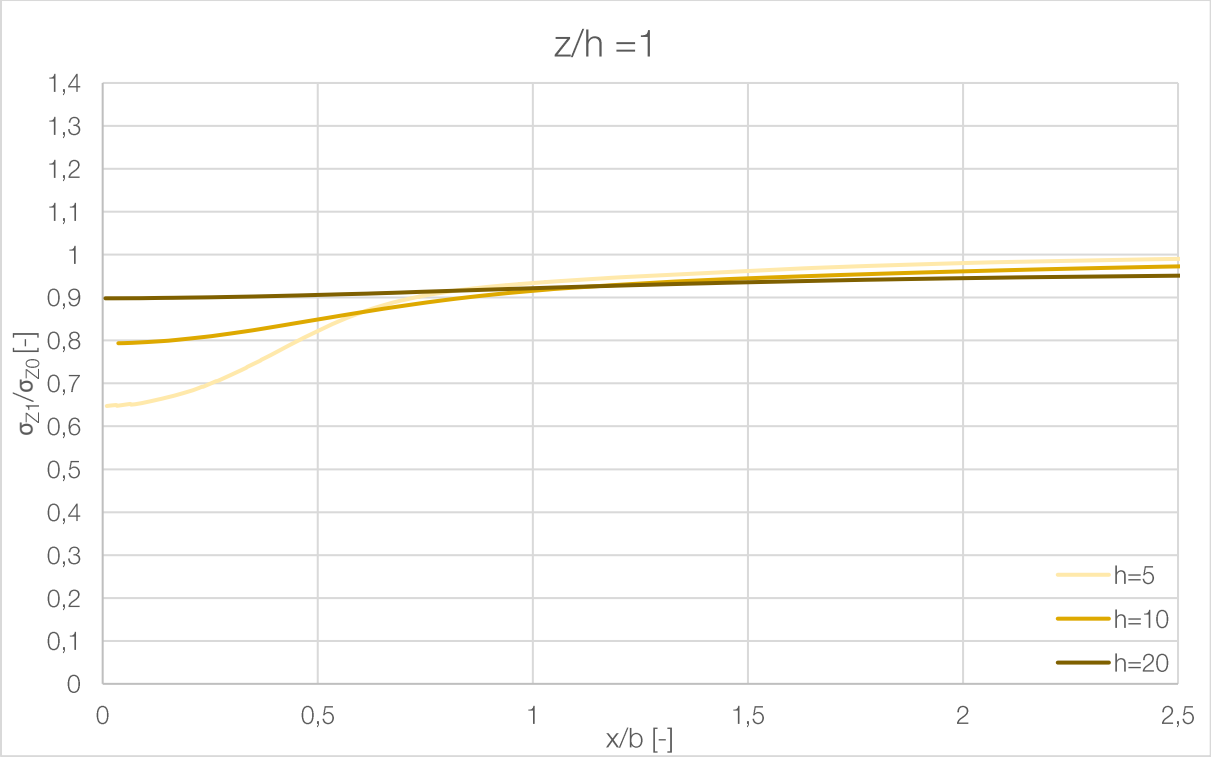


Figure 45:Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 1

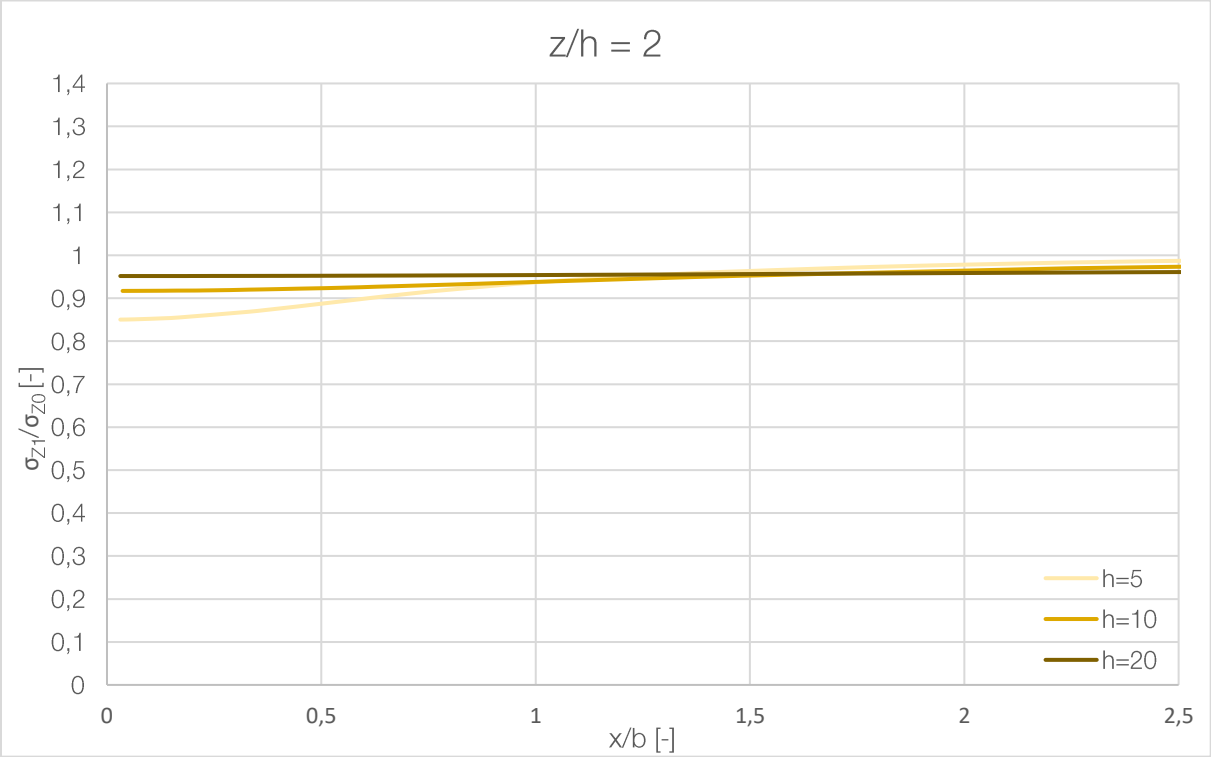


Figure 46 : Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 2

Assez étonnamment, on remarque que, toutes proportions gardées, l'impact est le plus important pour la profondeur d'excavation la plus faible, à savoir $5\ m$. La différence par rapport à une excavation de $20\ m$ de profondeur peut aller jusqu'à plus de $50\ \%$ à une profondeur normalisée de $\frac{z}{h} = 0{,}5$. On remarque également que l'impact des excavations les plus profondes se dissipe plus rapidement en fonction de la profondeur normalisée.

Cela semble donc attester que l'impact de l'excavation sur les contraintes est lié au rapport entre la largeur et la profondeur de l'excavation plutôt qu'à la profondeur d'excavation en elle-même.

4.2 Influence de la largeur d'excavation

L'impact de la largeur d'excavation sur le rapport des contraintes a également été analysé. Pour ce faire, quatre excavations de même profondeur, 5 mètres, mais de largeurs différentes, 5, 10, 20 et 50 mètres, ont été comparées.

La figure ci-dessous reprend la géométrie de ces quatre excavations ainsi que la représentation des différentes valeurs du paramètre $\frac{x}{b}$. On y remarque l'influence de la variable adimensionnelle sur l'analyse de l'impact de l'excavation. Plus l'excavation est large, plus on s'intéresse à des distances éloignées du centre de l'excavation.

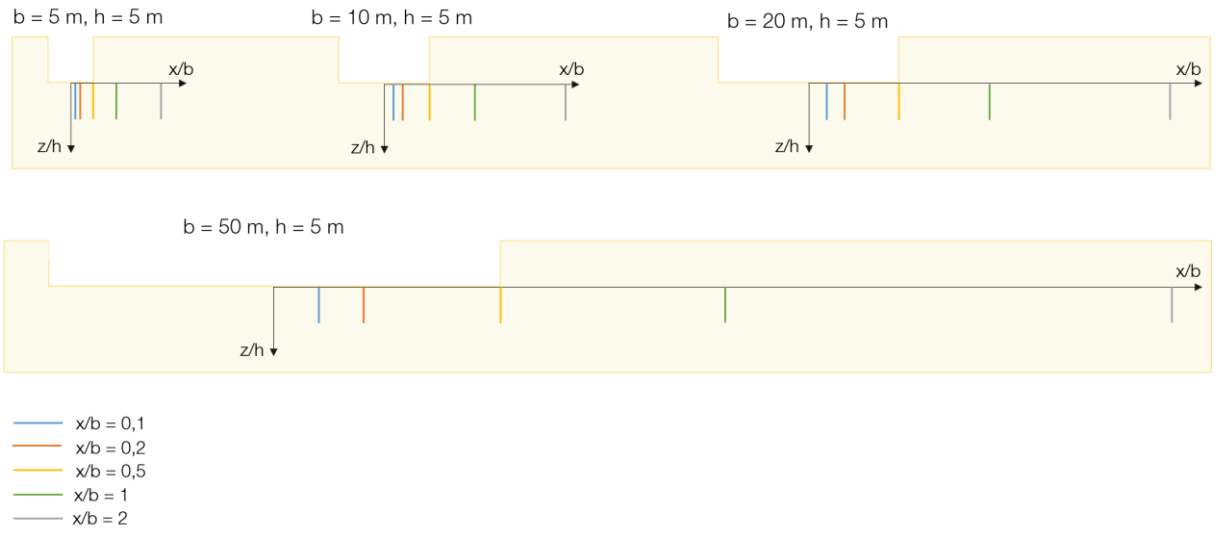


Figure 47 : Géométrie d'excavations de largeur différente mais de même profondeur.

Les 5 graphiques suivants représentent l'évolution du rapport de contraintes pour ces 4 excavations en fonction de $\frac{x}{b}$ pour différentes valeurs de $\frac{z}{h}$.

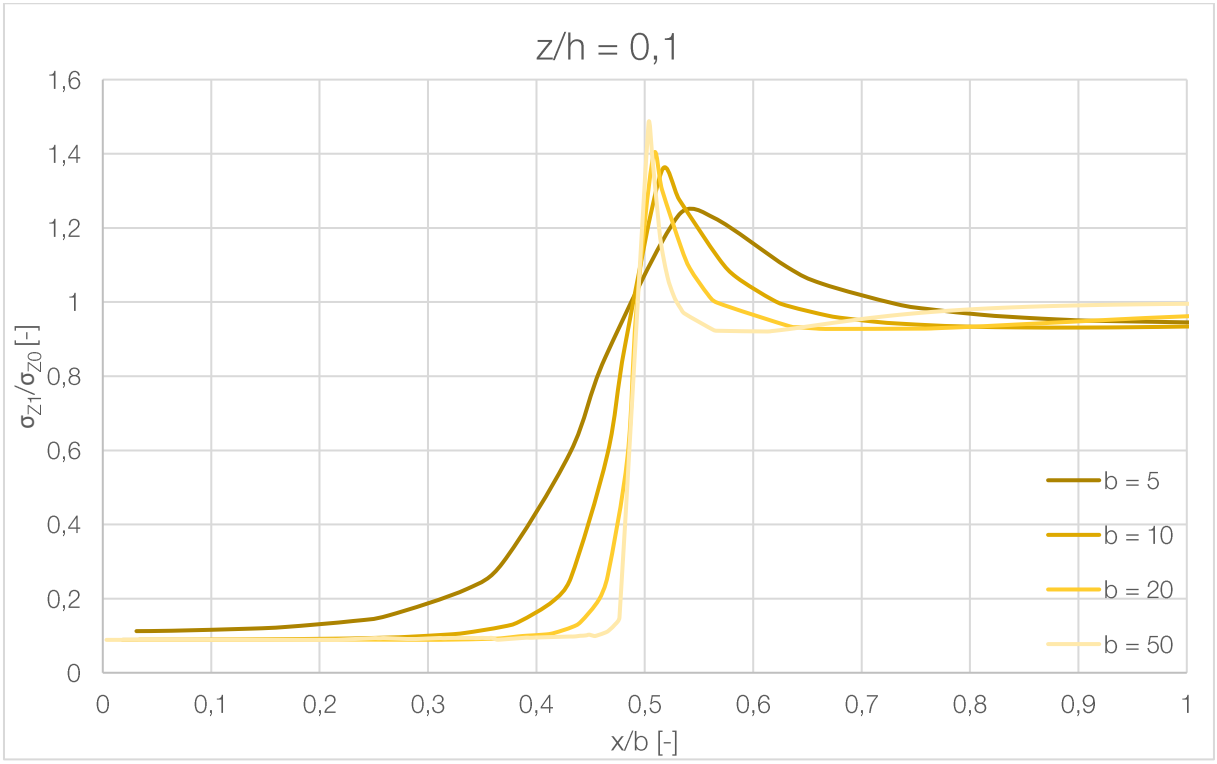


Figure 48: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,1

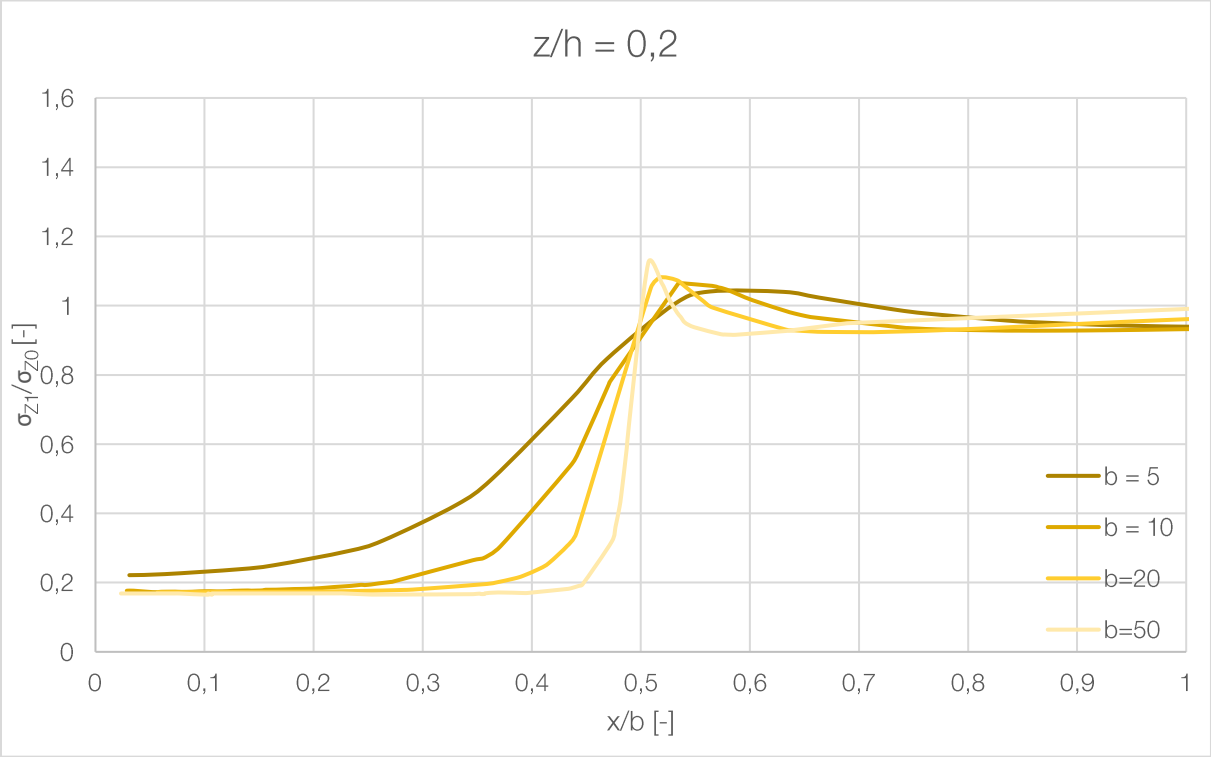


Figure 49: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,2

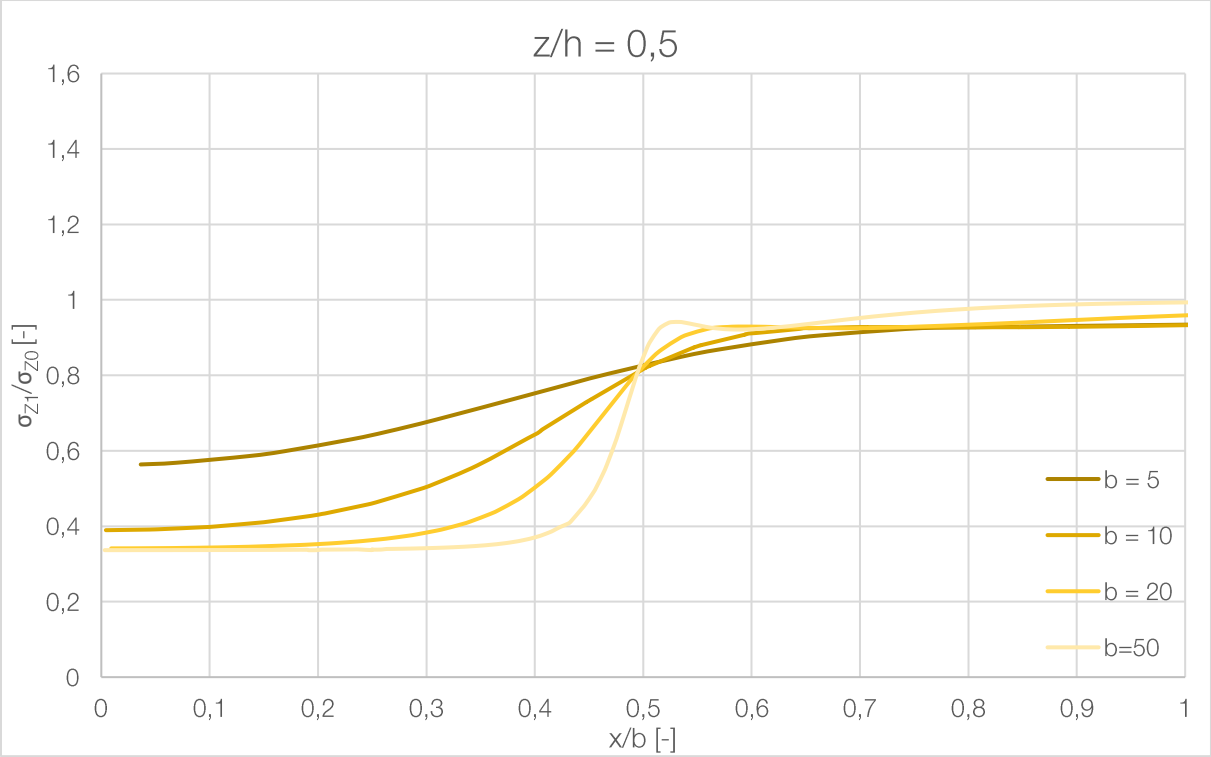


Figure 50: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,5

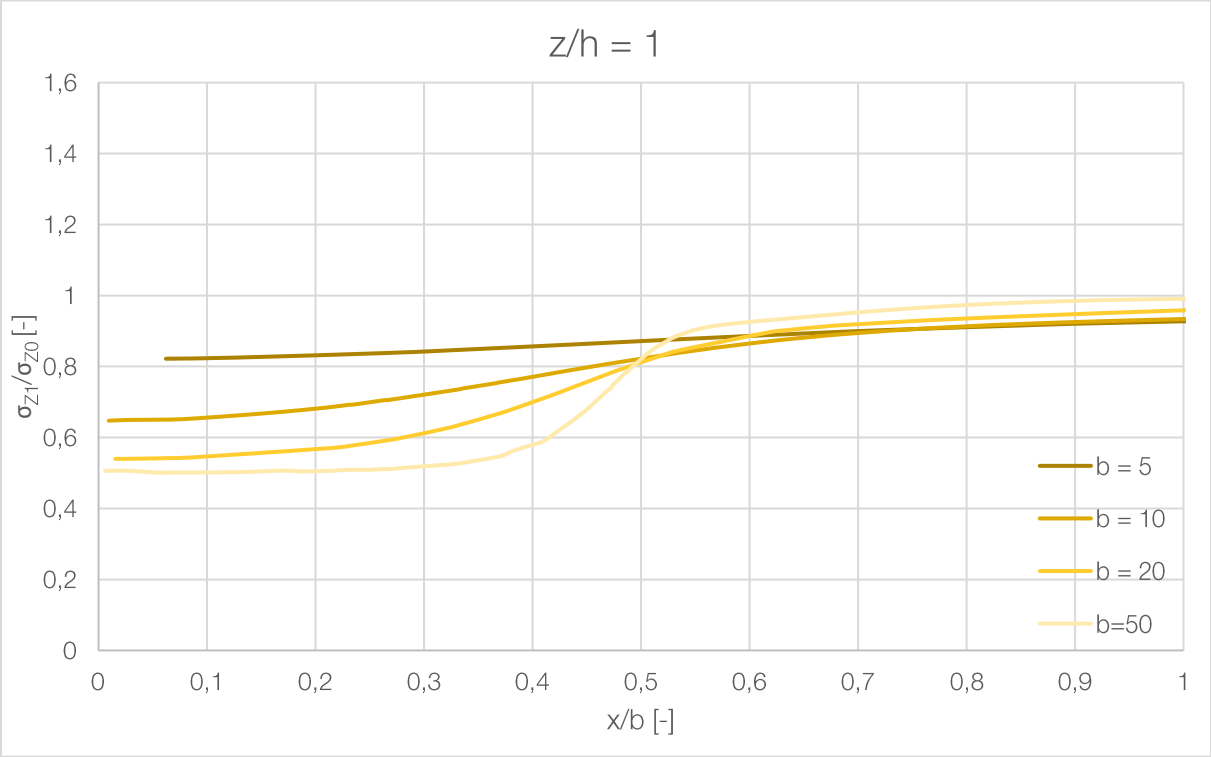


Figure 51 : Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m de profondeur pour différentes largeurs à z/h=1

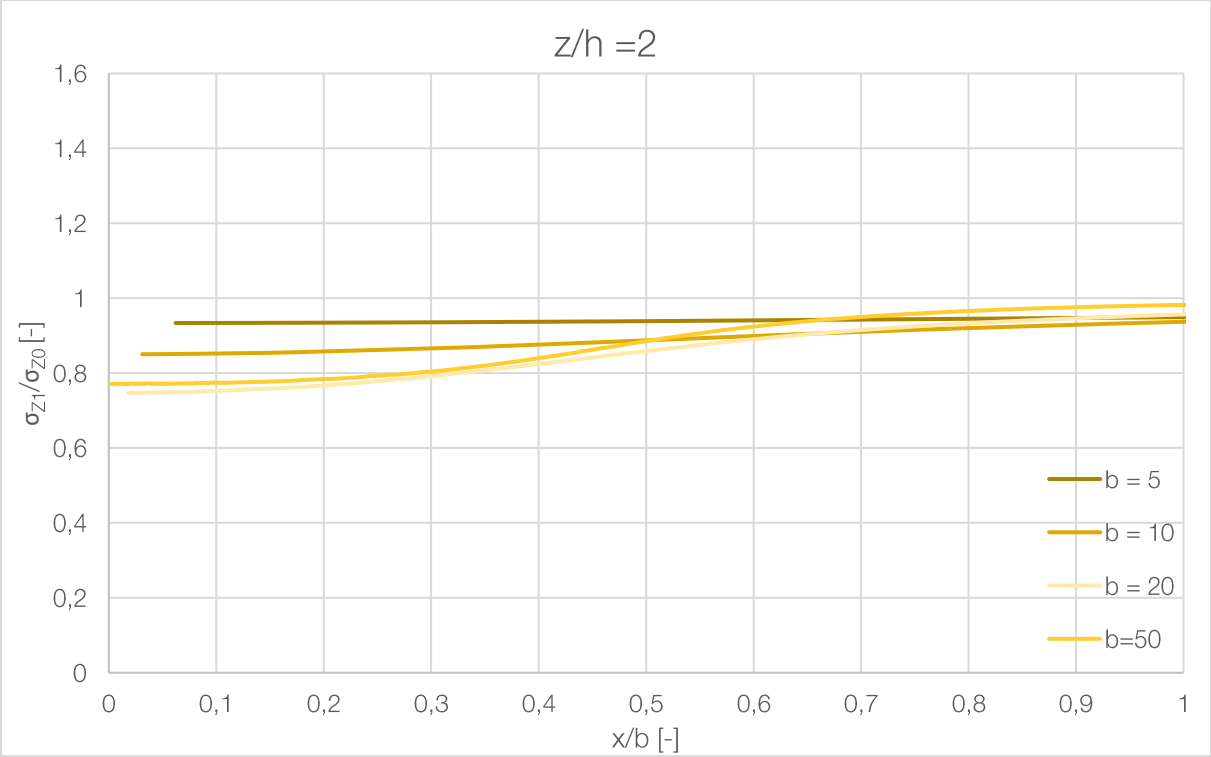


Figure 52: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m de profondeur pour différentes largeurs à z/h=2

Comme il était possible de le prévoir sur base de l'étude de la variation de profondeur, les excavations les plus larges impactent le plus l'état de contrainte du sol. Ce phénomène pourrait s'expliquer par l'influence des parois de l'excavation. A l'instar de l'excavation, les colonnes de terre à proximité immédiate des parois influencent l'état de contrainte du sol au travers d'une zone d'influence. Cependant leur impact est de signe inverse en comparaison à l'excavation. Les excavations considérées dans cette section ayant toutes la même profondeur, la hauteur de la colonne de terre est constante, par conséquence, sa zone d'influence l'est également. Au fur et à mesure de l'augmentation de la largeur d'excavation, l'influence des parois se fait de moins en moins sentir au centre de l'excavation.

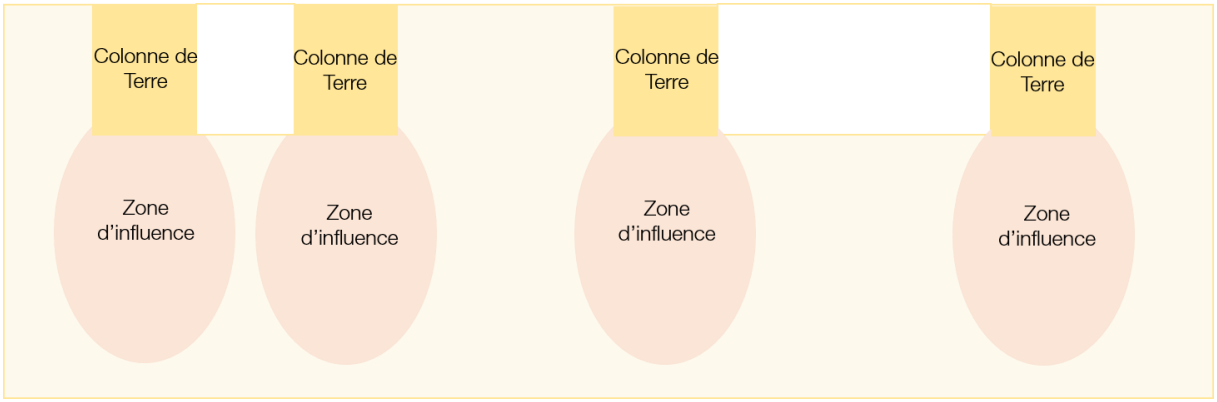


Figure 53: Influence des parois de l'excavation

Il est très probable que l'absence de correction de résistance au cône des tranchées étroites dans le document d'application national de l'Eurocode7 en Belgique soit liée à ce phénomène.

On remarque également que plus la largeur de l'excavation augmente plus le rapport des contraintes tend vers une même valeur au centre de l'excavation. Cela corrobore le phénomène expliqué précédemment. A partir d'une certaine largeur les parois de l'excavation n'ont plus d'influence sur l'état de contrainte au centre de l'excavation.

L'analyse des contraintes pour des excavations à largeur et profondeur variables semble aussi indiquer que le rapport des contraintes est lié à la forme générale de l'excavation plutôt qu'à une dimension en particulier.

4.3 INFLUENCE DE LA FORME D'EXCAVATION

Des excavations de dimensions différentes mais ayant un facteur de forme, $\frac{b}{h}$,constant ont été comparées afin d'identifier une possible similitude entre celles-ci. Il sera ainsi envisageable de considérer si un facteur d'échelle est applicable entre les excavations disposant du même facteur de forme.

4.3.1 Excavation b/h=0,5

La première comparaison concerne quatre excavations dont le facteur de forme vaut $\frac{b}{h} = 0{,}5$, c'est-à-dire que la profondeur est deux fois supérieure à la largeur. Les géométries de ces excavations sont illustrées à la Figure 54.

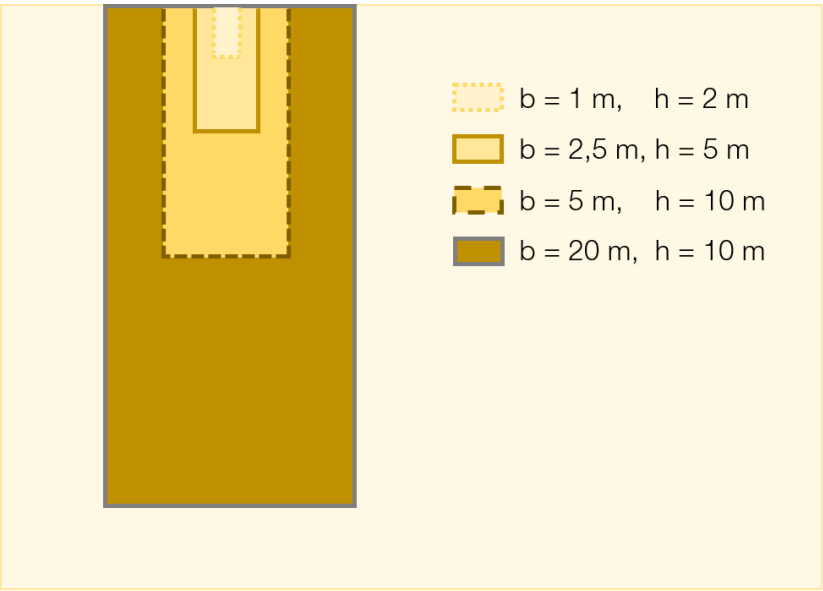


Figure 54: Géométries des excavations b/h = 0,5

Les évolutions des rapports de contraintes de ces quatre excavations ont été comparées à la solution de FLAMANT d'une semelle filante chargée uniformément par une charge équivalente au poids des terres excavées. Cela permettra ainsi d'évaluer l'adéquation de ce modèle théorique dans le cas d'un déchargement.

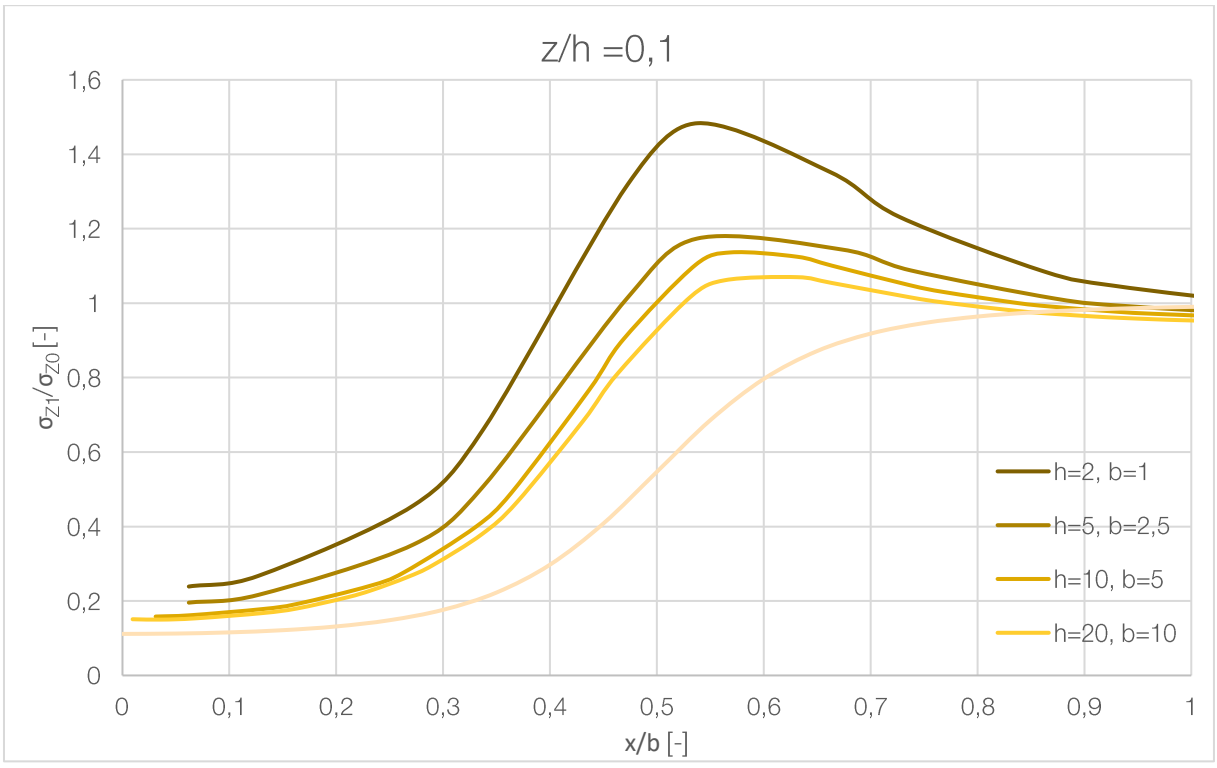


Figure 55 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h =0,5

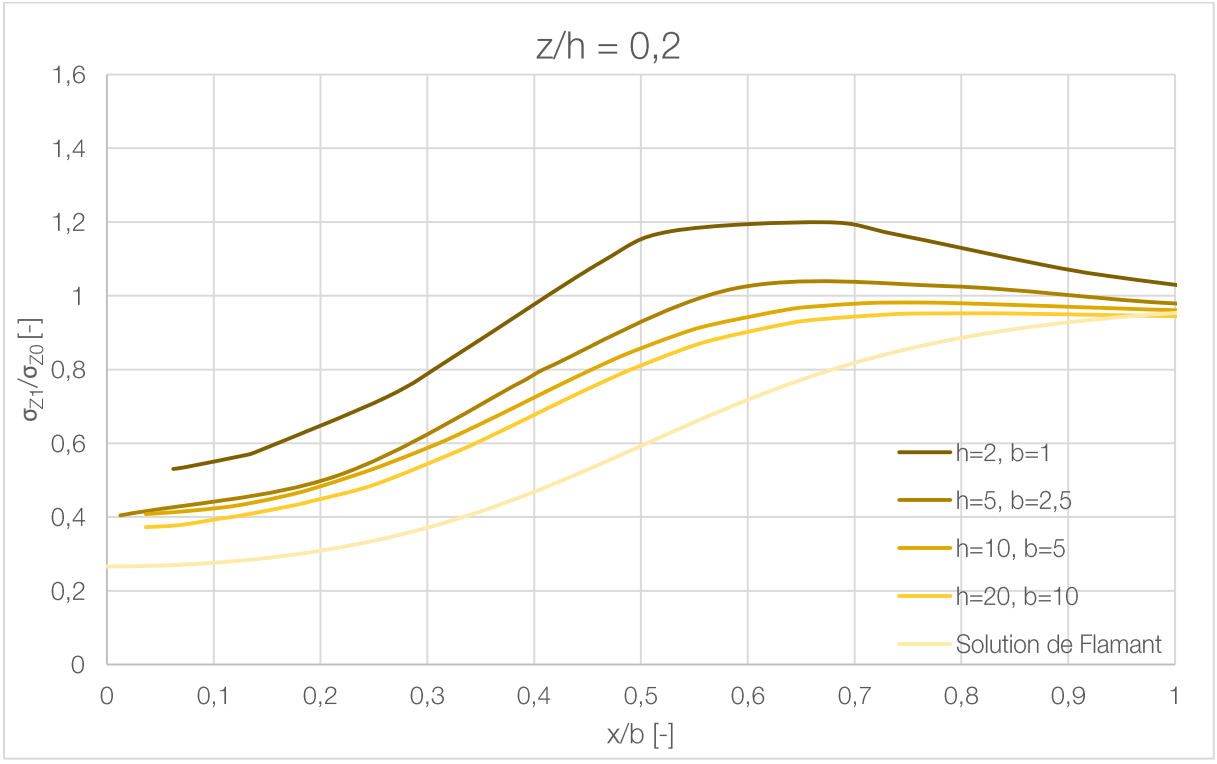


Figure 56 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h =0,5

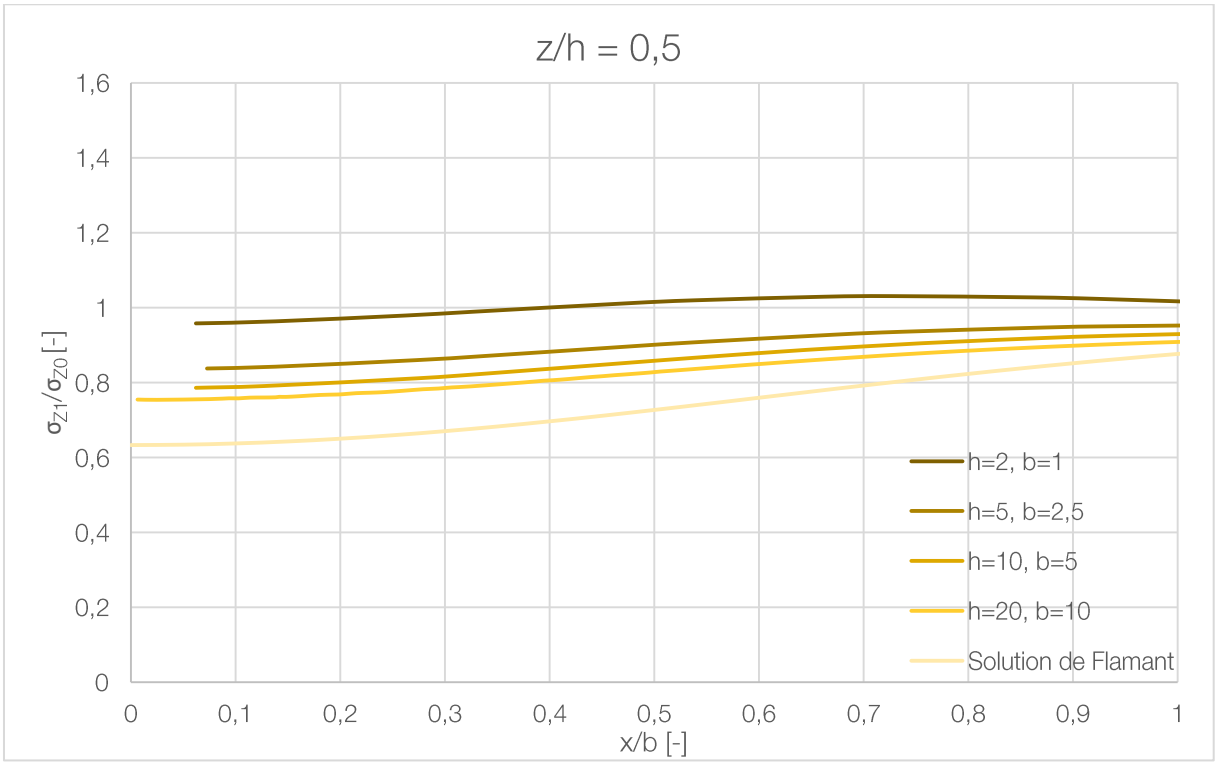


Figure 57 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h =0,5

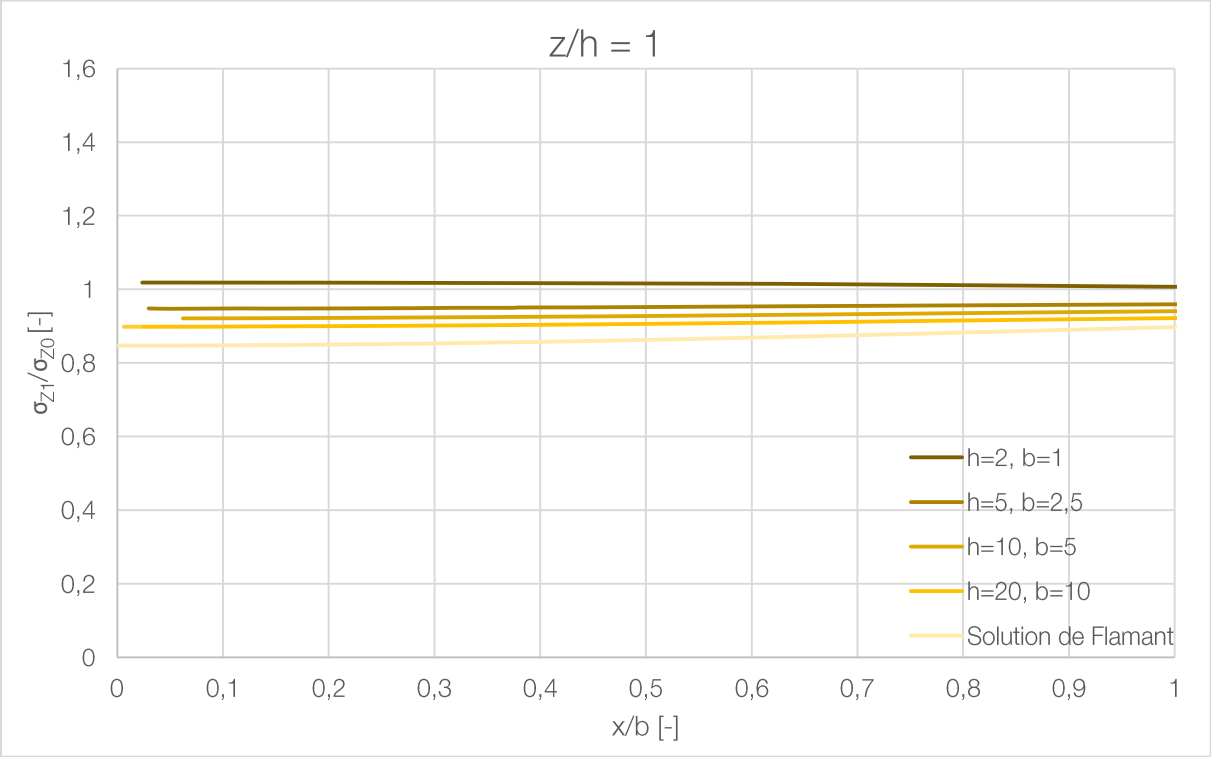


Figure 58 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h =0,5

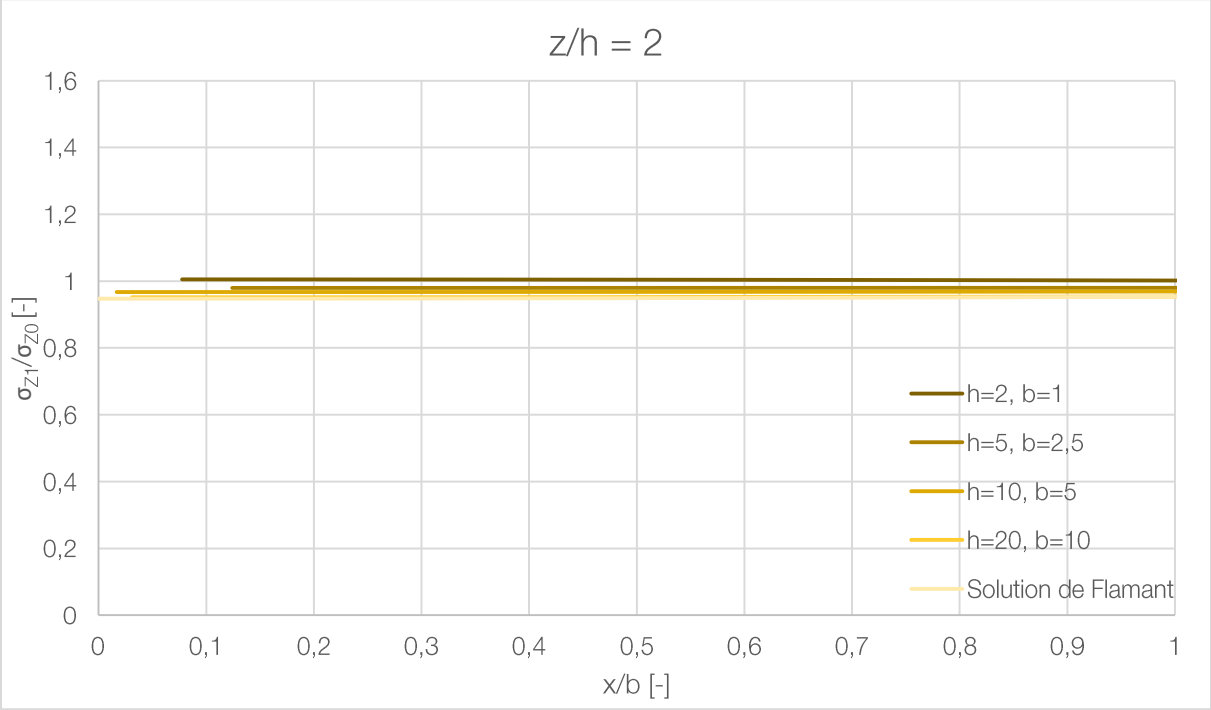


Figure 59: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h =0,5

Au regard de ces courbes, la solution de FLAMANT surestime l'influence de l'excavation sur les contraintes. On peut donc en déduire que les contraintes d'un sol sont moins affectées par un déchargement qu'un chargement.

Les autres courbes ont quant à elles des allures similaires. Cependant, la plus petite excavation a un impact nettement moins important que les autres.

Les courbes des trois excavations les plus grandes sont comprises dans un intervalle ne dépassant pas une valeur de $0{,}15$. Sur base de ces constations, il est acceptable de considérer que les sols subissant des excavations ayant ce même rapport $h/b = 0{,}5$ ont un comportement identique. L'excavation de $10\ m$ de profondeur et $5\ m$ de largeur a été choisie comme modèle pour représenter cette forme d'excavation. La représentation de son état de contrainte modélisé avec *Plaxis* est illustrée à la Figure 60.

A faible profondeur, l'excavation influence fortement le centre de l'excavation. Le rapport des contraintes y est inférieur à $0{,}2$. L'impact diminue avec la profondeur, ainsi ce rapport augmente jusqu'à une valeur légèrement inférieure à $0{,}8$ pour $\frac{z}{h} = 0{,}5$.

Lorsqu'on s'éloigne du centre de l'excavation, le rapport des contraintes augmente assez logiquement. La courbe présente même un pic supérieur à 1 aux alentours de $\frac{x}{b} = 0{,}55$ pour la valeur $\frac{z}{h} = 0{,}1$. Cette valeur a tendance à s'estomper avec la profondeur.

La transition entre les parties excavée et non-excavée se fait de manière beaucoup plus douce avec la profondeur, la différence entre les deux états étant de plus en plus réduite.

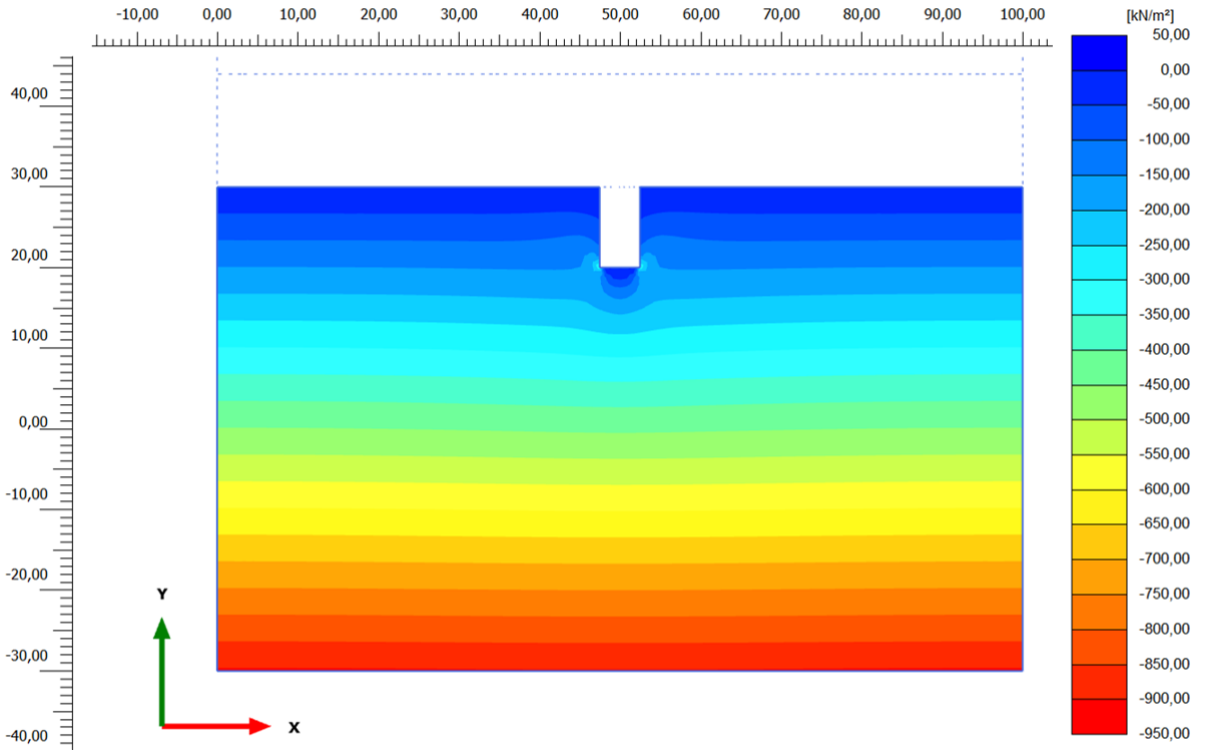


Figure 60: Modélisation Plaxis des contraintes verticales d'une excavation de 10 m de profondeur et 5 m de largeur.

Sur base de ce modèle il est possible d'établir un bulbe d'influence. Celui-ci étant basé sur une excavation de $10\ m$ de profondeur, il est à noter que pour les excavations de profondeur inférieure à $5\ m$ ce bulbe est assez restrictif.

Contrairement aux bulbes d'influence de BOUSSINESQ, ce bulbe n'est pas déterminé en fonction du coefficient d'influence mais bien en fonction du rapport des contraintes avant et après excavation.

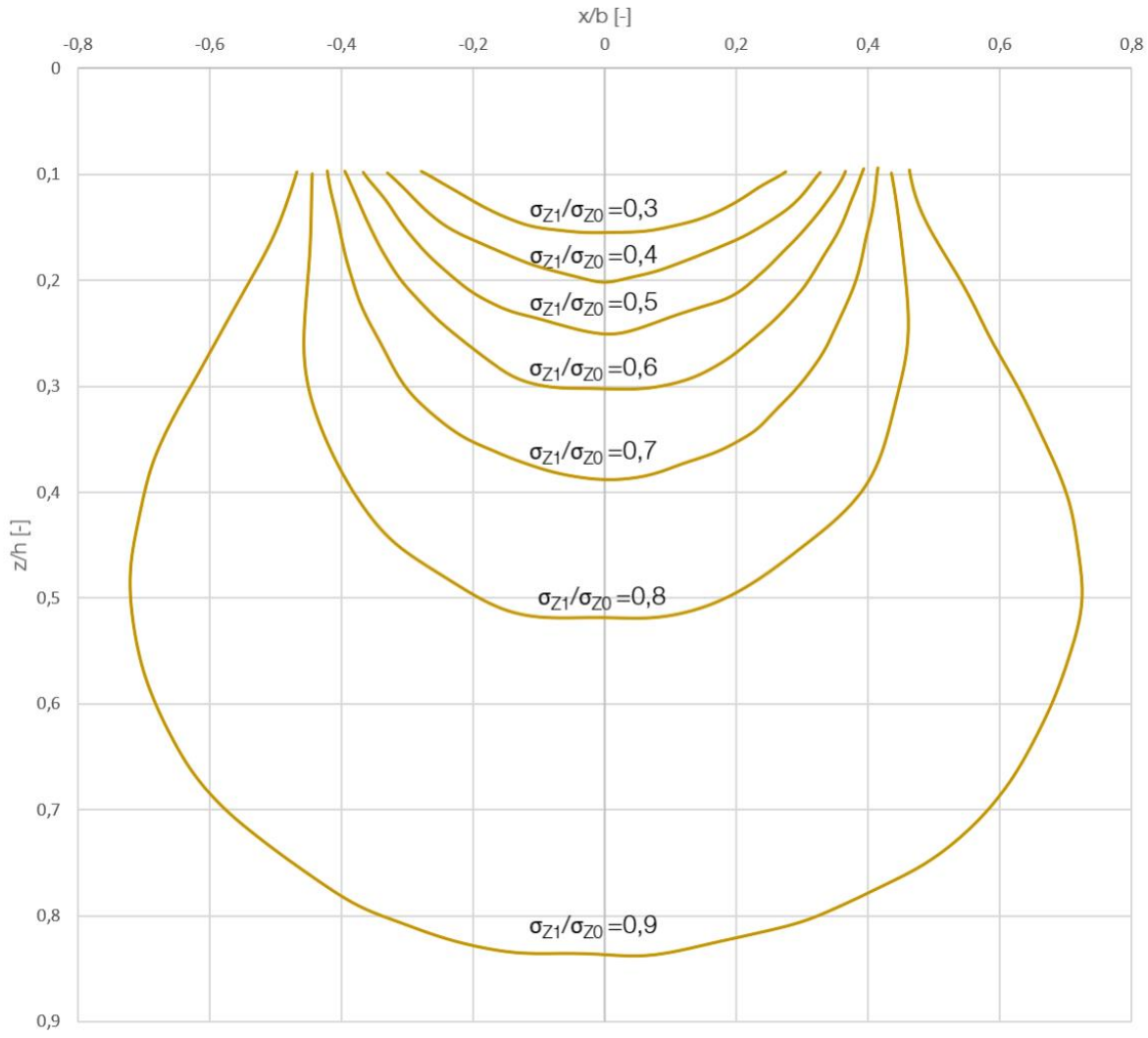


Figure 61: Bulbe d'influence d'une excavation avec un facteur de forme b/h = 0,5

Cette représentation permet une meilleure compréhension de l'influence de l'excavation sur l'état de contrainte du sol. On remarque que la forme est assez similaire à un bulbe d'influence établi pour une surcharge. Le bulbe a tendance à se développer horizontalement avec la profondeur. L'excavation n'a plus de réelle influence à une profondeur correspondant à 80% de la profondeur d'excavation.

4.3.2 Excavation h/b=1

Cette section permet la comparaison de quatre excavations présentant le même rapport de forme, $\frac{h}{b} = 1$. Leur largeur est donc égale à leur profondeur. Leurs géométries sont présentées ci-dessous.

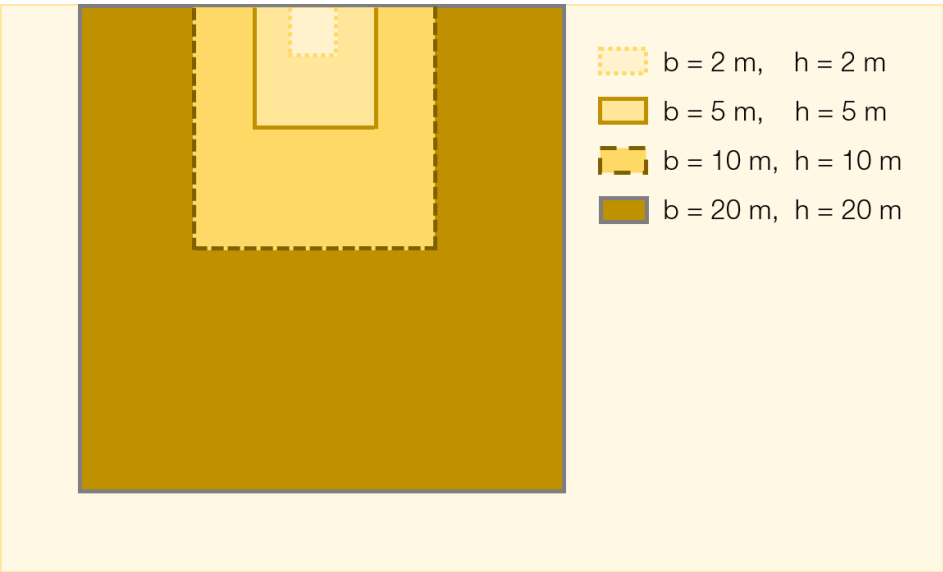


Figure 62: Géométrie des excavations de facteur de forme h/b = 1

Les cinq graphiques qui suivent représentent l'évolution du rapport des contraintes de ces quatre excavations pour différentes valeurs des variables adimensionnelles $\frac{z}{h}$ et $\frac{x}{b}$.

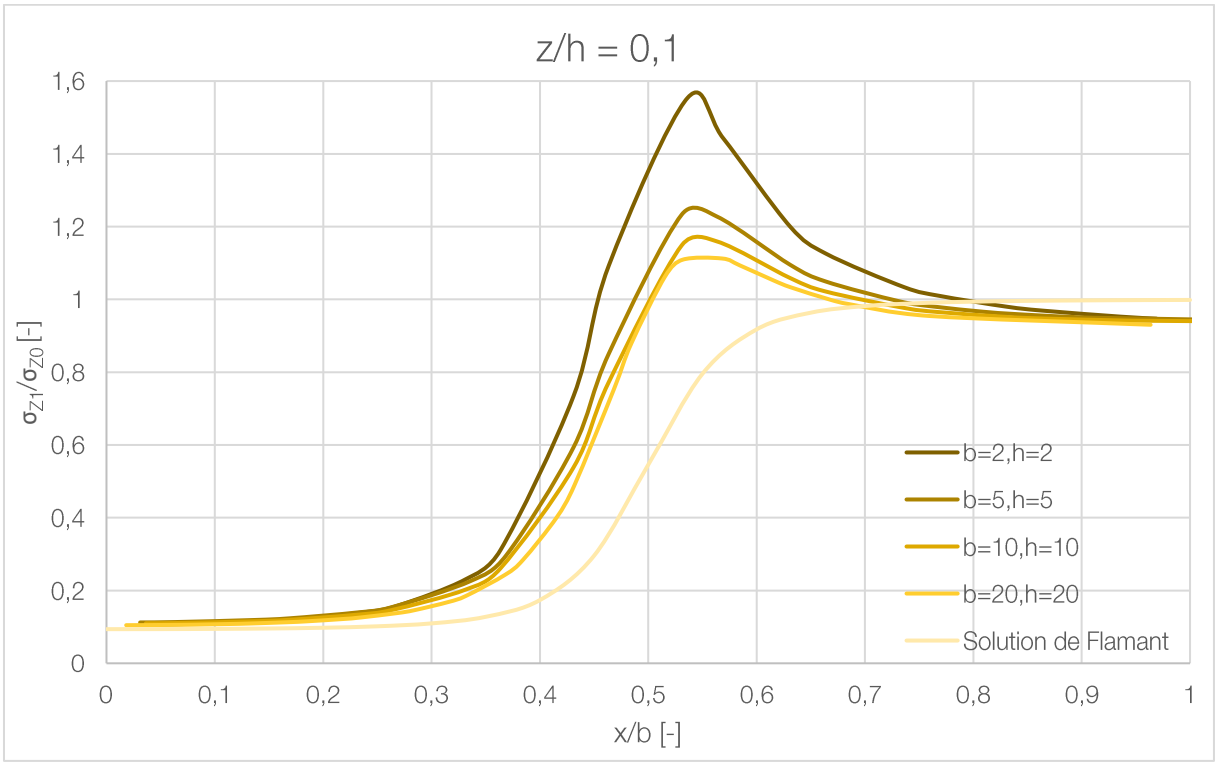


Figure 63 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 1

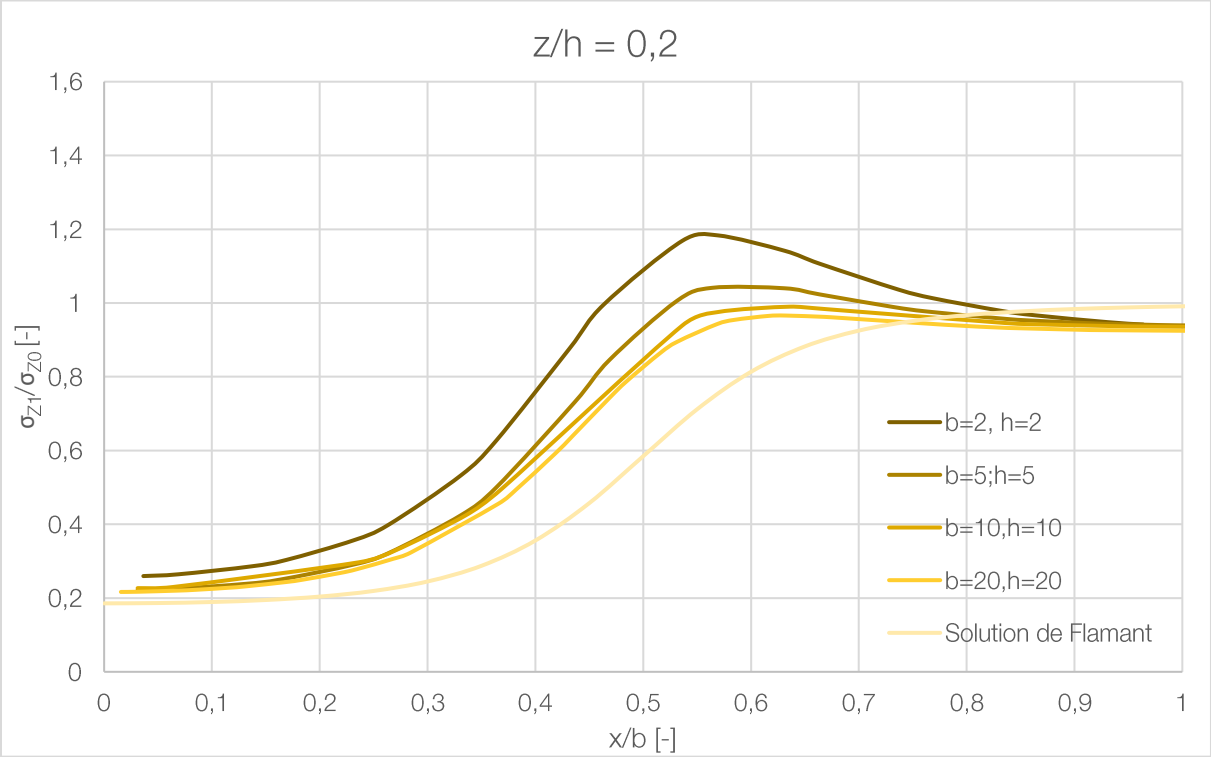


Figure 64 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 1

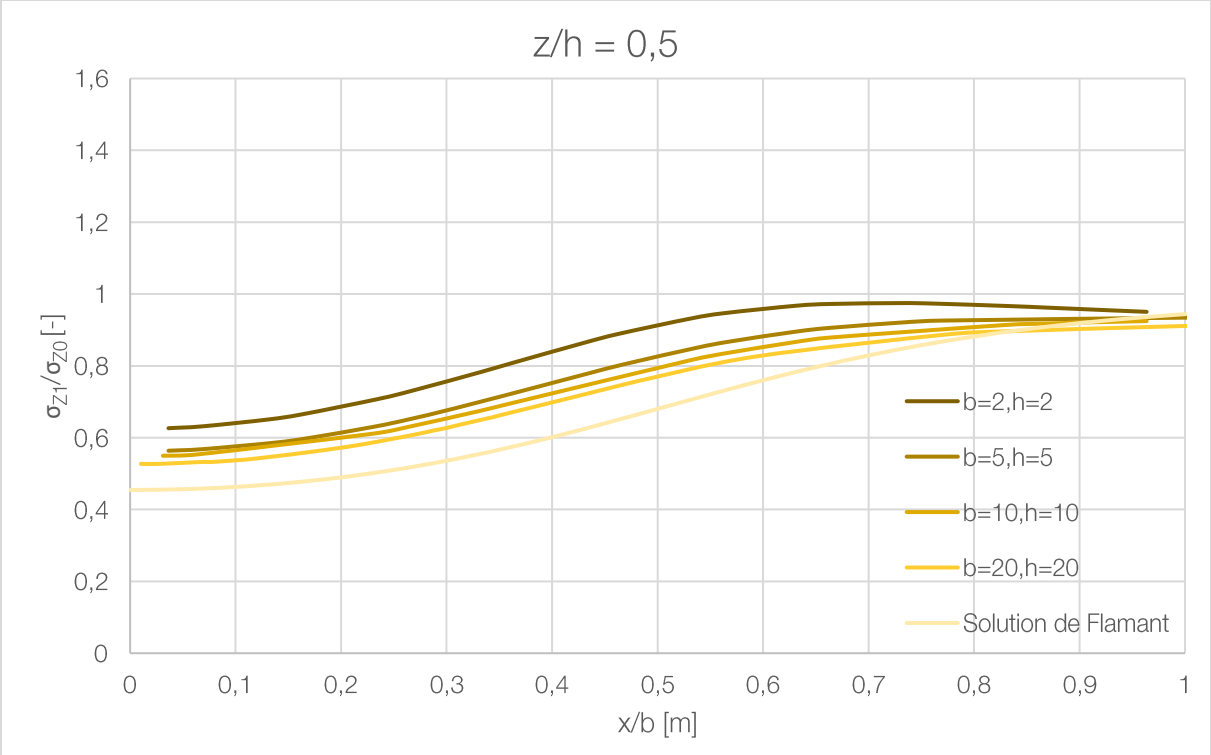


Figure 65 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 1

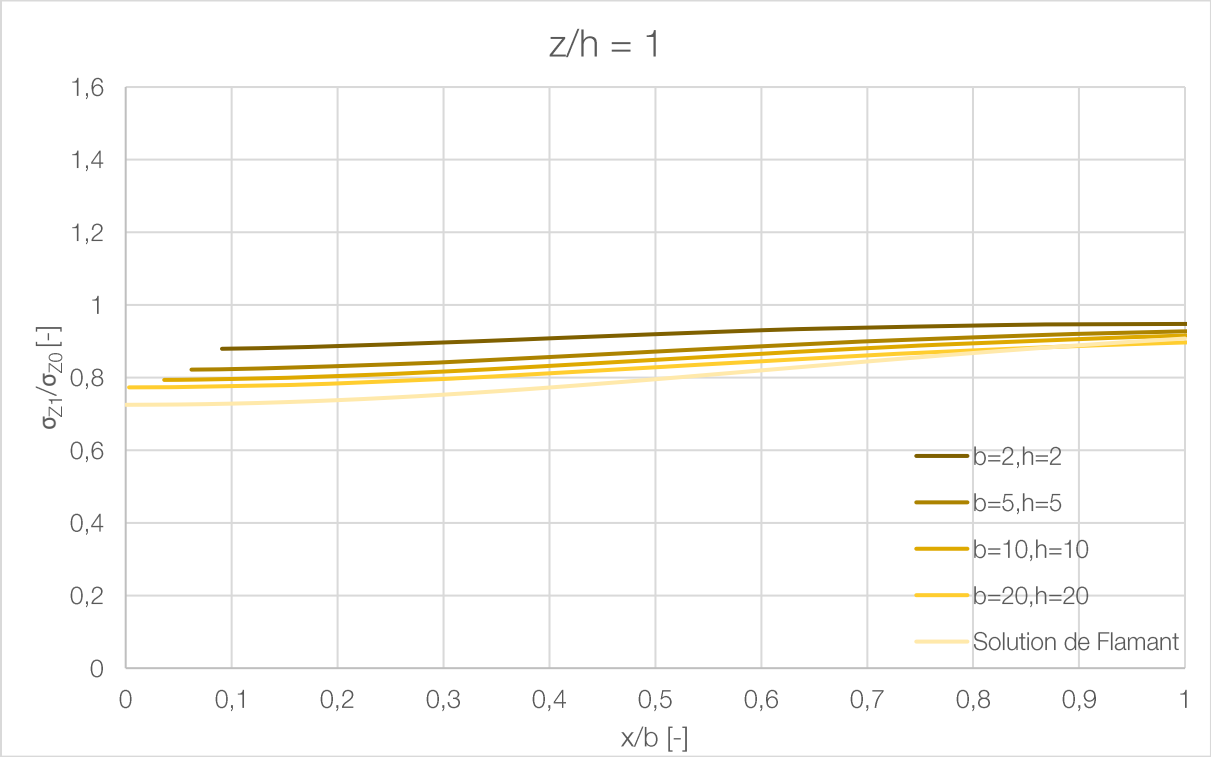


Figure 66 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 1

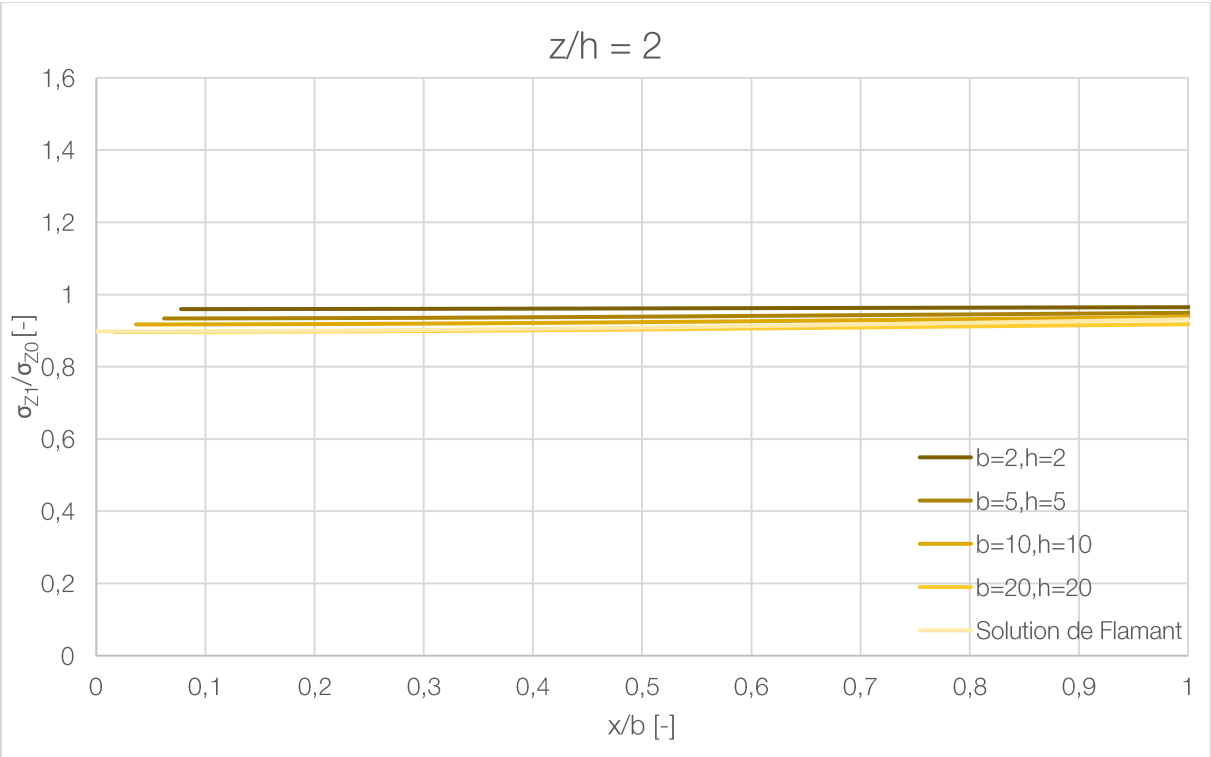


Figure 67 Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 1

Les conclusions de ces graphiques sont assez identiques à celles établies pour les excavations de rapport $b/h = 0{,}5$. Le rapport des contraintes est cependant plus faible au centre de l'excavation pour chaque profondeur normalisée considérée. Lorsque $z/h = 0{,}1$ le rapport chute à une valeur proche de $0{,}10$ contre $0{,}17$ pour $b/h = 0{,}5$. La valeur de $\frac{\sigma_{z1}}{\sigma_{z0}}$ atteint $0{,}9$ seulement à partir de $z/h = 2$. On peut donc en déduire que plus les excavations sont larges plus l'influence est grande.

Les courbes ayant toutes des valeurs assez semblables, hormis l'excavation $b = 2\ m, h = 2\ m$, l'excavation de largeur et de profondeur valant $10\ m$ peut être choisie comme modèle pour cette forme d'excavation. La représentation de son état de contrainte à l'aide de *Plaxis* est illustrée ci-dessous.

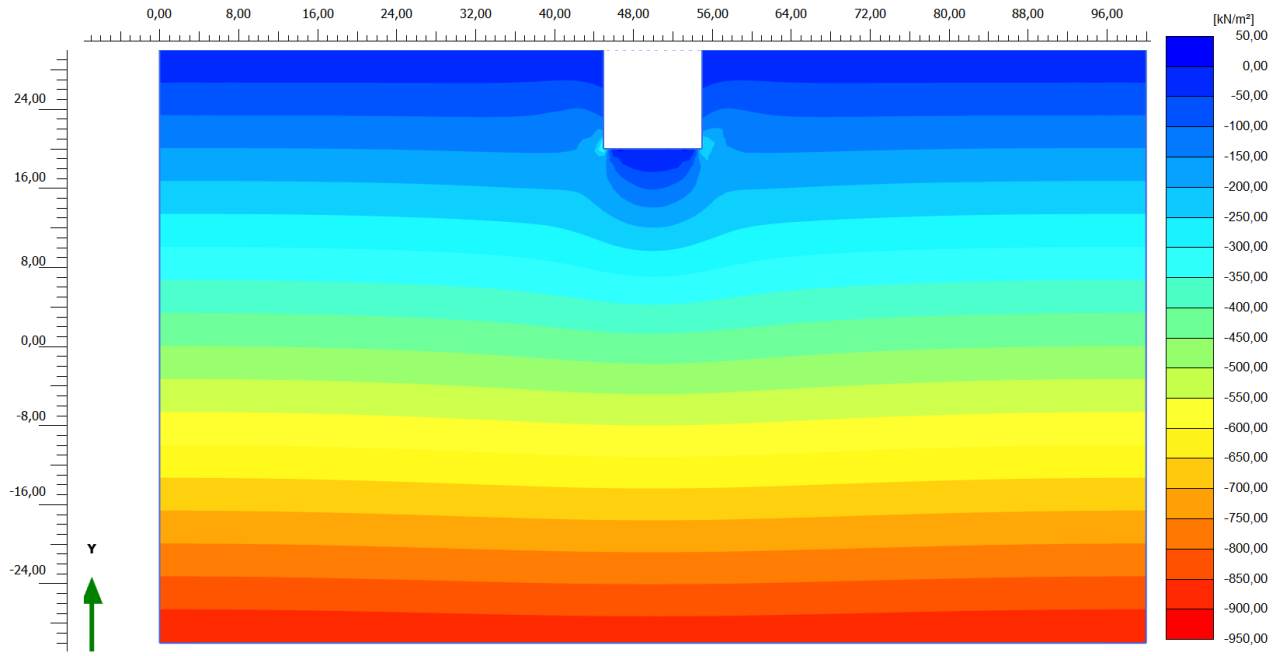


Figure 68: Modélisation Plaxis des contraintes verticales d'une excavation de 10 m de profondeur et de largeur

Sur base des cinq graphiques d'évolution du rapport des contraintes, il est possible de déterminer un bulbe d'influence permettant de représenter la zone impactée par la réalisation d'une excavation. Le bulbe associé aux excavations ayant un facteur de forme $b/h = 1$ est présenté à la Figure 69. On y remarque que toutes proportions gardées, cette forme d'excavation influence le sol sur une plus grande profondeur et une plus grande largeur comparativement aux excavations ayant un facteur de forme $b/h = 0{,}5$.

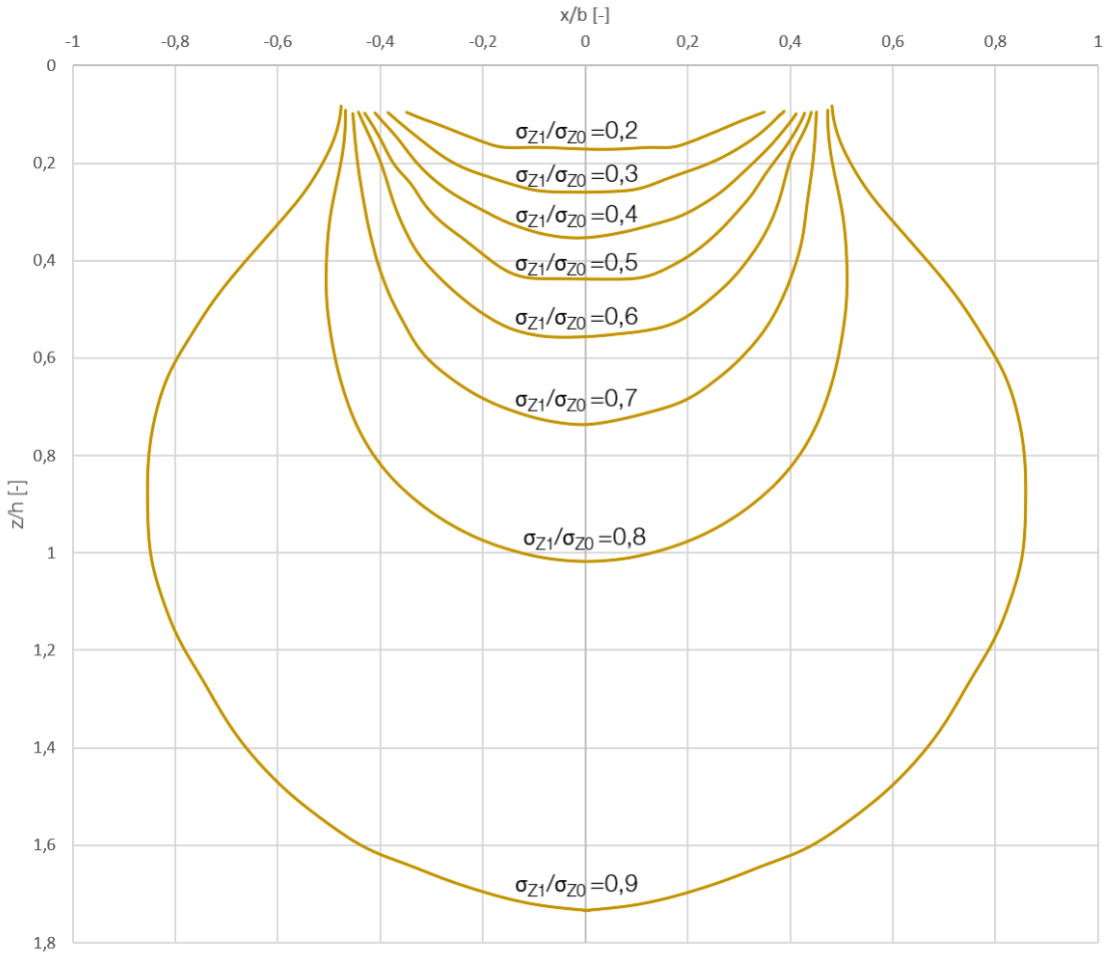


Figure 69: Bulbe d'influence d'excavation b/h=1

4.3.3 Excavation b/h=2

Les excavations qui sont analysées dans la suite de cette section ont un rapport de forme valant 2. Leur largeur est donc deux fois supérieure à leur profondeur. Leurs géométries sont illustrées ci-dessous.

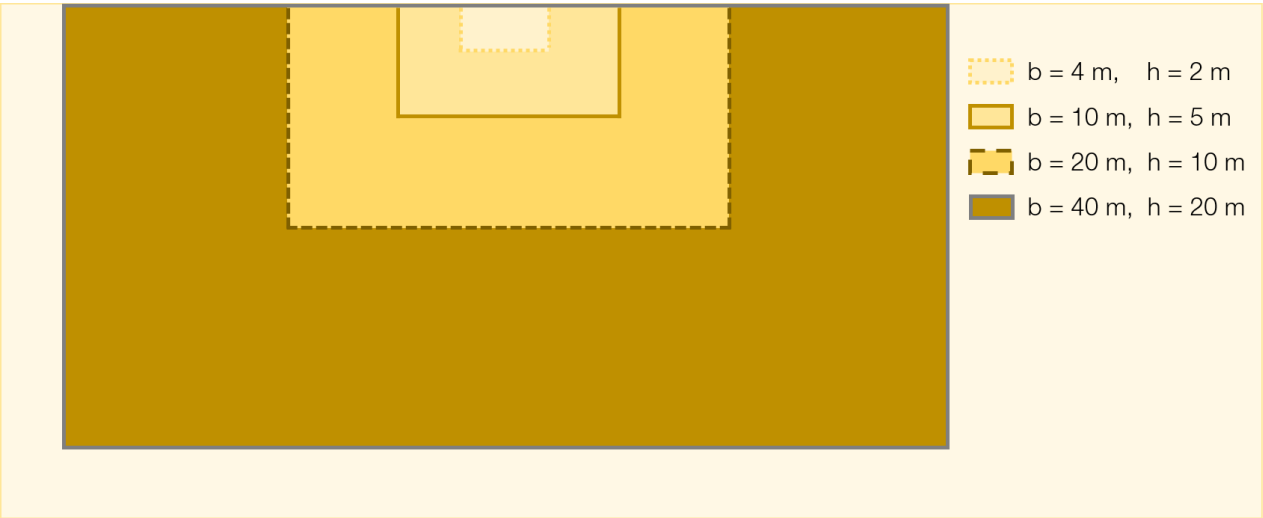


Figure 70: Géométrie d'excavations b/h = 2

Les cinq graphiques qui suivent présentent l'évolution du rapport des contraintes pour ces excavations.

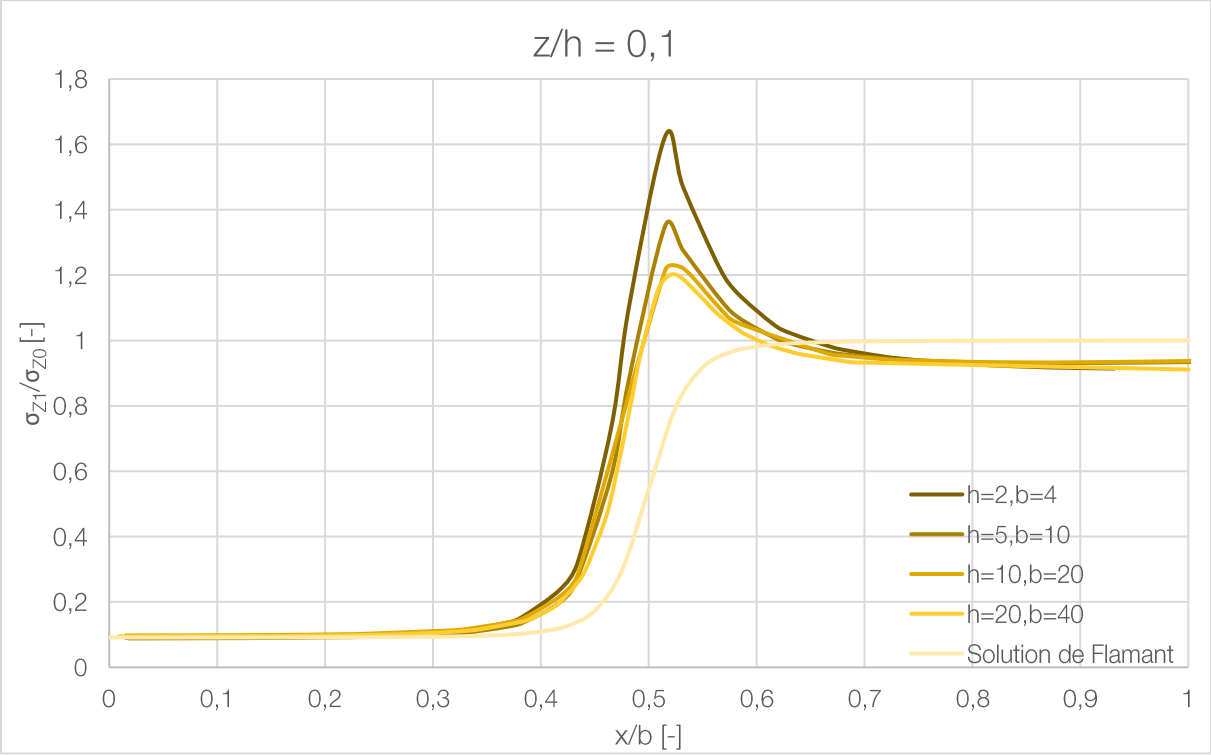


Figure 71:Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 2

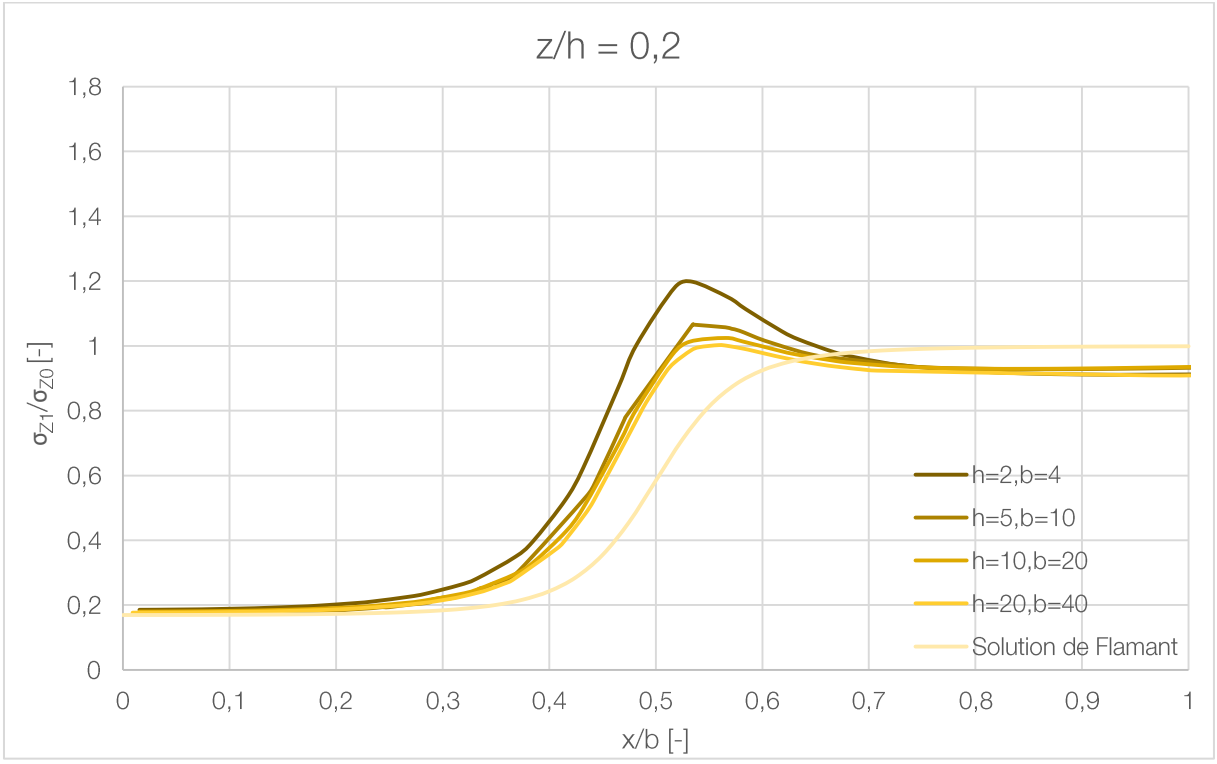


Figure 72: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 2

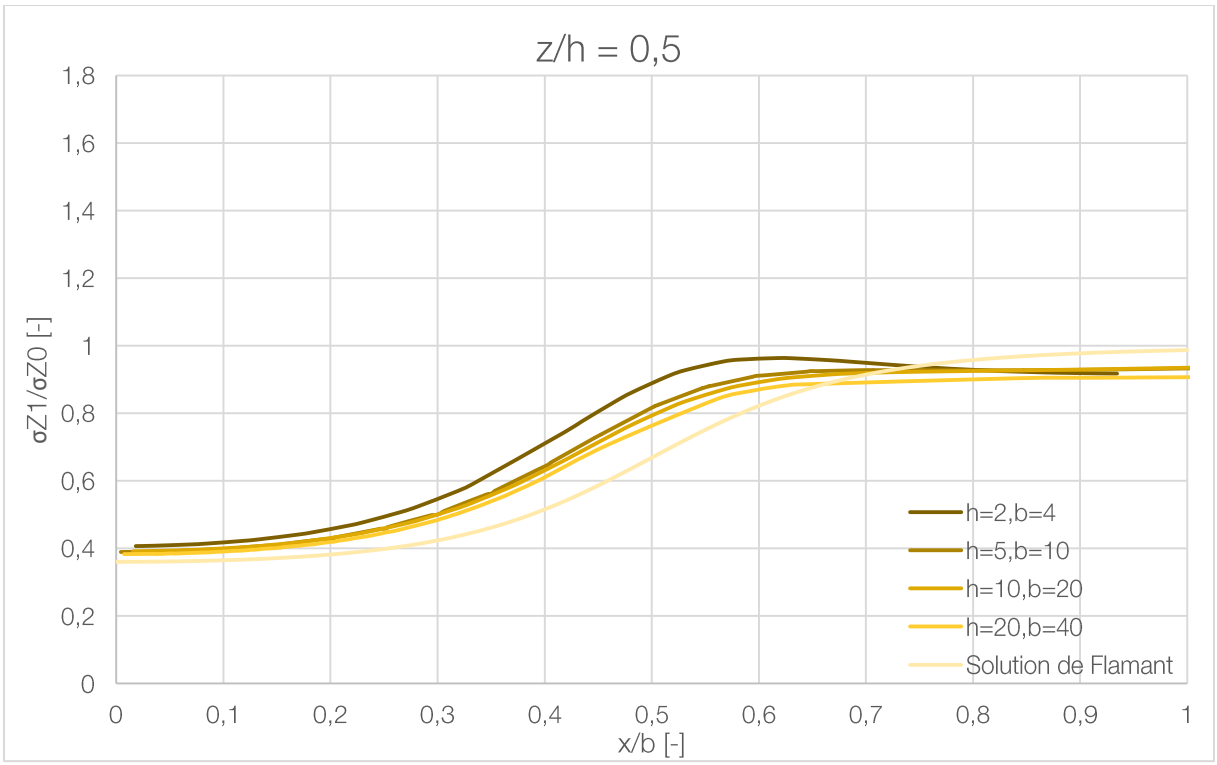


Figure 73: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 2

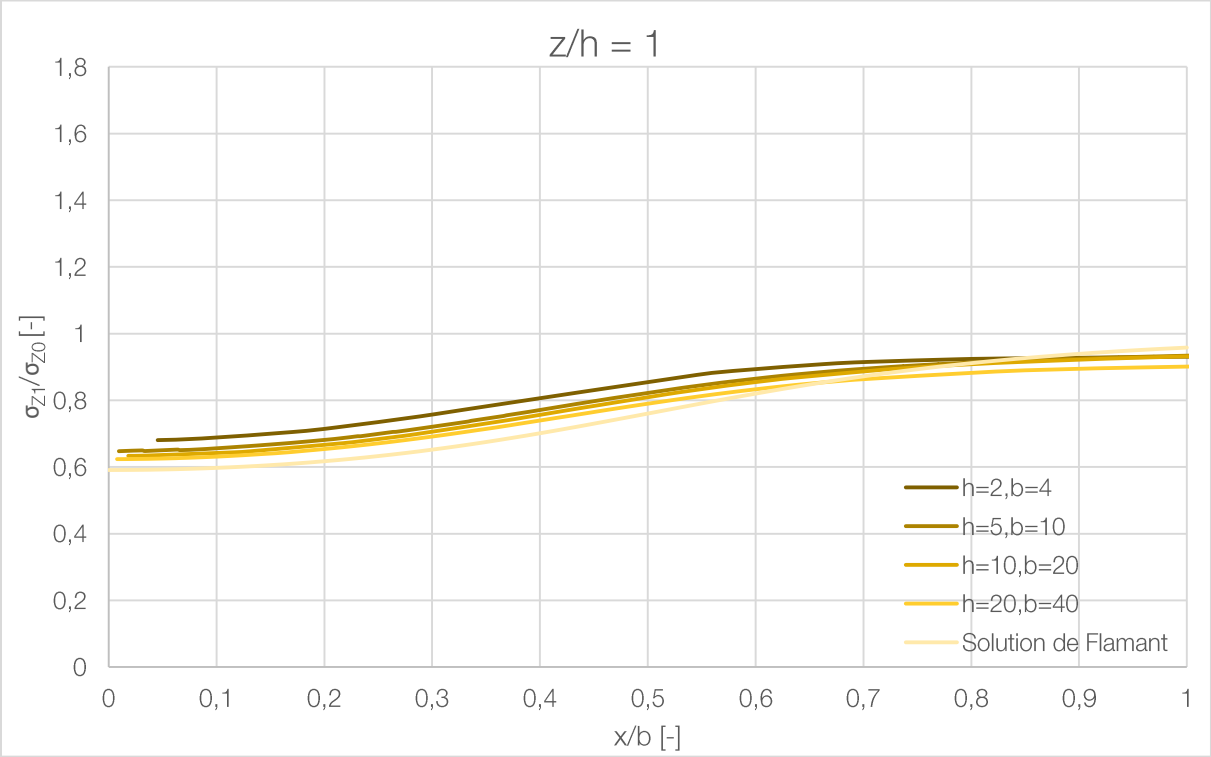


Figure 74: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 2

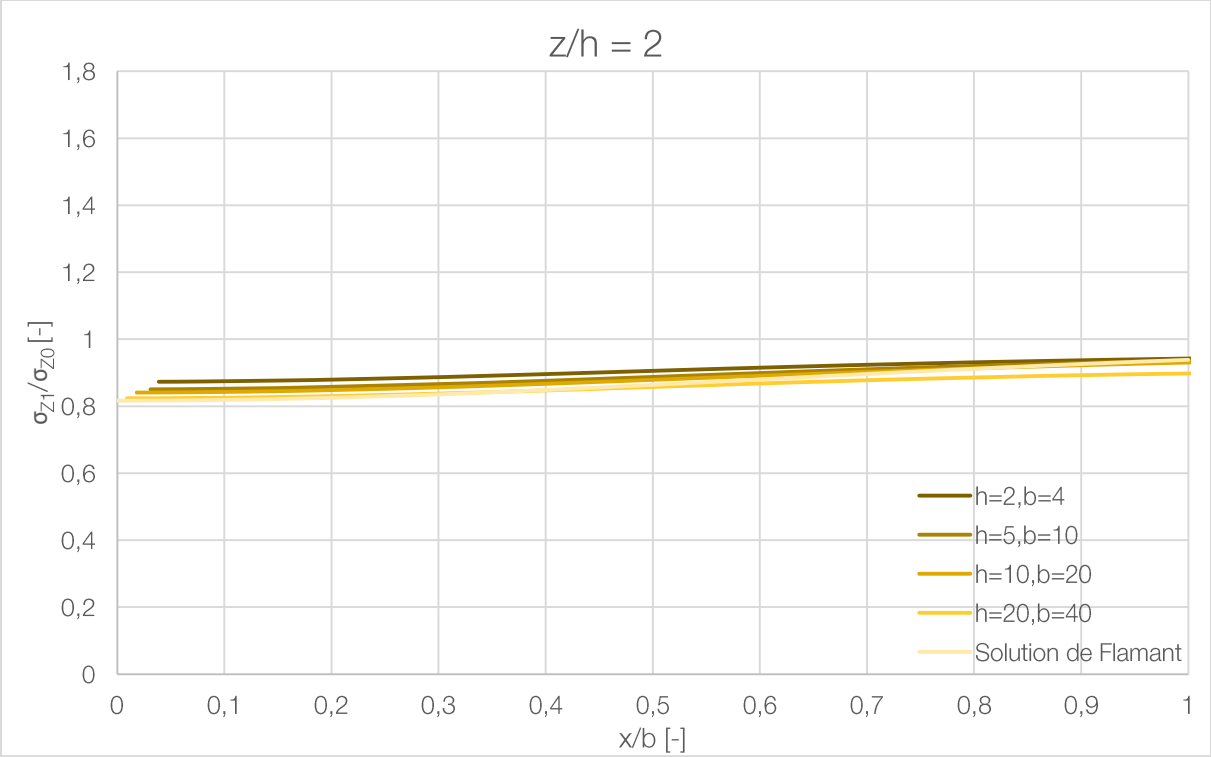


Figure 75: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 2

A nouveau, on remarque que la solution de FLAMANT du problème bidimensionnel de BOUSSINESQ surestime l'impact de l'excavation. En revanche, on observe que les différentes excavations ont des valeurs de rapport des contraintes de plus en plus similaires. La plus grande différence dans les valeurs se situe toujours au niveau du pic à proximité immédiate de l'excavation.

Sur base de cette similitude des courbes, on peut synthétiser l'impact des excavations de facteur de forme $b/h = 2$ par l'excavation de $20\ m$ de largeur et $10\ m$ de profondeur. La représentation de l'état de contrainte du sol ainsi que le bulbe d'influence sont illustrés respectivement à la Figure 76 et à la Figure 77.

Le bulbe d'influence présente une allure similaire aux autres excavations. L'influence est toutefois plus grande en profondeur. On remarque également que, toutes proportions gardées, l'impact de l'excavation s'étend sur une moins grande largeur que les excavations ayant un facteur de forme $b/h = 1$.

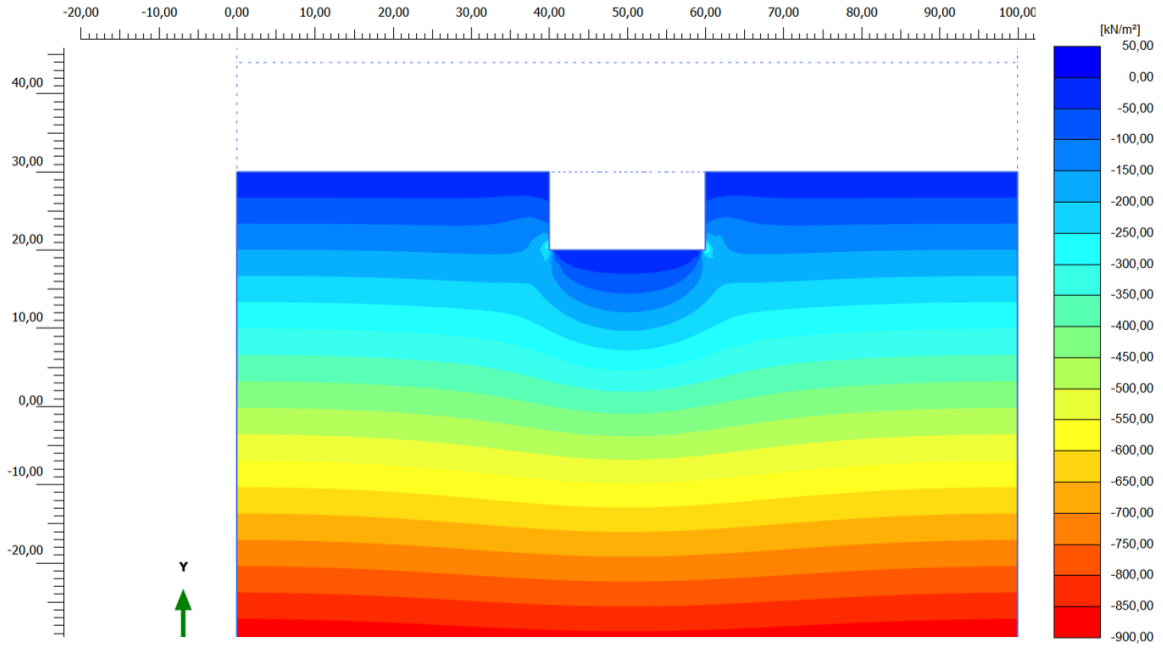


Figure 76: Contrainte verticale associée à une excavation h/b=2

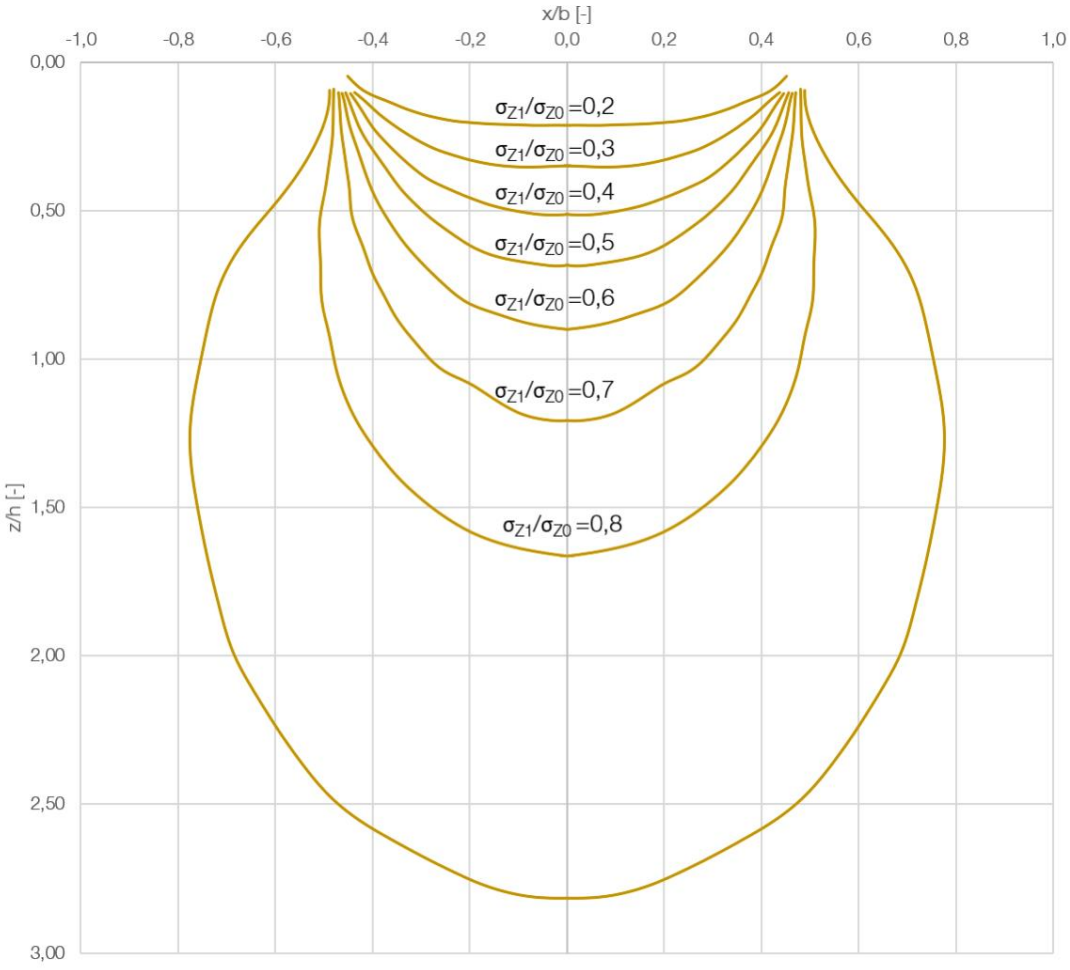


Figure 77 : Bulbe d'influence d'excavation b/h=2

4.3.4 Excavation b/h=4

Cette section concerne les excavations ayant un facteur de forme $b/h = 4$, c'est-à-dire que la largeur est quatre fois plus grande que la profondeur. Les géométries des quatre excavations étudiées sont présentées à la Figure 78.

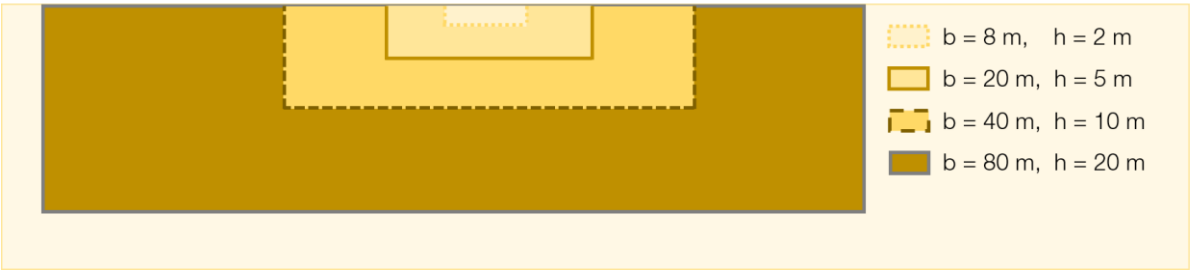


Figure 78: Géométrie d'excavations b/h = 4

Les cinq graphiques suivants représentent l'état de contrainte de ces quatre excavations pour différentes profondeurs normalisées.

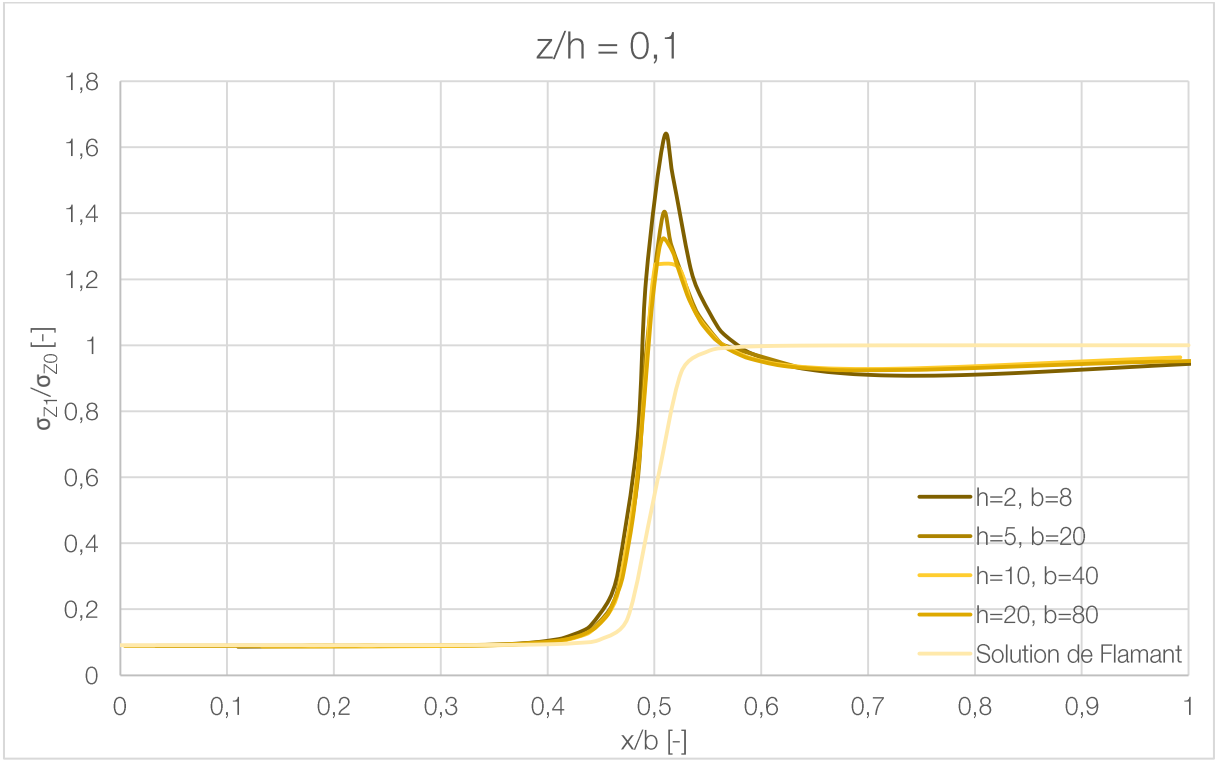


Figure 79: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 4

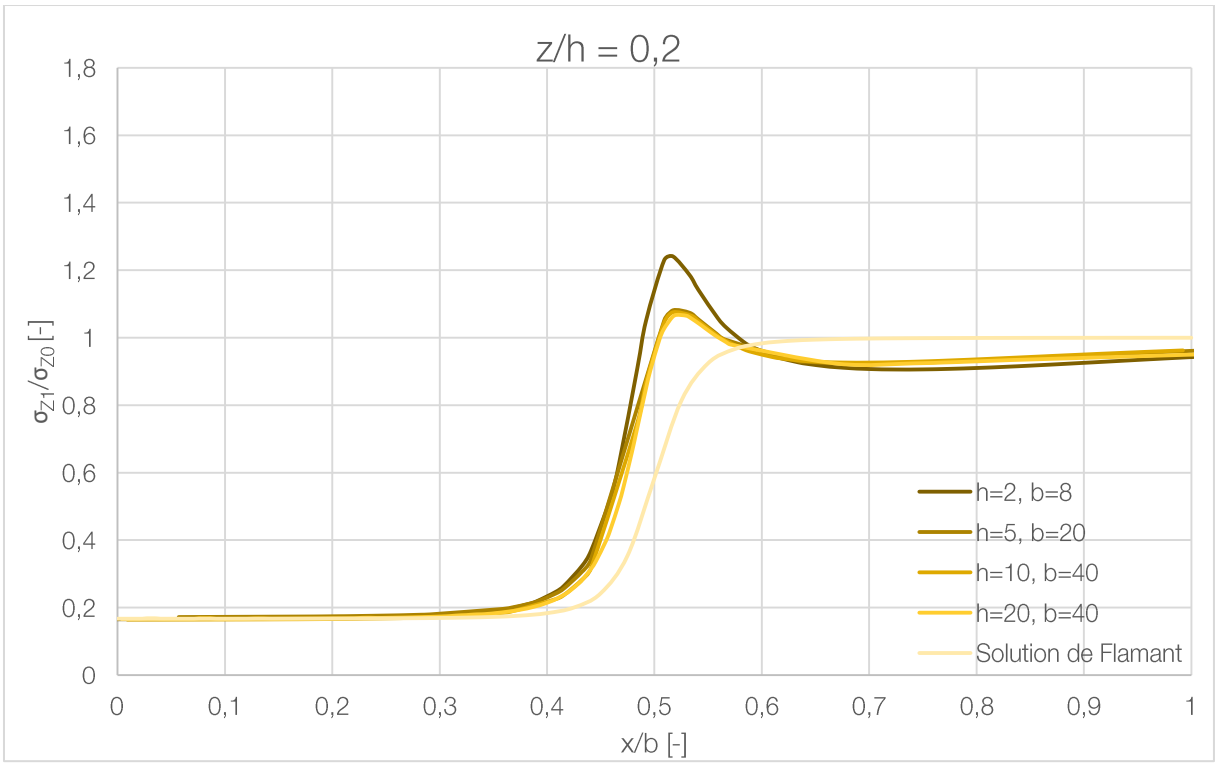


Figure 80: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 4

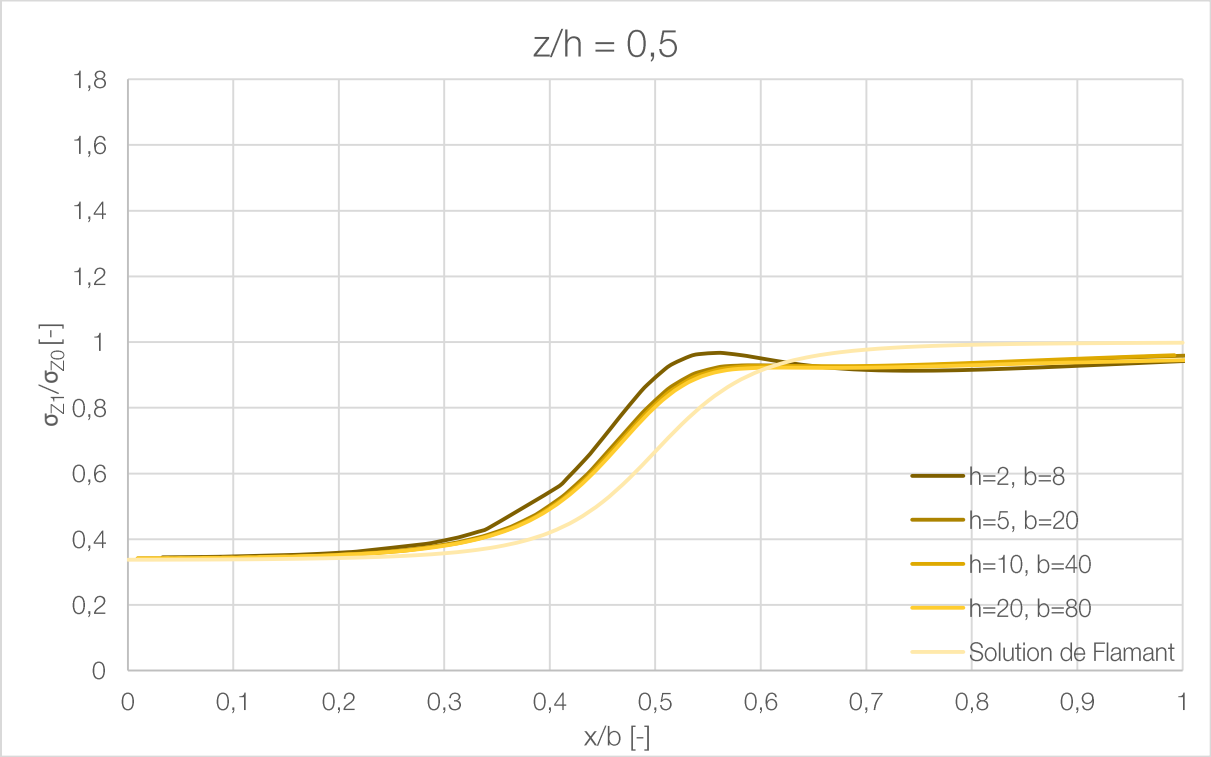


Figure 81 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 4

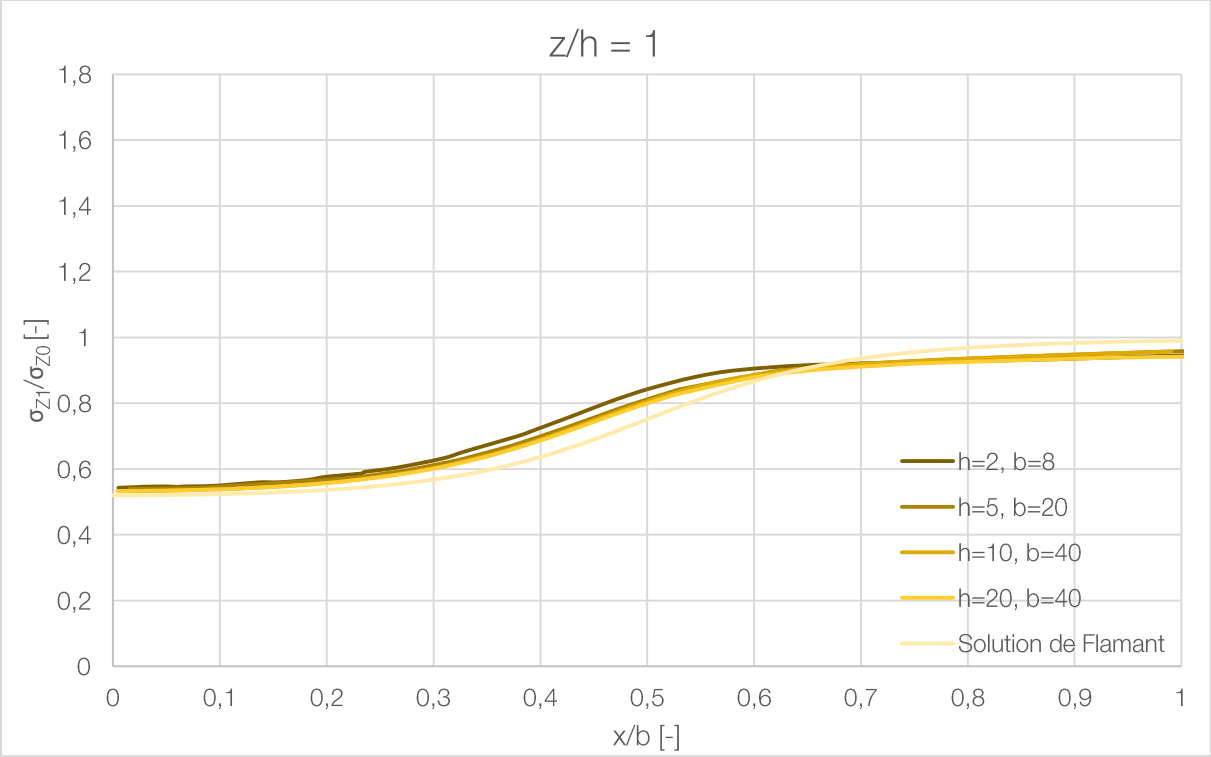


Figure 82 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 4

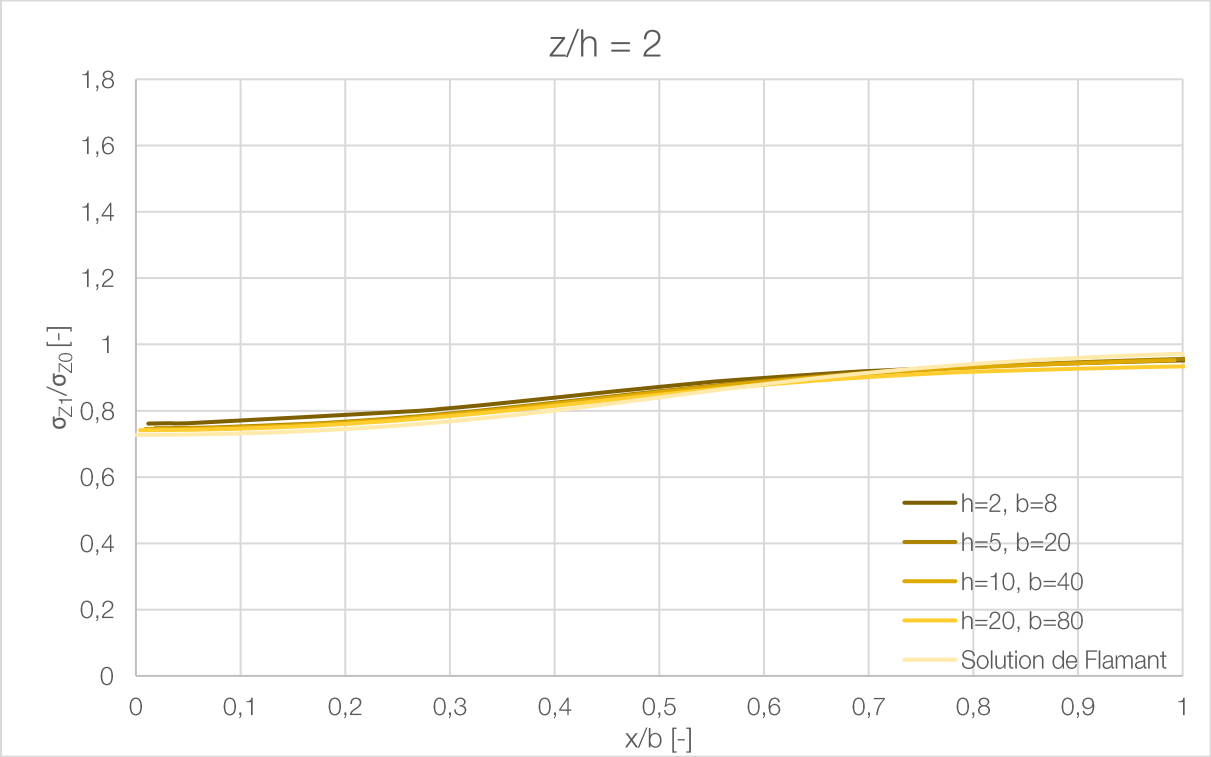


Figure 83 : Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 4

Le sol ayant une réponse similaire pour ces différentes excavations, l'excavation de $40\,m$ de largeur et $10\,m$ de profondeur a été choisie comme modèle. L'état de contrainte associé est présenté ci-dessous.

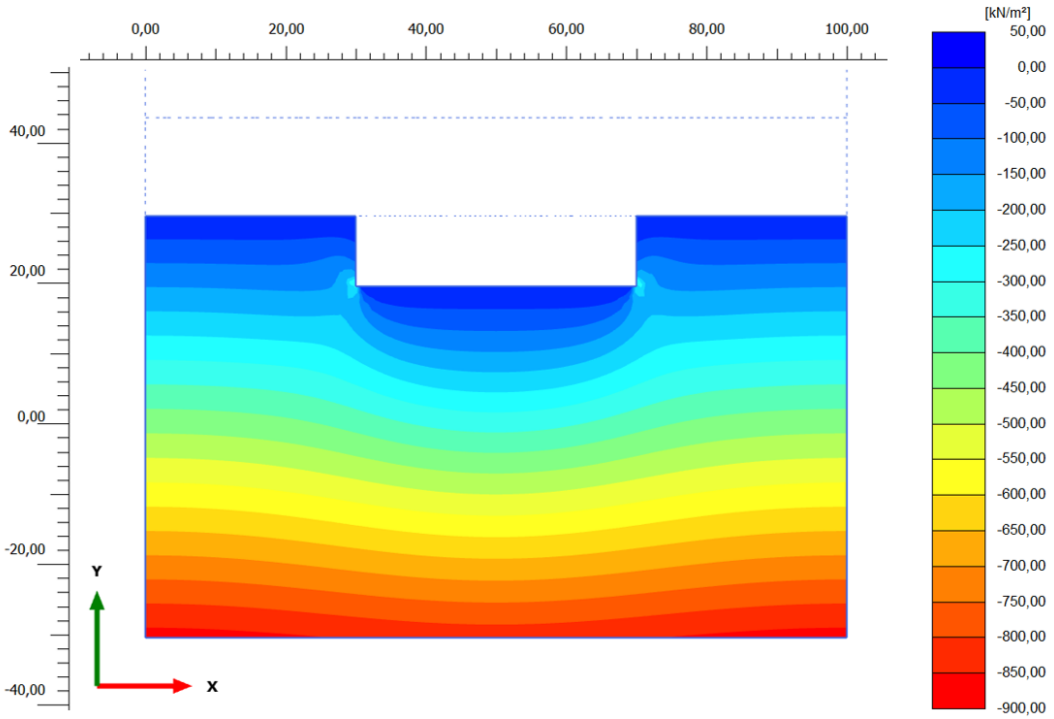


Figure 84: Contrainte verticale d'une excavation b/h =4

Le bulbe d'influence associé à cette géométrie d'excavation est repris ci-dessous. On remarque qu'il s'étend plus profondément que pour les autres excavations. En revanche, son influence horizontale est plus faible que pour les excavations ayant un facteur de forme b/h valant 1 et 2.

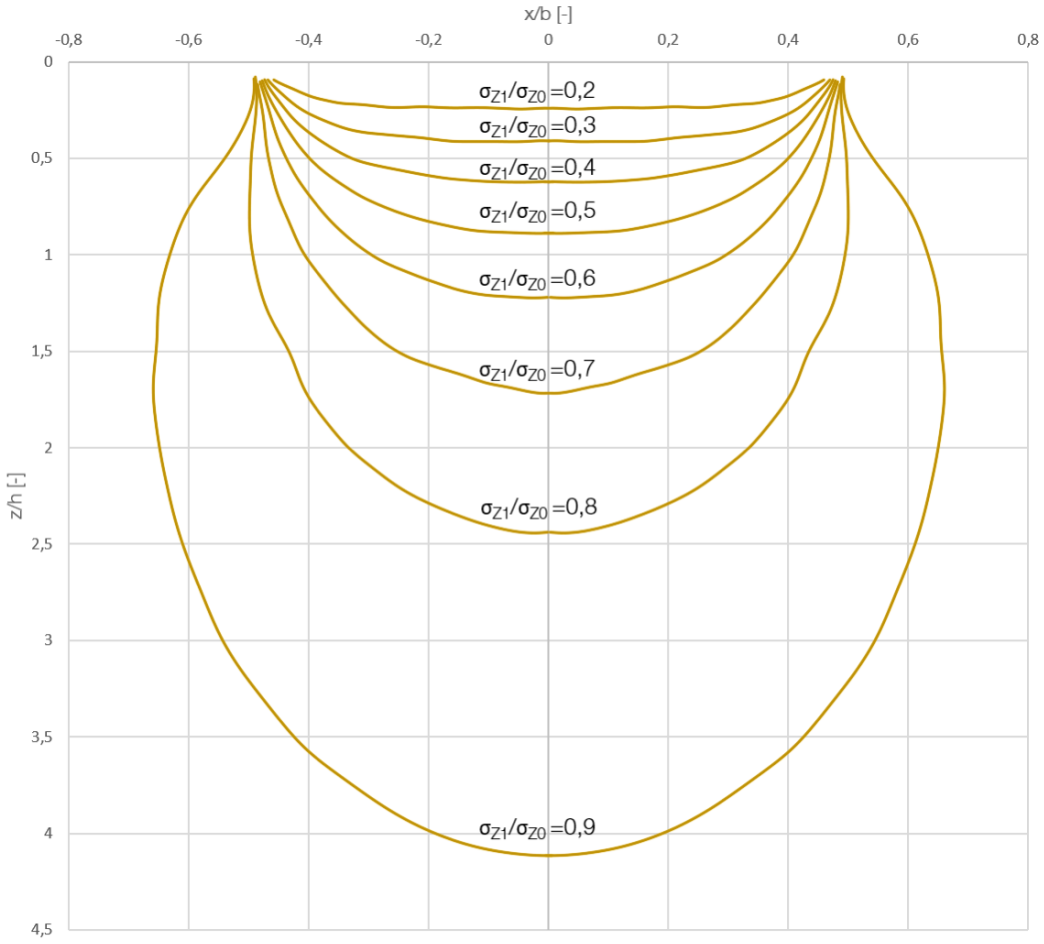


Figure 85: Bulbe d'influence d'excavation b/h=4

4.3.5 Comparaison

Les excavations de référence pour les quatre géométries étudiées $(b/h = 0{,}5; 1; 2; 4)$ ont été comparées sur les mêmes graphiques dans la suite de cette section. Cependant afin d'analyser l'impact des excavations étroites, des excavations ayant un rapport de forme b/h d'une valeur de $0{,}2$ et $0{,}3$ ont été ajoutées au jeu de données. A l'instar des autres géométries, il a été possible d'identifier une excavation de référence pour ces deux géométries. Il s'agit respectivement d'une excavation de $2\ m$ de largeur et $10\ m$ de profondeur ainsi qu'une excavation de $3\ m$ de largeur et $10\ m$ de profondeur

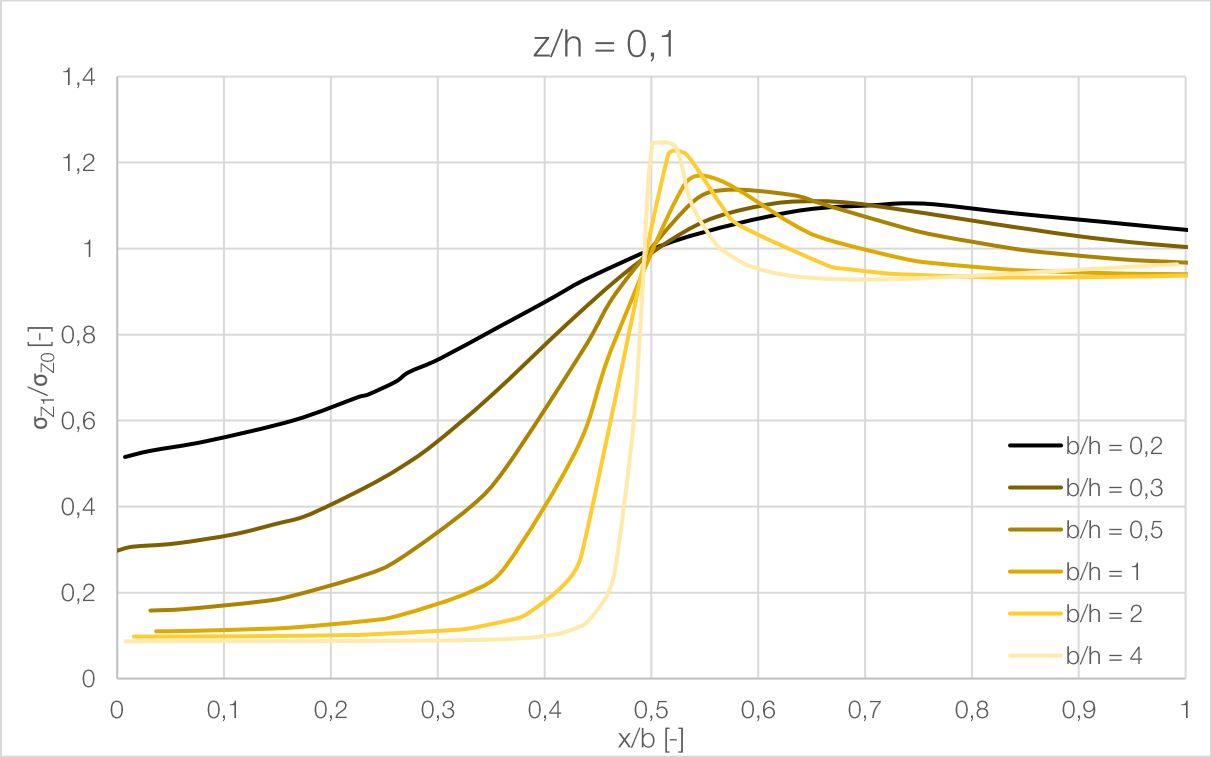


Figure 86 : Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,1

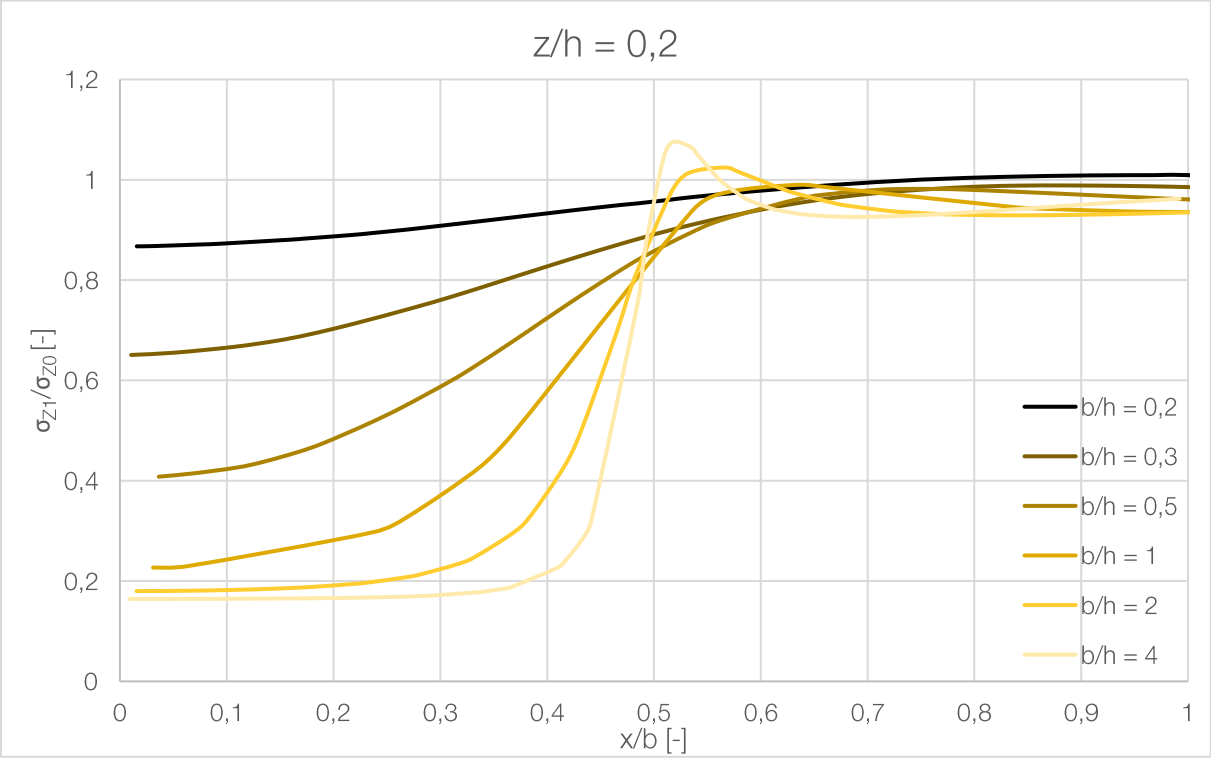


Figure 87:Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,2

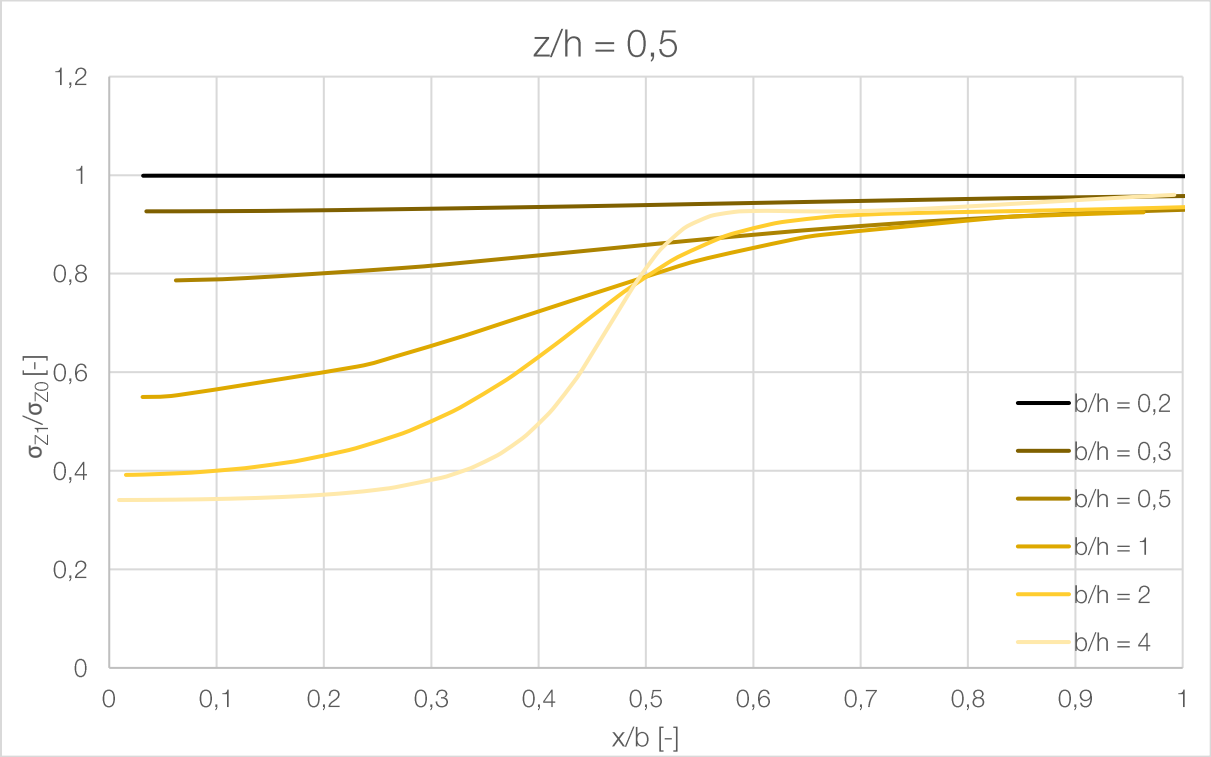


Figure 88: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,5

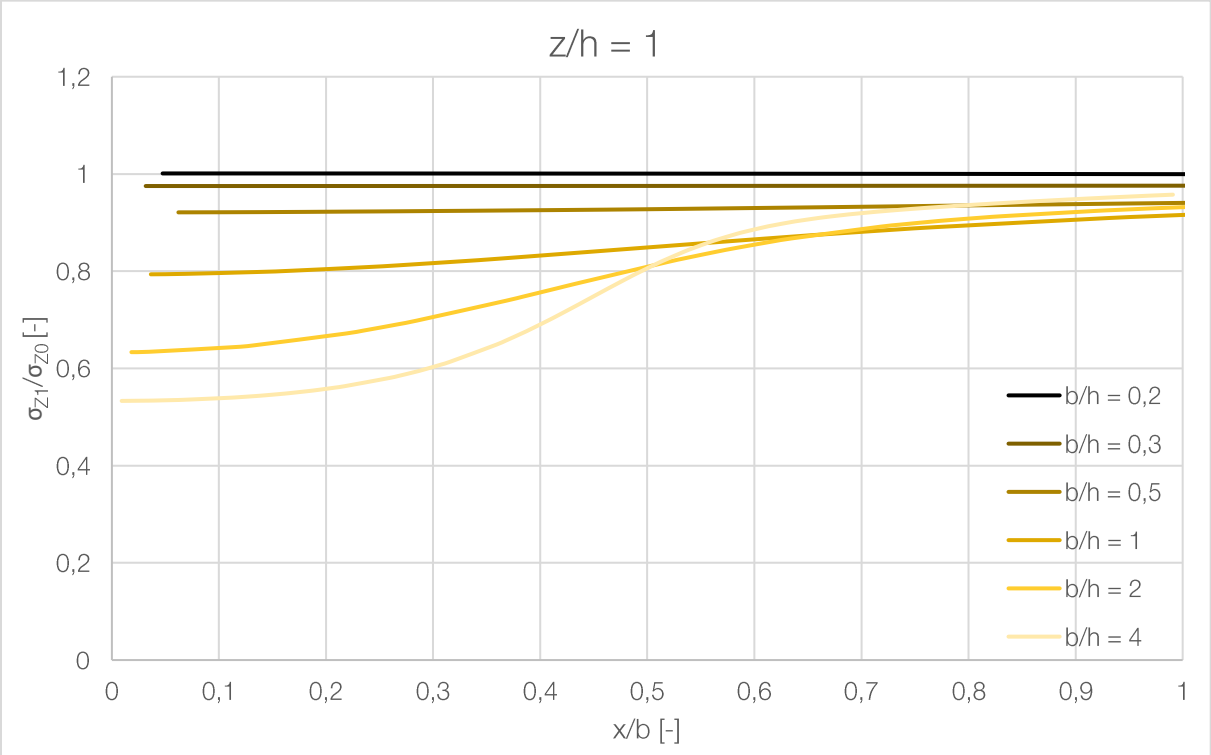


Figure 89: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 1

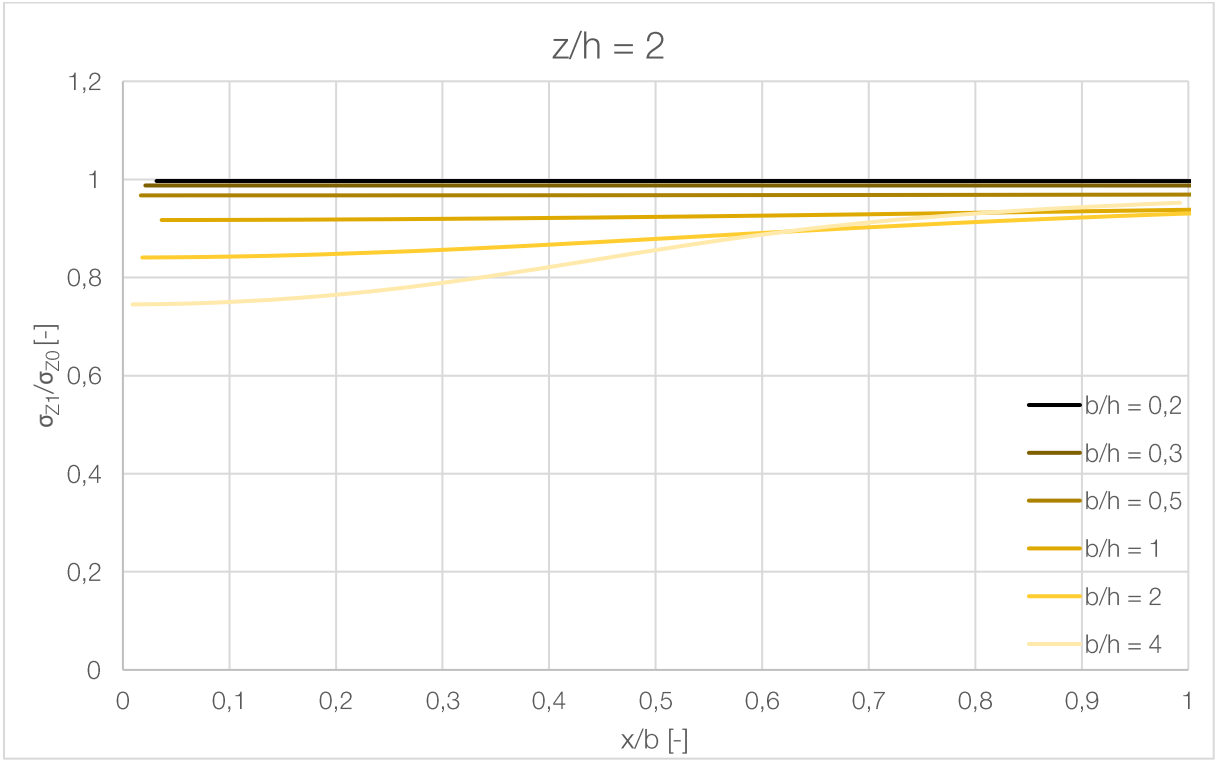


Figure 90: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 2

Comme constaté précédemment, on observe que plus le facteur de forme augmente plus l'impact de l'excavation est important.

Ces graphiques permettent également de s'intéresser aux excavations étroites dont le rapport b/h est inférieur à une valeur $0{,}5$. Pour rappel, le document d'application national belge de l'Eurocode 7 exempt ces excavations étroites de toute correction de la résistance au cône. Les résultats des modélisations *Plaxis* indiquent que le rapport des contraintes passent les barres des $0{,}9$ seulement à partir de $z/h = 1$, au-delà de cette valeur, on peut raisonnablement admettre que l'excavation n'a plus d'influence.

Cela signifie donc que lorsqu'on réalise, par exemple, une tranchée de 1m de largeur et 2 m de profondeur, l'état de contrainte du sol est influencé jusqu'à 2 m sous le fond de fouille. Sur base des modélisations *Plaxis*, l'impact de l'excavation des tranchées étroites doit être considéré ou non selon la profondeur du sol que la fondation étudiée mobilise. Ainsi, il faut inclure la diminution de la résistance au cône dans le dimensionnement des fondations mobilisant les couches superficielles, jusqu'à 1 fois la profondeur de l'excavation. En revanche, on peut en conclure que les fondations mobilisant les couches de sol plus profondes peuvent être exemptées de correction de la résistance au cône.

4.4 Evolution du coefficient de pression neutre des terres

La page suivante présente l'évolution de contraintes horizontales et verticales ainsi que la valeur de K_0 après la réalisation d'une excavation de 20 m de largeur et 10 m de profondeur. On remarque que le coefficient de pression neutre des terres après excavation est inférieur au coefficient mesuré avant excavation, excepté à faible profondeur. Ce phénomène est contraire à ce qui a été décrit dans le modèle de Broug. Cette différence est probablement liée aux paramètres de la modélisation *Plaxis*.

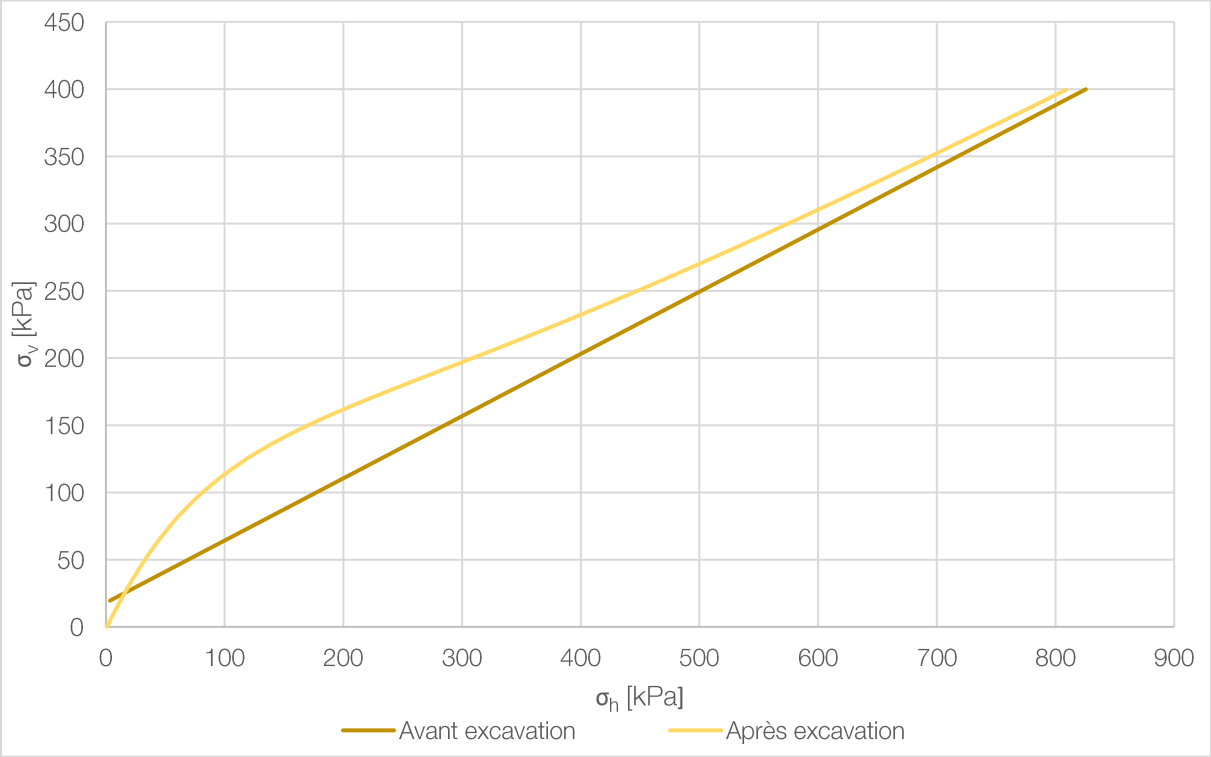


Figure 91: Comparaison des contraintes horizontales et verticales suite à une excavation de 20 m de largeur et 10 m de profondeur

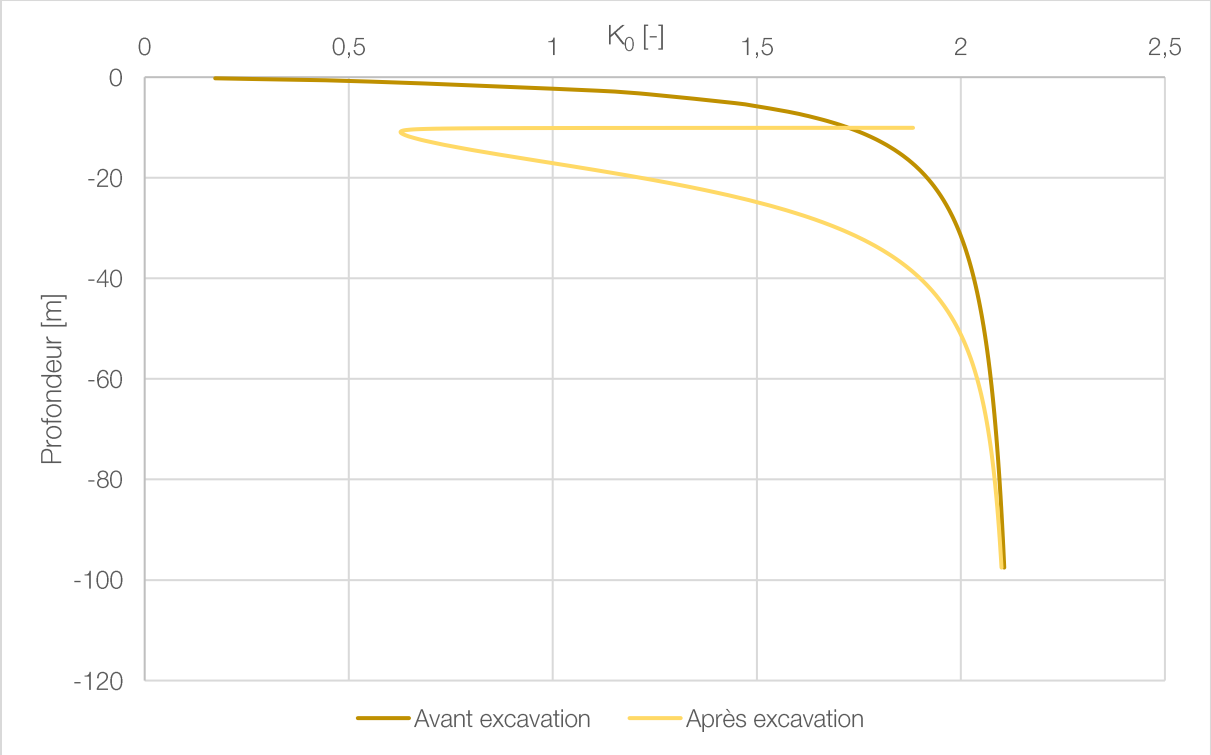


Figure 92: Comparaison du coefficient neutre des terres suite à une excavation de 20 m de largeur et 10 m de profondeur

4.5 INFLUENCE ANGLE FROTTEMENT

L'impact de l'angle de frottement sur l'état de contrainte du sol a été étudié. Pour ce faire, l'excavation de référence pour le facteur de forme $b/h = 1$ a été modélisée en considérant divers angles de frottement pour le sable bruxellien. On remarque que plus l'angle de frottement est faible, plus l'impact de l'excavation est limité. Le pic du rapport de contrainte est l'endroit le plus marqué par la variation de l'angle de frottement. L'influence sous l'excavation en tant que telle est assez limitée à faible profondeur. Elle se marque un peu plus avec la profondeur.

4.5.1 b/h=1

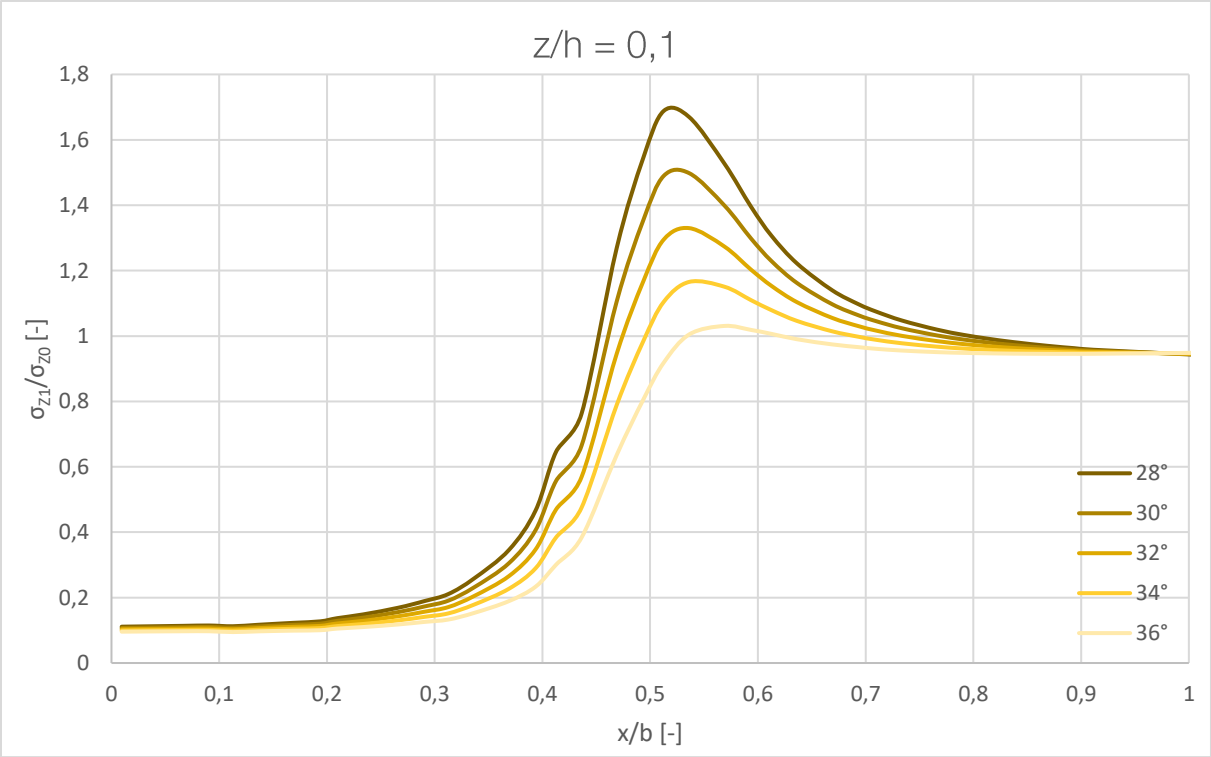


Figure 93: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,1 pour excavation de forme b/h = 1

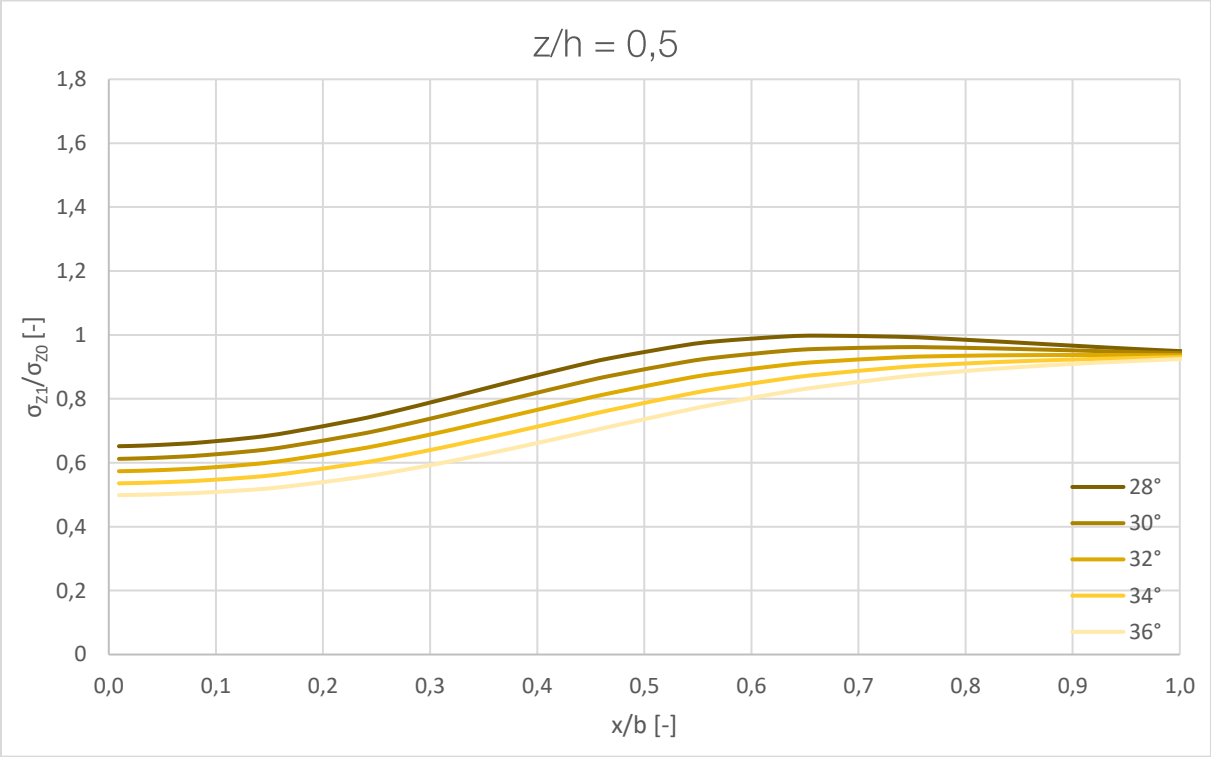


Figure 94 : Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,5 pour excavation de forme b/h = 1

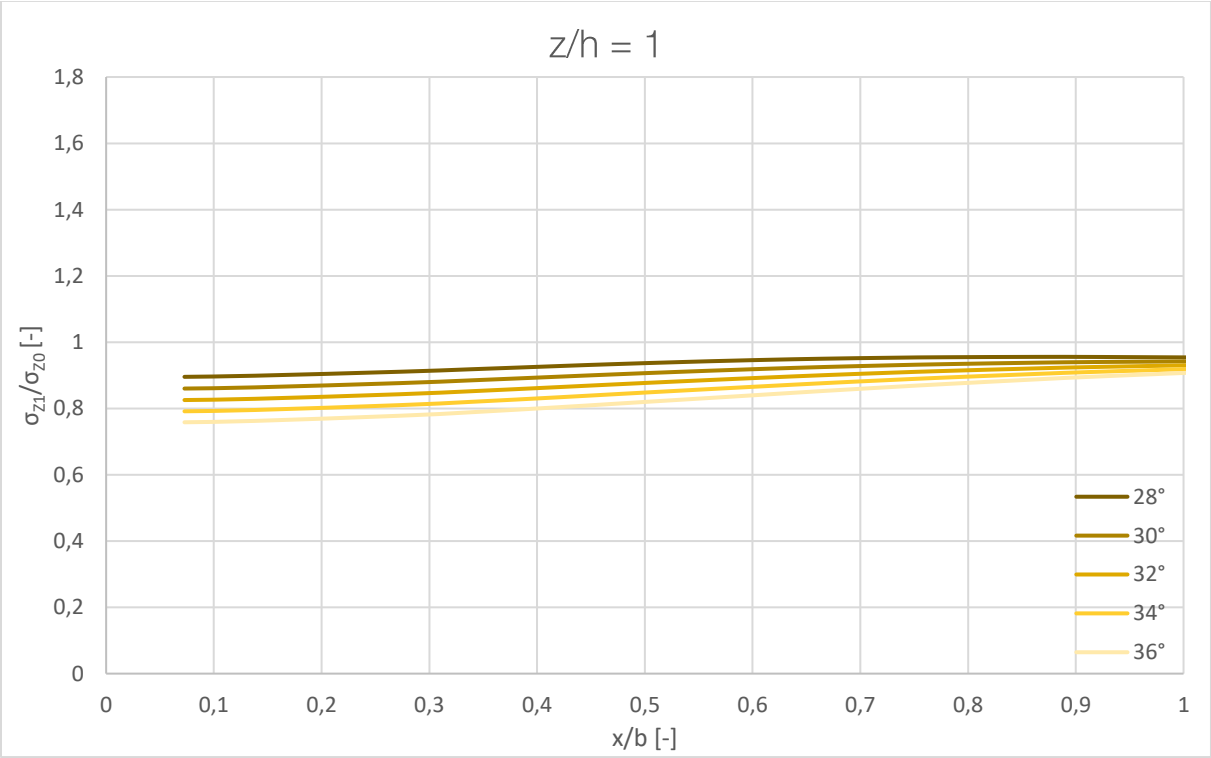


Figure 95: Influence de l'angle de frottement à z/h = 1 pour excavation de forme b/h = 1

4.5.2 b/h=2

Les excavations dont le facteur de forme est $b/h = 2$ ont également été analysées pour identifier si la forme de l'excavation modifie l'impact de l'angle de frottement sur l'état de contrainte.

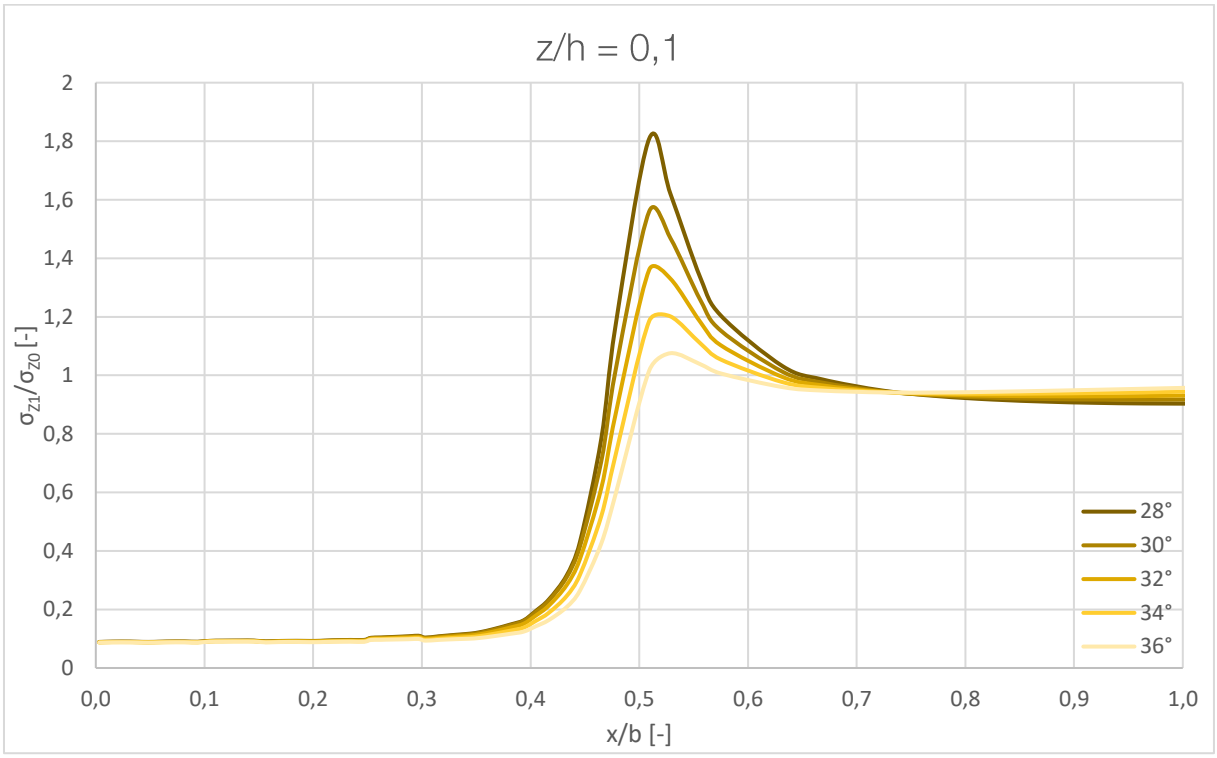


Figure 96 : Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,1 pour excavation de forme b/h = 2

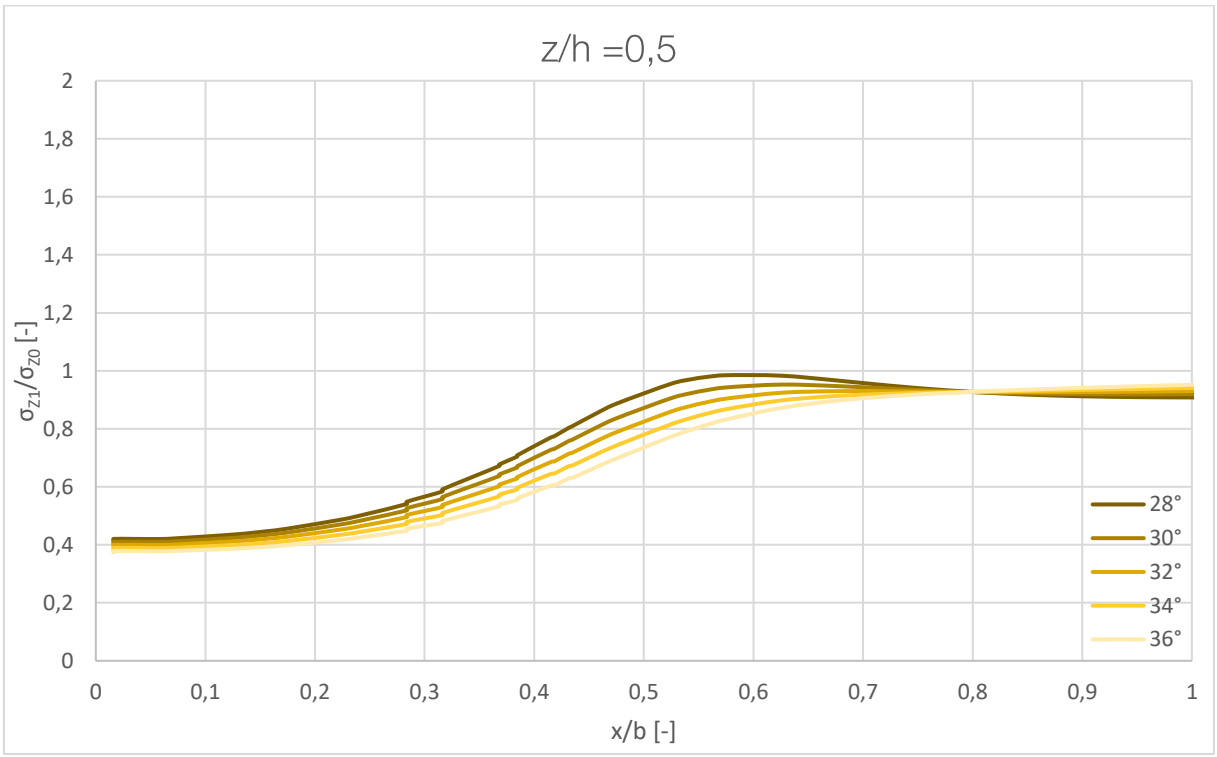


Figure 97: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,5 pour excavation de forme b/h = 2

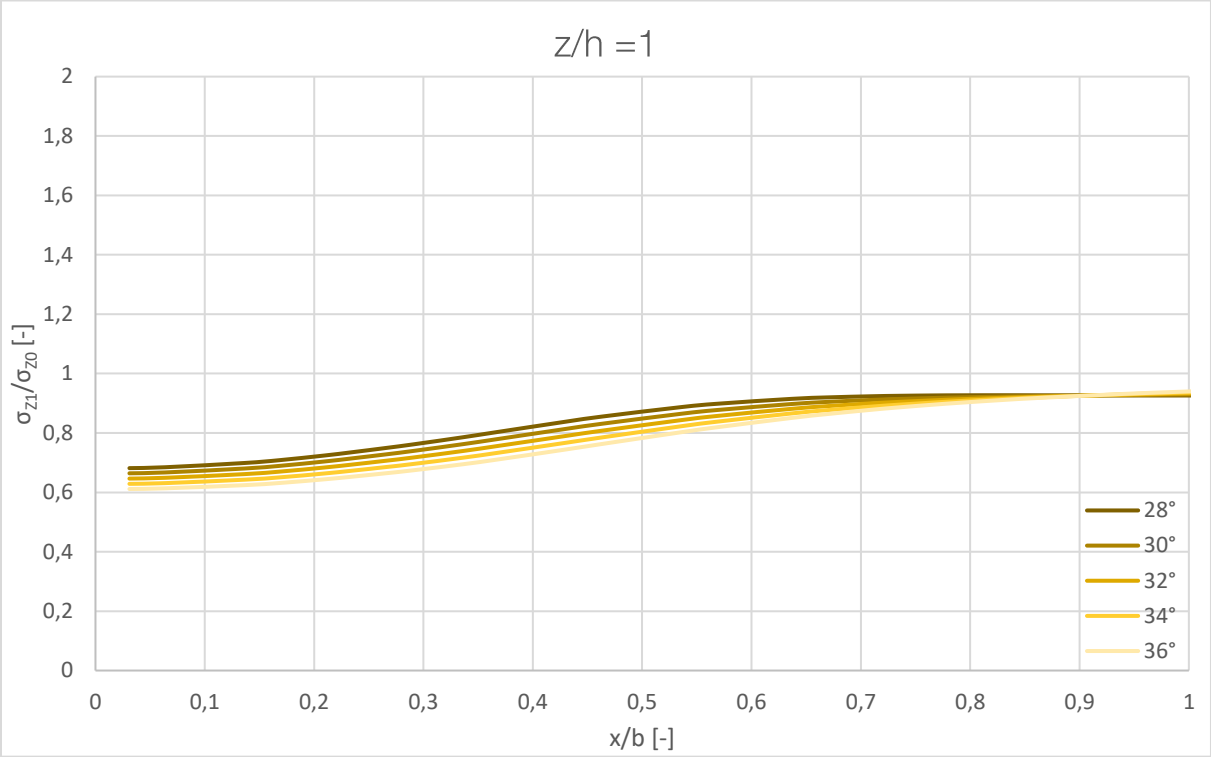


Figure 98 : Influence de l'angle de frottement à z/h = 1 pour excavation de forme b/h = 2

On remarque que la différence entre les résultats pour les divers angles de frottement est moins importante pour les excavations dont $b/h = 2$ plutôt que celles dont $b/h = 1$. Ce phénomène pourrait s'expliquer par la différence d'impact sur le rapport des contraintes entre ces types d'excavations. Les excavations dont $b/h = 2$ ont un impact tellement fort sur l'état de contrainte que l'influence de l'angle de frottement s'en voit réduit.

4.6 INFLUENCE COHÉSION

La cohésion du sol influence de moins de 10% la contrainte verticale au niveau du pic du rapport de contrainte, aux alentours de la valeur $x/b = 0{,}5$, c'est-à-dire juste à l'extrémité de l'excavation. Le rapport des contraintes n'est influencé que de quelques pourcents sous l'excavation en tant que telle.

4.7 INFLUENCE MODULE DE YOUNG

Comme exprimé par l'expression de BOUSSINESQ, le module de YOUNG n'a aucune influence dans la modification de l'état de contrainte suite au déchargement du sol.

5 CONCLUSION

La modélisation numérique de l'impact d'une excavation a permis d'établir que le paramètre principal de l'état de contrainte est le facteur de forme de cette excavation. Plus ce facteur est important plus le sol est impacté. Sur base de ces résultats, un ensemble de bulbe d'influence a été élaboré en fonction de la géométrie de l'excavation. Ils sont principalement applicables aux excavations de plus de 2m de profondeur, au risque de sous-estimer l'état de contrainte.

On a également observé qu'il était délicat d'appliquer le modèle de BOUSSINESQ, initialement élaboré pour évaluer la variation de contrainte suite à une surcharge, au cas d'un déchargement d'un sol. On peut en déduire que les contraintes du sol sont plus affectées par un chargement qu'un déchargement.

Ces résultats ont été obtenus par modélisation du sol, ils comportent donc des approximations, notamment l'utilisation du modèle de MOHR-COULOMB ainsi que l'hypothèse d'un sol sec et homogène.

L'utilisation de MOHR-COULOMB comme modélisation du sol permet une première approximation relativement fiable du comportement du sol. Cependant, il serait intéressant de considérer un modèle plus réaliste comme *Hardenning soil.*

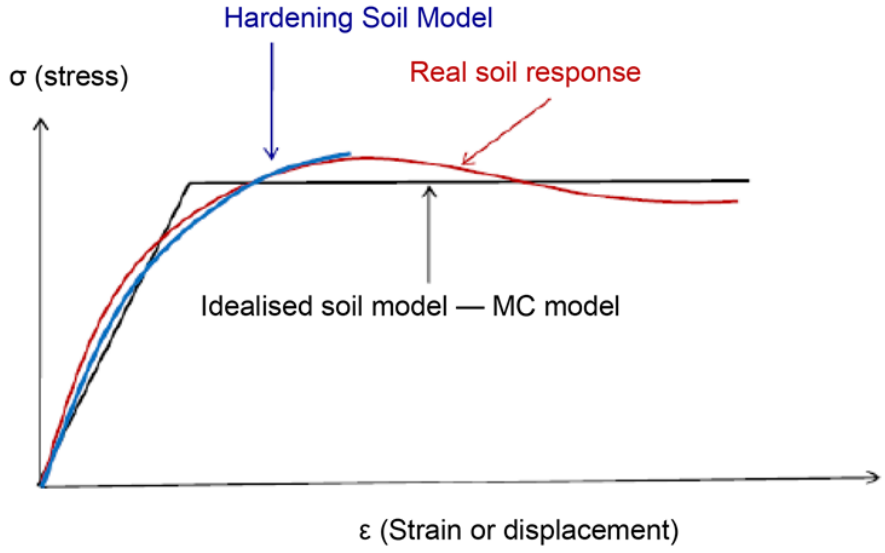


Figure 99: Modèles de comportement du sol

La modélisation du sol pourrait également être améliorée en considérant un sol hétérogène ainsi que la présence d'une nappe phréatique. Ces deux paramètres peuvent influencer la modification de l'état de contrainte, le chemin des contraintes et l'état de consolidation du sol.

C. CORRECTION DE LA RÉSISTANCE AU CÔNE

Les corrélations CPT ainsi que la variation de contrainte inhérente à une excavation ont été combinées afin d'établir une relation théorique de correction de la résistance après la réalisation d'une excavation.

1 PROCÉDURE

La plupart des corrélations CPT présentées à la section A3 font intervenir le niveau de contrainte verticale. Les modélisations *Plaxis* ont fourni un ensemble de données de contraintes verticales selon la taille de l'excavation qu'il est possible d'introduire dans ces corrélations permettant ainsi d'établir théoriquement l'évolution de la résistance au cône suite à une excavation.

Afin de compléter l'analyse, une excavation de largeur et de longueur infinies a été modélisée à l'aide d'*Excel*. Le contexte géologique est identique à celui présenté à la section B3.5. Sur base des poids volumiques des différentes strates de sols, il a été possible de déterminer le niveau de contrainte initiale, après érosion et après excavation, permettant ainsi de déterminer l'indice de consolidation.

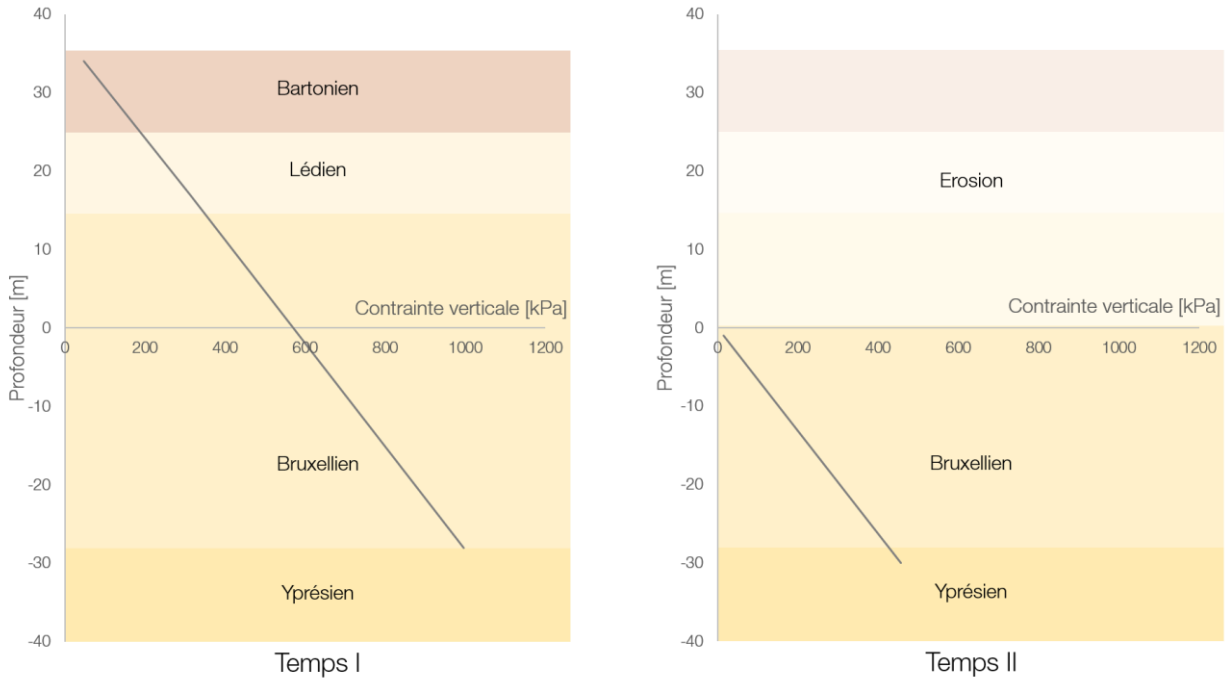


Figure 100: Etats de contrainte verticale des deux premiers temps géologiques

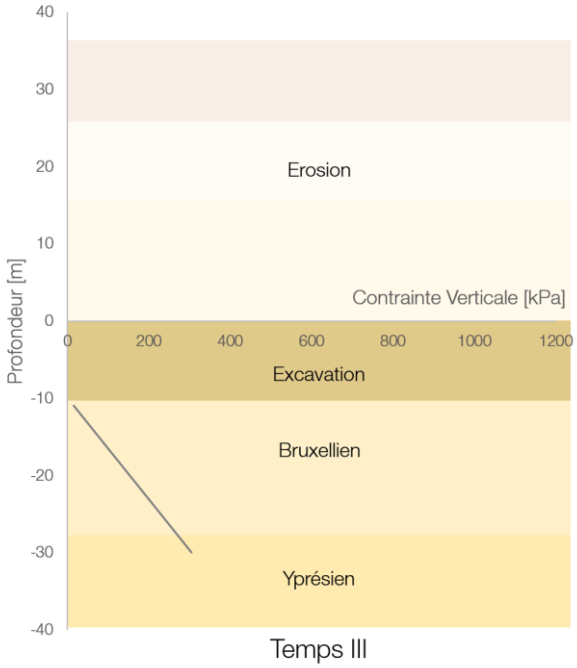


Figure 101: Etat de contrainte verticale du troisième temps géologique

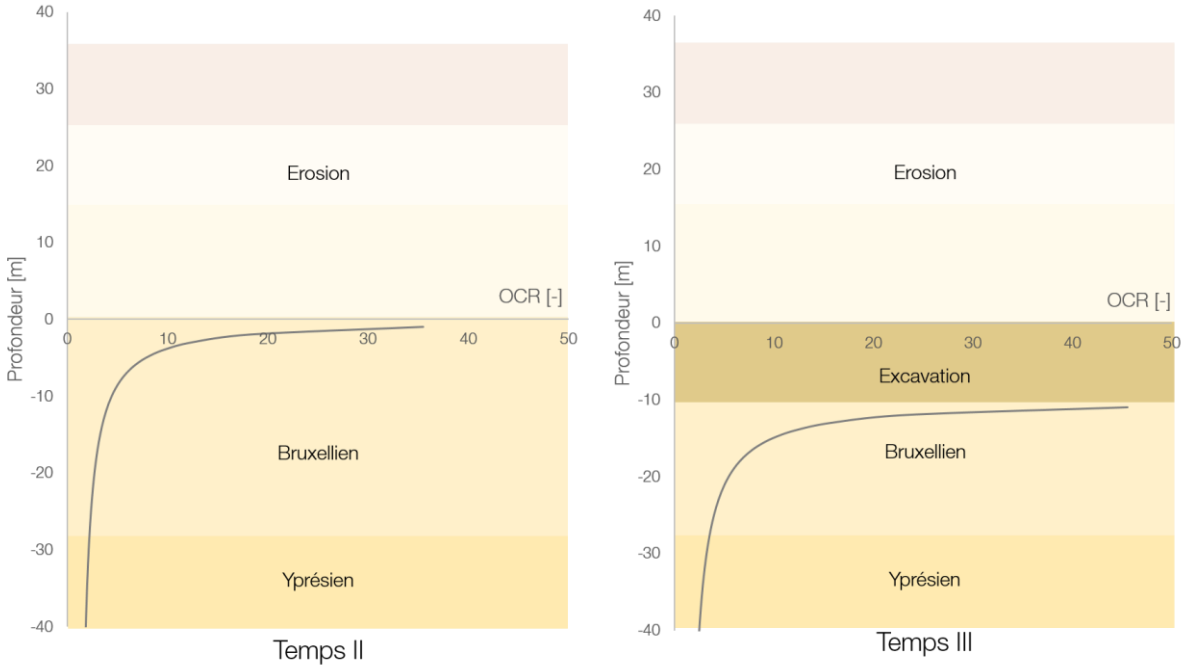


Figure 102: Evolution du degré de consolidation pour différents temps géologiques

Ce contexte a ainsi permis de déterminer la résistance au cône en fonction du niveau de contrainte pour différentes formes d'excavation.

2 ANGLE DE FROTTEMENT

2.1 ROBERTSON ET CAMPANELLA (1983)

L'inversion de la formule de l'angle de frottement permet d'obtenir l'expression suivante :

$$q_c = 10^{[(\tan \phi\prime)\cdot 2{,}68 - 0{,}29]\cdot \sigma\prime_{v0}} \quad [MPa]$$

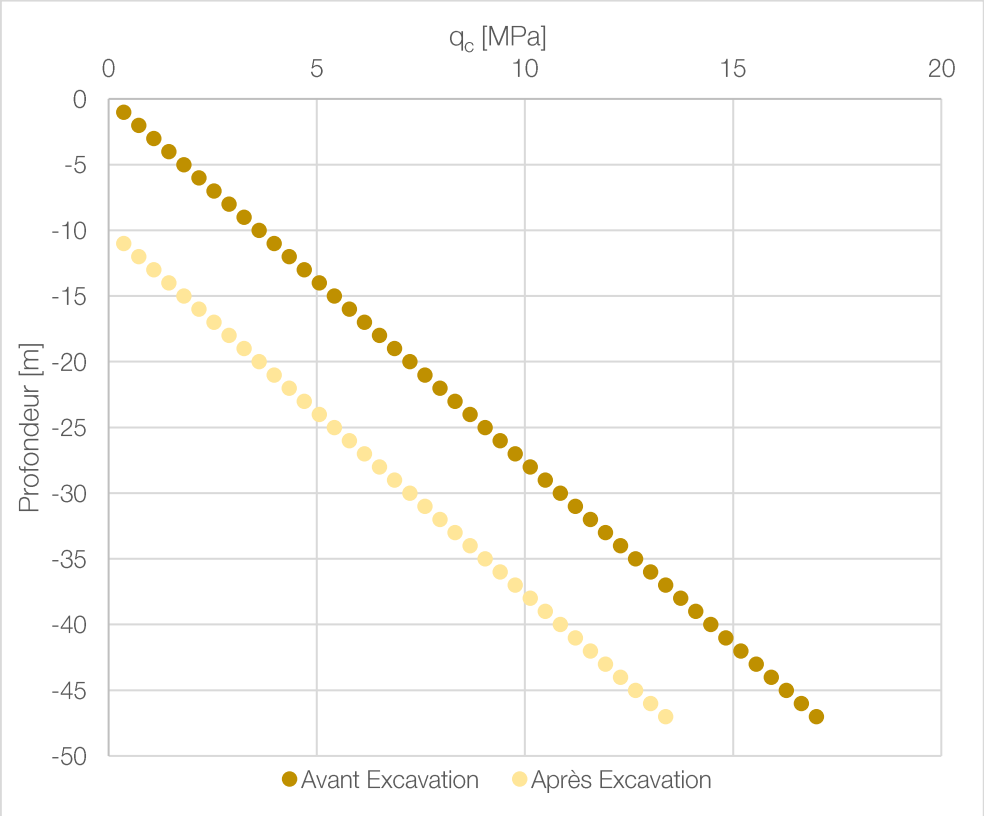


Figure 103: Evolution de la résistance au cône sur base de ROBERTSON et CAMPANELLA [30] ($\phi' = 35°$) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

Cette expression fournit le graphique ci-dessus pour un angle de frottement de $35°$. On remarque que ce profil CPT est plutôt inhabituel puisque linéaire en fonction de la profondeur.

Pour analyser l'influence de l'excavation sur la résistance au cône, il a été décidé de se baser sur l'une des représentations adoptées par le CSTC. Elle fait référence à :

- $\frac{q_{c1}}{q_{c0}}$ $[-]$: le rapport entre la résistance au cône après l'excavation, q_{c1} , et la résistance au cône avant l'excavation, q_{c0} ;

- $\frac{Z_1}{Z_0}$ $[-]$: le rapport entre la profondeur du niveau de référence du CPT après l'excavation, Z_1 et celui avant l'excavation, Z_0. Il permet d'exprimer le rapport des contraintes dans un sol homogène puisque :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_0} = \frac{\gamma_{sol} \cdot Z_1}{\gamma_{sol} \cdot Z_0} = \frac{Z_1}{Z_0}$$

La signification géométrique de ce rapport est illustrée à la Figure 104

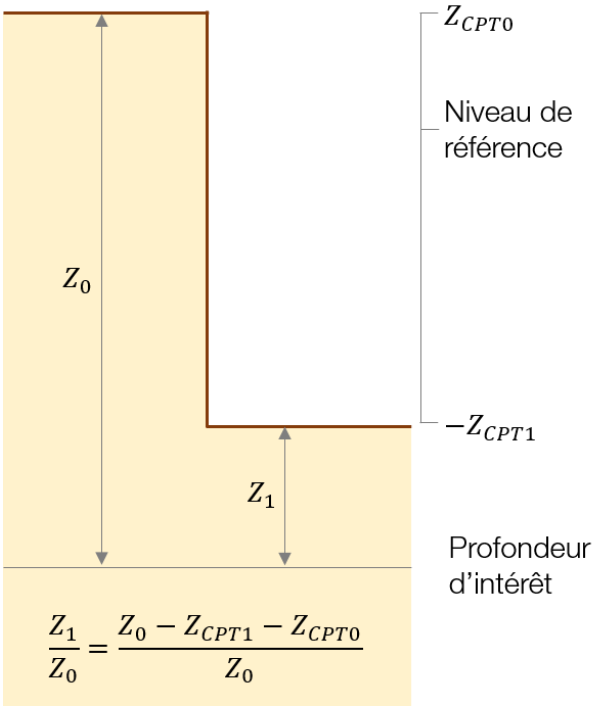


Figure 104: Expression du rapport des profondeurs

Cette représentation permet une comparaison plus aisée entre des excavations de profondeurs variables. Le déchargement du sol est différent selon la profondeur d'excavation, et par conséquence la zone d'influence l'est également. Il est donc plus logique de comparer la variation de résistance au cône à des profondeurs qui sont proportionnelles à la profondeur d'excavation. Les deux excavations de la Figure 105 présentent le même rapport z_1/z_0 pour des profondeurs d'intérêt différentes.

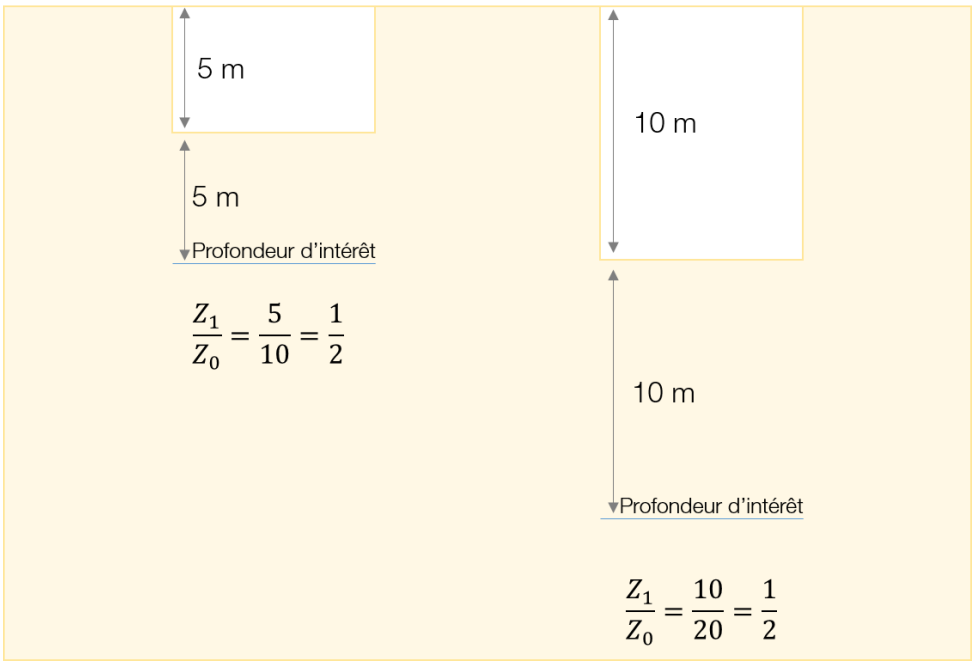


Figure 105 : Rapport des profondeurs pour différentes excavations

On a remarqué à la section B4 que la contrainte variait selon la distance aux parois de l'excavation. Cependant, l'étude va à présent se concentrer sur l'état de contrainte au centre de l'excavation afin de limiter le nombre de cas étudiés.

Sur base de ces conventions, il est donc possible de représenter l'influence de l'excavation sur la résistance au cône. Les excavations étudiées avec *Plaxis* ont la même profondeur, 10 mètres, mais des largeurs différentes variant de 5 à 100 mètres. Quant à l'excavation de largeur infinie, elle a été modélisée à l'aide d'*Excel*.

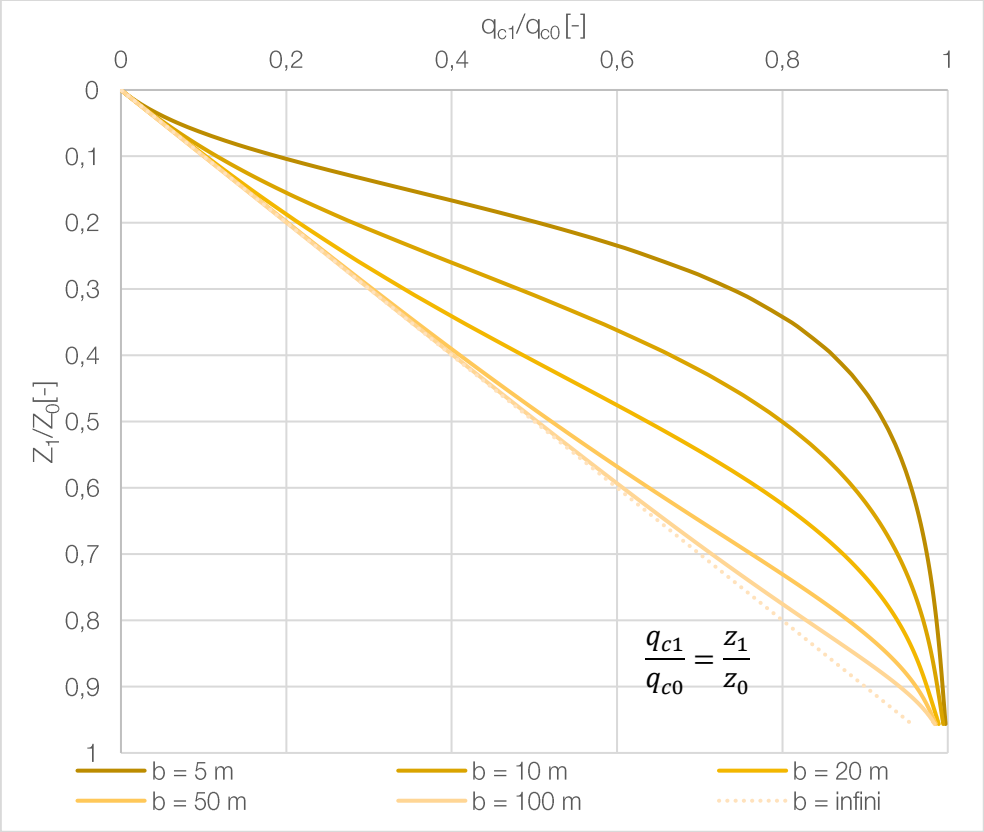


Figure 106: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Robertson et Campanella [30]) pour des excavations de 10 m de profondeur

Pour une largeur infinie l'évolution du rapport de résistance au cône adopte la droite identité. Plus l'excavation devient étroite, plus l'allure s'éloigne de cette droite. On distingue un point d'inflexion séparant la courbe en deux avec une concavité vers le haut suivie d'une concavité vers le bas. Lorsque la largeur d'excavation diminue, la pente de la première partie de la droite devient faible tandis que la pente de la seconde partie devient plus raide. On constate donc que, pour les excavations étroites, la résistance au cône après excavation tend, dans un premier temps, beaucoup plus rapidement vers sa valeur avant excavation; ce phénomène est ensuite ralentit dans un deuxième temps.

Il a été présenté précédemment que l'angle de frottement influençait l'état de contrainte après excavation. Cependant, on a remarqué que dans le cas présent, le rapport de résistance au cône de l'excavation de largeur infinie n'est pas influencé par la valeur de l'angle de frottement.

La Figure 106 ne considère que des excavations de même profondeur, la Figure 107 représente quant à elle des excavations dont la profondeur varie entre 5 et 10 mètres.

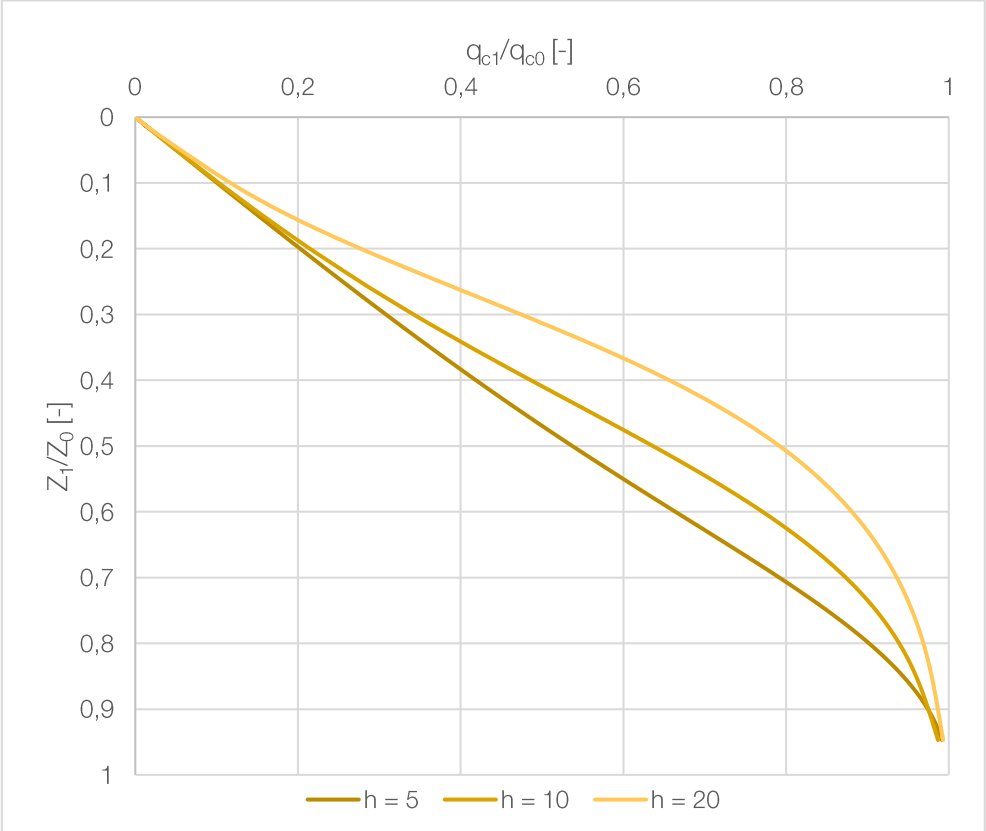


Figure 107: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Robertson et Campanella [30]) pour des excavations de 20 m de largeur et de profondeur variable

On observe ci-dessus que les excavations les plus profondes ont un rapport de résistance au cône qui augmente plus rapidement jusqu'à plus ou moins une valeur $q_{c1}/q_{c0} = 0{,}5$ ensuite l'augmentation est moins rapide comparativement aux excavations moins profondes.

2.2 KULHAWY ET MAYNE (1990)

L'inversion de la relation de KULHAWY et MAYNE [25] permet d'obtenir :

$$q_t = 10^{\left(\frac{\phi' - 17{,}7}{11}\right) \cdot \sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}} \approx q_c$$

Comme déjà indiqué, la pression interstitielle u_2 étant relativement petite dans les sables, la résistance au cône totale peut être approximée par la résistance au cône mesurée.

Il est donc possible d'obtenir le profil CPT de la Figure 108. Il est différent de celui issu de la relation de ROBERTSON et CAMPANELLA. Son allure courbe est plus semblable à des valeurs réelles de mesures CPT. On remarque également que les valeurs de résistance au cône sont fort faibles.

D'après la Figure 109, la courbe associée à une excavation de largeur infinie prend la forme d'une loi de puissance avec un exposant valant 0,5. Plus les excavations sont étroites plus elles s'éloignent de cette courbe. La première partie est beaucoup moins raide, elle adopte une tendance presque linéaire pour l'excavation de 5m de large. En revanche à partir de q_{c1}/q_{c0} la pente est beaucoup plus raide, l'exposant de la loi de puissance diminue.

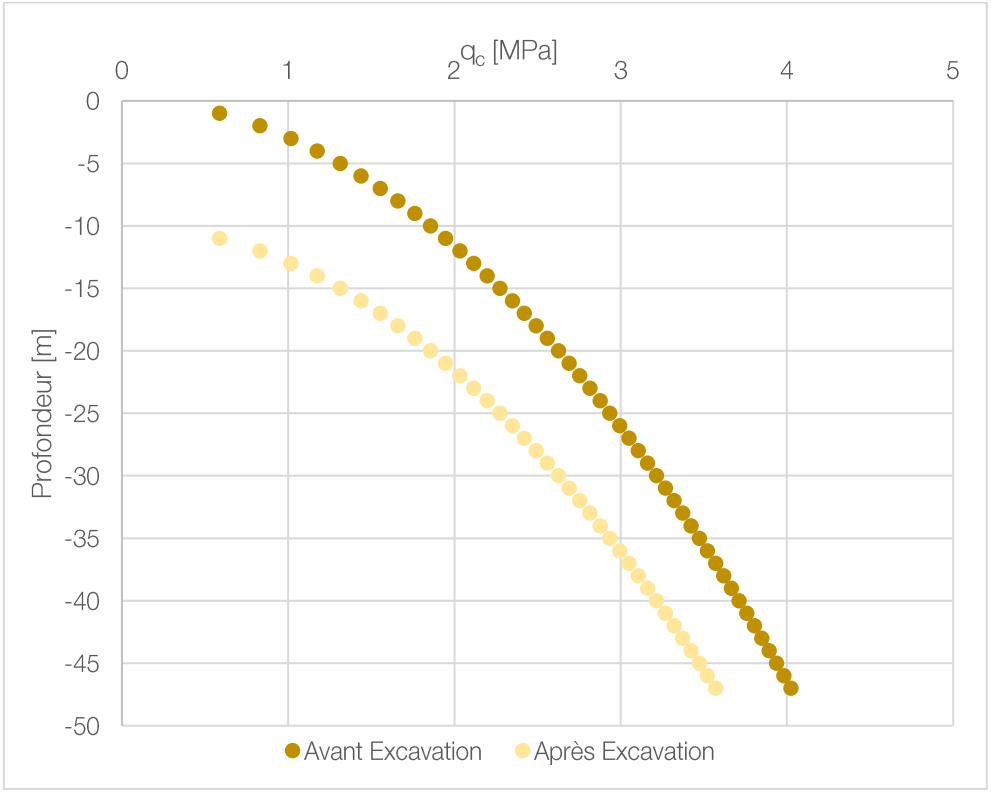


Figure 108: Evolution de la résistance au cône d'après KULHAWY et MAYNE [25] ($\phi' = 35°$) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

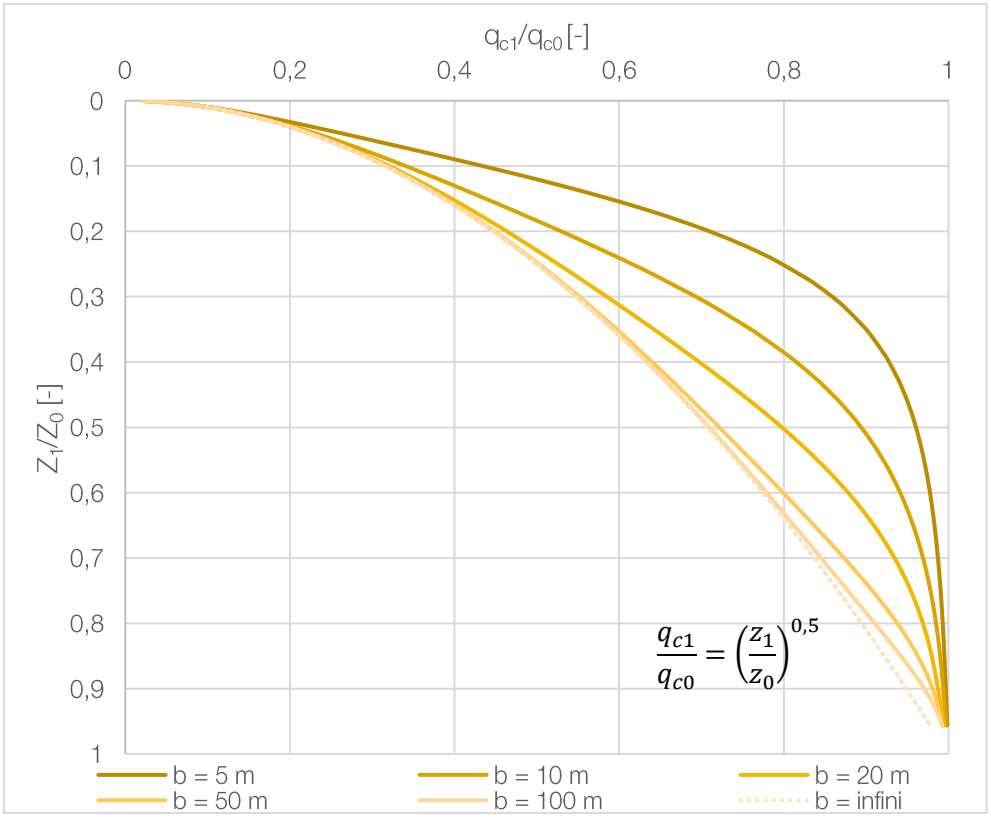


Figure 109: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Kulhawy & Mayne [25]) pour des excavations de 10 m de profondeur

2.3 UZIELLI ET AL. (2013)

L'expression fournie par UZIELLI et AL. [31] peut s'inverser comme suit :

$$q_t = \left(\frac{\phi'}{25}\right)^{10} \cdot \sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}} \approx q_c$$

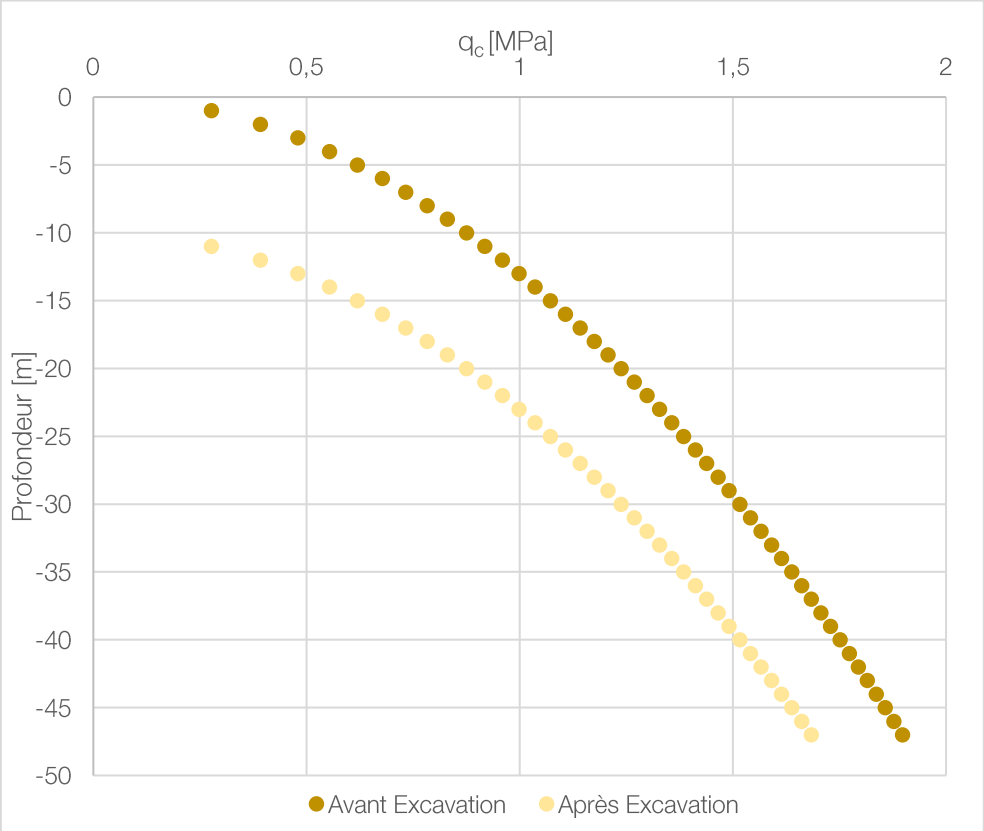


Figure 110: Evolution de la résistance au cône d'après UZIELLI et AL. [31] ($\phi' = 35°$) d'une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

Cette allure courbe correspond assez bien aux allures classiques des tests de pénétration au cône. Cependant, les valeurs de résistance sont à nouveau très faibles.
En revanche le profil d'évolution du rapport de la résistance au cône en fonction du rapport des profondeurs est identique à celui de la Figure 109 obtenu pour l'expression de KULHAWY et MAYNE.

3 LE DEGRÉ DE CONSOLIDATION

3.1 MAYNE (2005)

L'expression du degré de consolidation de MAYNE [37] peut être inversée pour donner la résistance au cône :

$$q_t = \sigma_{atm} \cdot \left(OCR^{(\sin\phi' - 0{,}27)} \cdot (1 - \sin\phi') \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)^{0{,}31} \cdot \frac{1}{0{,}192} \right)^{\frac{1}{0{,}22}} \approx q_c$$

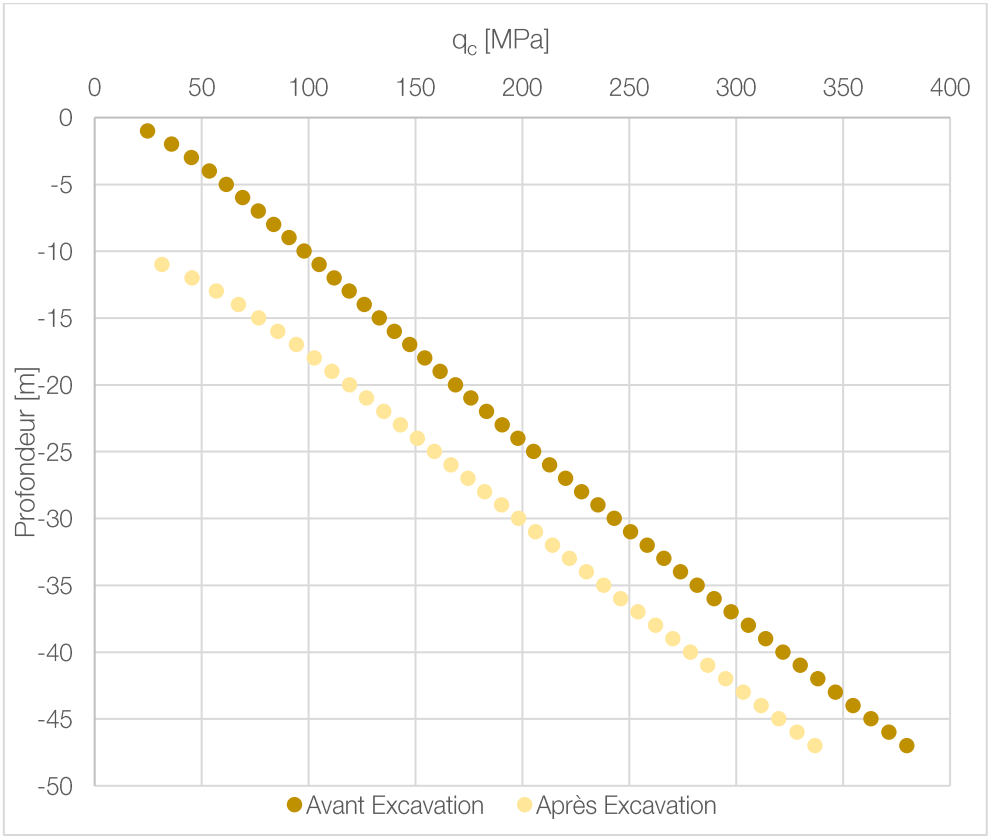


Figure 111 : Evolution de la résistance au cône d'après MAYNE [37] ($\phi' = 35°$) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

Les valeurs de résistance au cône sont beaucoup plus élevées que pour les trois expressions précédentes. L'angle de frottement influence fortement la résistance au cône mais également le rapport des résistances au cône en fonction du rapport de contraintes.

La tendance de q_{c1}/q_{c0} a toujours la forme d'une puissance mais son degré augmente avec l'angle de frottement. Passé une certaine valeur d'angle de frottement, ce degré devient négatif. Cette relation adopte une allure semblable aux autres corrélations pour un angle de frottement de $28°$, ce qui est relativement faible pour un sable.

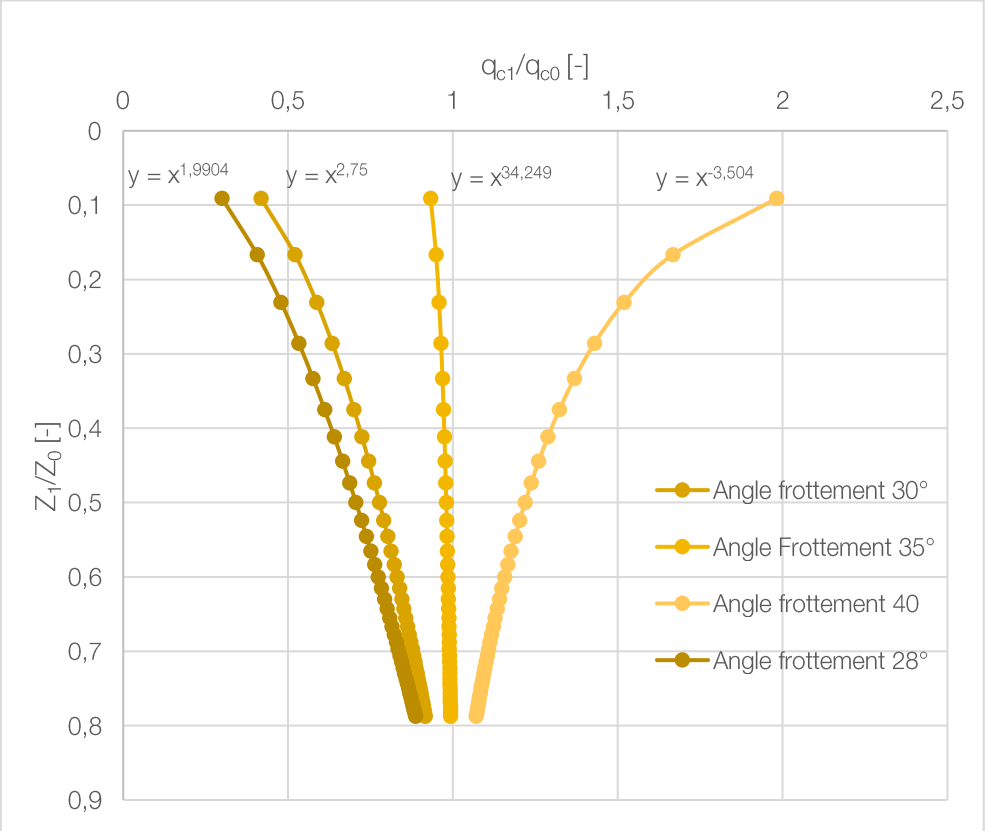


Figure 112: Variation du rapport entre les résistances au cône en fonction du rapport des contraintes pour différents angles de frottement (d'après MAYNE [37]) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

3.2 MAYNE ET AL. (2013)

La corrélation de MAYNE et AL. [33] inversée permet d'obtenir la résistance au cône :

$$q_t = \left[\frac{OCR}{0{,}33} \cdot \left(\frac{100}{\sigma_{atm}}\right)^{1-m'} \cdot \sigma'_{v0}\right]^{\frac{1}{m'}} + \sigma_{v0}$$

Avec le coefficient

$$m' = 1 - \frac{0{,}28}{1 + \left(\frac{I_c}{2{,}65}\right)^{25}}$$

Contrairement aux autres relations, celle de MAYNE et AL. fait intervenir la contrainte totale en plus de la contrainte effective. Cependant, le cas d'intérêt étant considéré sec, la contrainte totale est égale à la contrainte effective.

Les courbes de résistance au cône avant et après excavation présentées à la Figure 113 sont presque identiques.

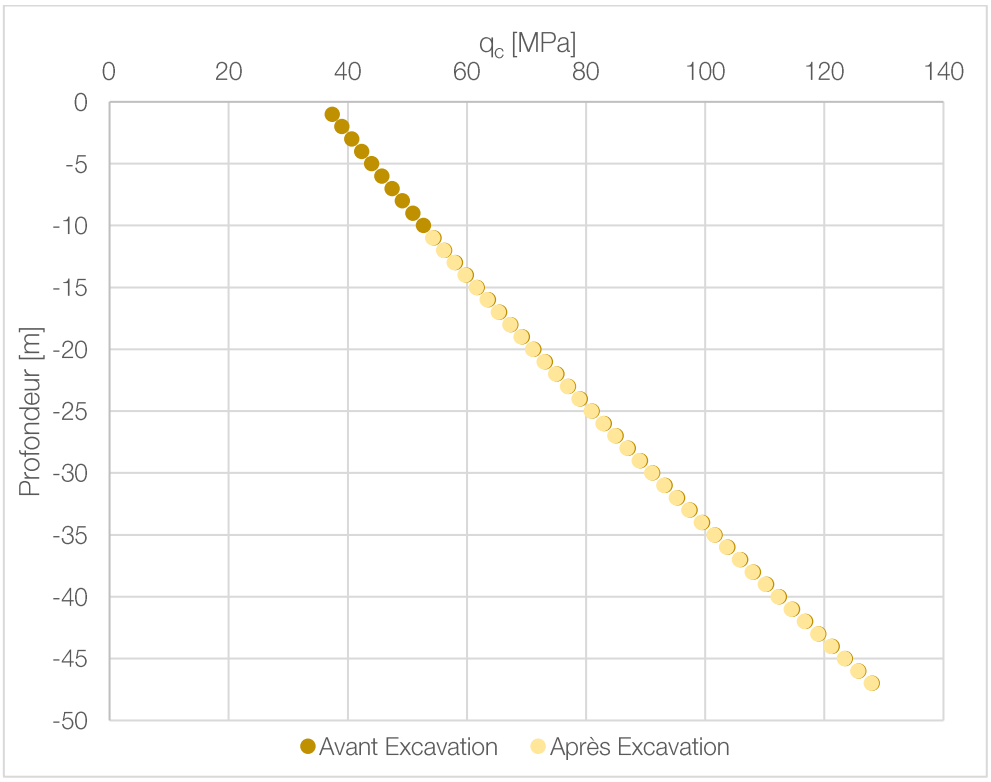


Figure 113 : Evolution de la résistance au cône d'après MAYNE et AL. [33] ($I_c = 2{,}05$) pour une excavation de largeur infinie et 10 m de profondeur

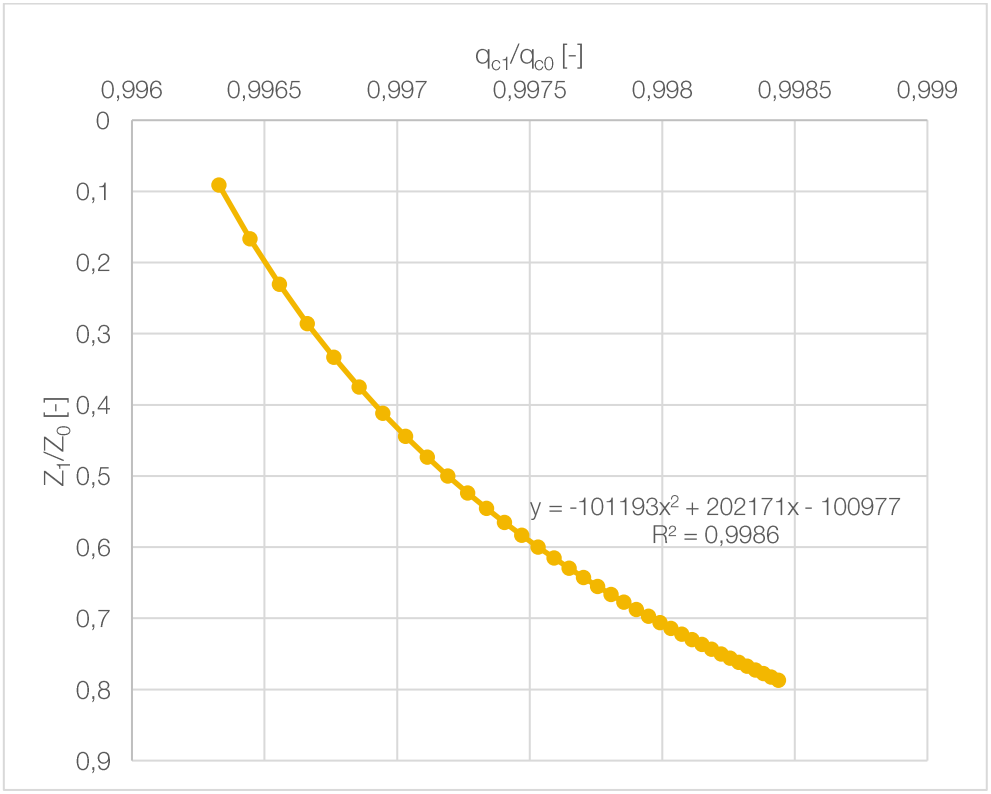


Figure 114: Variation du rapport entre les résistances au cône en fonction du rapport des contraintes (d'après MAYNE et AL. [33]) ($I_c = 2{,}05$) pour une excavation de largeur infinie et 10 m de profondeur

L'allure de la figure ci-dessus a une concavité inverse aux autres relations. Elle possède également des valeurs q_{c1}/q_{c0} très élevées pour des niveaux de z_1/z_0 relativement faibles.

4 LA DENSITÉ RELATIVE

La densité relative est un des paramètres géotechniques qui influence le plus la résistance au cône.

4.1 JAMIOLKOWSKI ET AL. (2001)

$$q_t = exp\left[\left(\frac{D_r}{100} + b_x\right) \cdot \frac{1}{0{,}268}\right] \cdot \sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}} \approx q_c$$

Où b_x dépend de la compressibilité du sol.

Cette relation fournit un ordre de grandeur relativement acceptable pour les valeurs de résistance au cône. On peut noter qu'à nouveau la relation entre q_{c1}/q_{c0} et z_1/z_0 , pour une excavation de largeur infinie, suit une loi de puissance avec un facteur 0,5. Bien que la compressibilité du sol influence la résistance au cône, leur rapport q_{c1}/q_{c0} n'est pas affecté par ce paramètre.

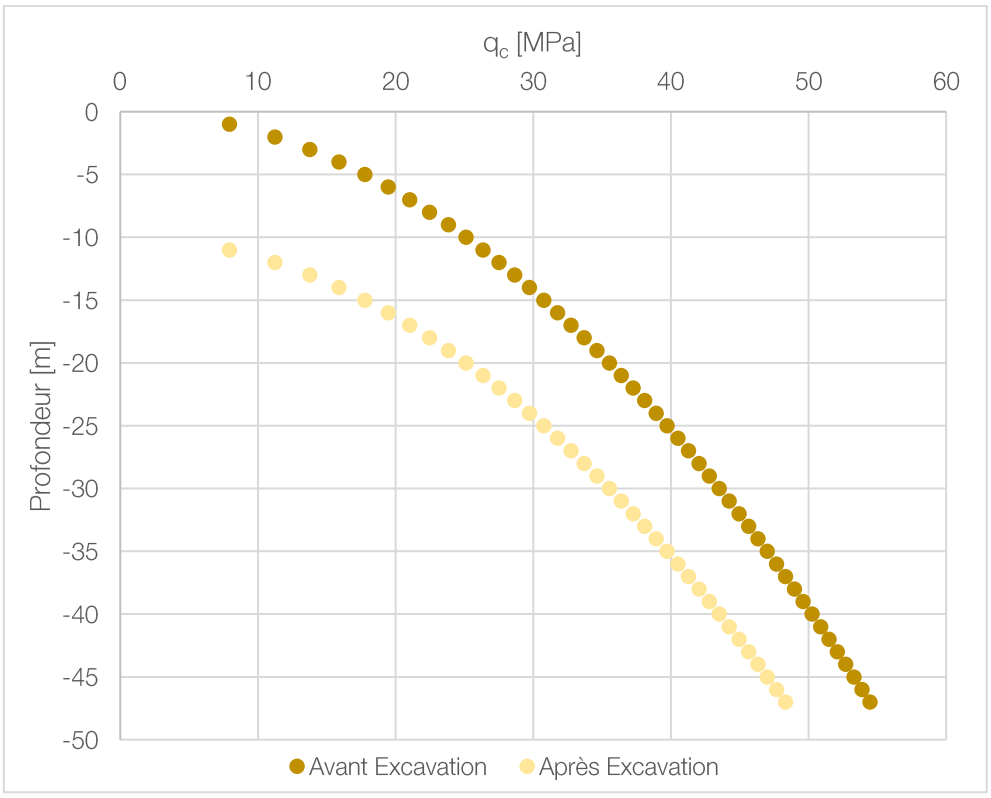


Figure 115 : Evolution de la résistance au cône d'après JAMIOLKOWSKI et AL. [24]
($D_r = 80\%, b_x = 0{,}625, compressibilite\ moyenne$) d'une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

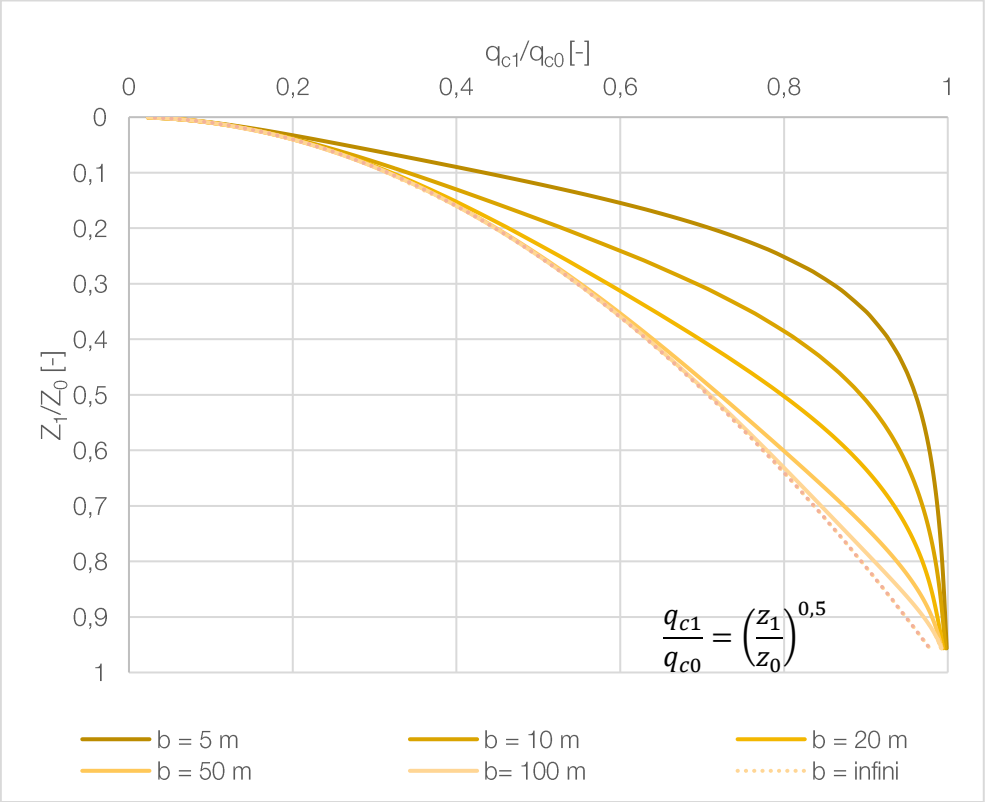


Figure 116: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Jamiolkowski et al. [24]) pour des excavations de largeur infinie et de 10 m de profondeur

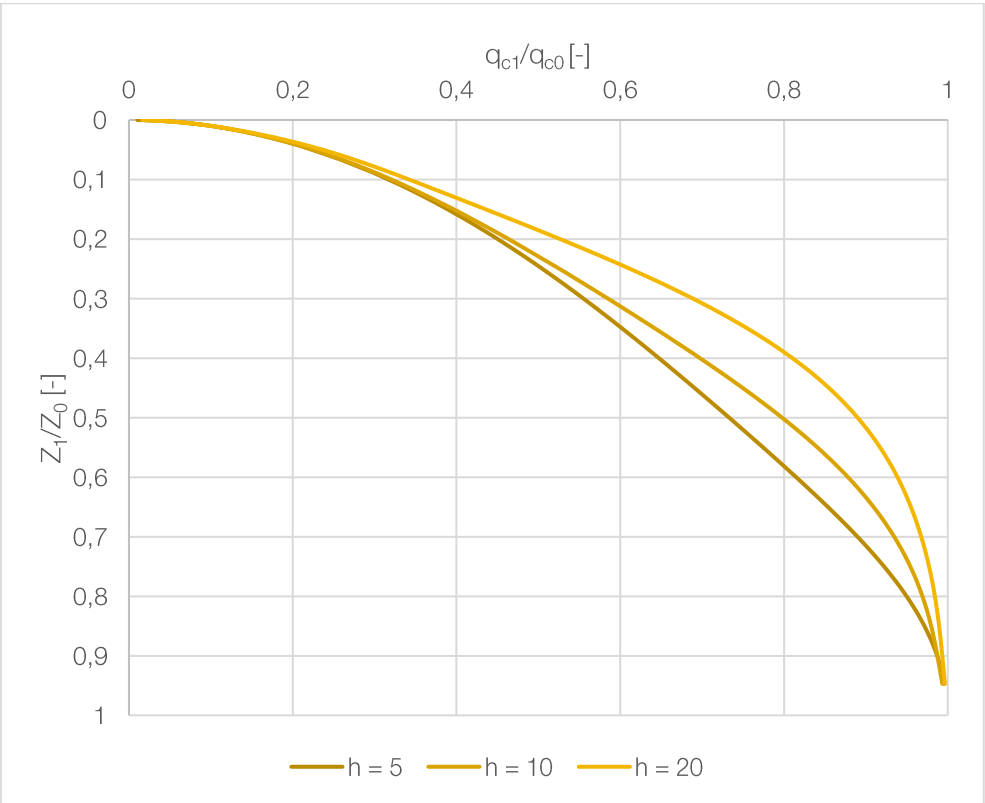


Figure 117 : Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Jamiolkowski et al. [24]) pour des excavations de 20 m de largeur

La Figure 117 présente l'influence de la profondeur d'excavation sur l'évolution du rapport des résistances au cône. On y observe que comme précédemment les excavations les plus profondes sont les moins impactées par la diminution de la résistance au cône. Dans un premier temps, elles tendent beaucoup plus rapidement vers leurs valeurs originales de résistance au cône, le phénomène se ralentit de $q_{c1}/q_{c0} = 0{,}8$.

4.2 JAMIOLKOWSKI ET AL. & MAYNE

MAYNE [36] a modifié l'expression de b_x de l'expression précédente :

$$b_x \approx 0{,}675 \cdot OCR^{0{,}2}$$

L'évolution de ce nouveau profil CPT est représentée à la Figure 118. On y observe que dans un premier temps la valeur de la résistance au cône diminue fortement puis augmente linéairement ce qui est assez inhabituel pour un profil CPT dans un sol homogène. La figure indique que les valeurs de résistance au cône après excavation sont supérieures à celles mesurées avant excavation. Ce phénomène est en contradiction avec ce qui a pu être observé dans la pratique.

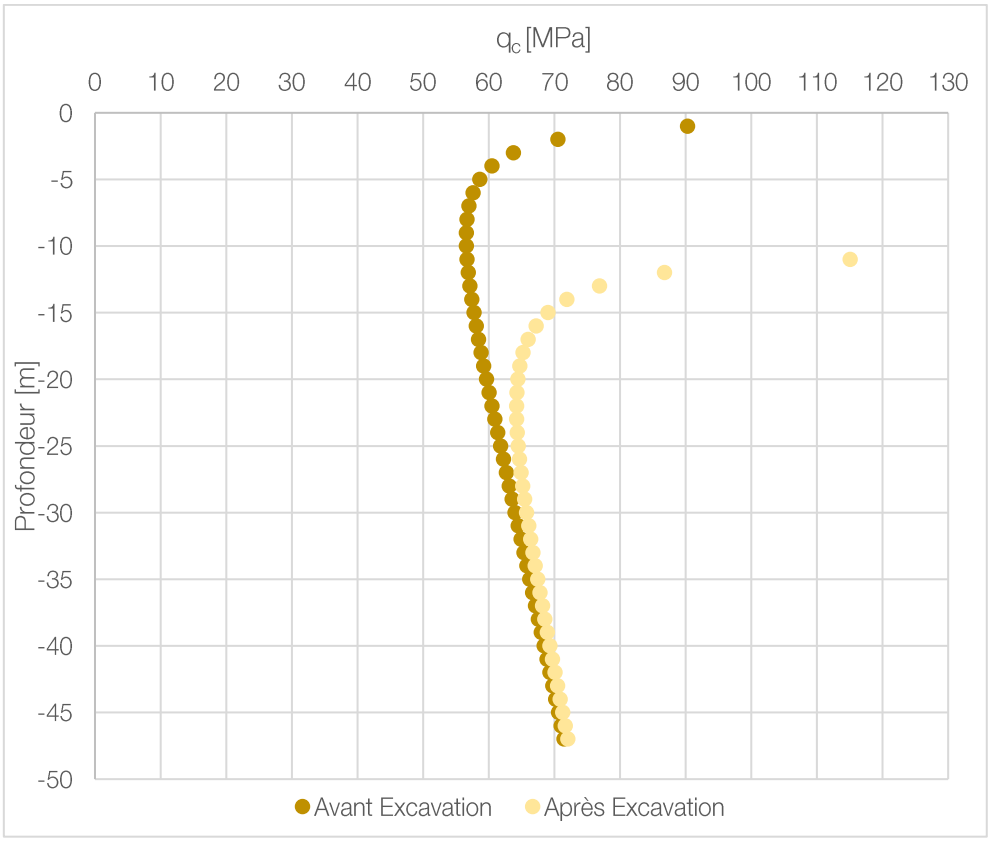


Figure 118 : Evolution de la résistance au cône d'après JAMIOLKOWSKI et AL. [24] & MAYNE [36] ($D_r = 80\%, b_x = 0{,}625, compressibilite\ moyenne$) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

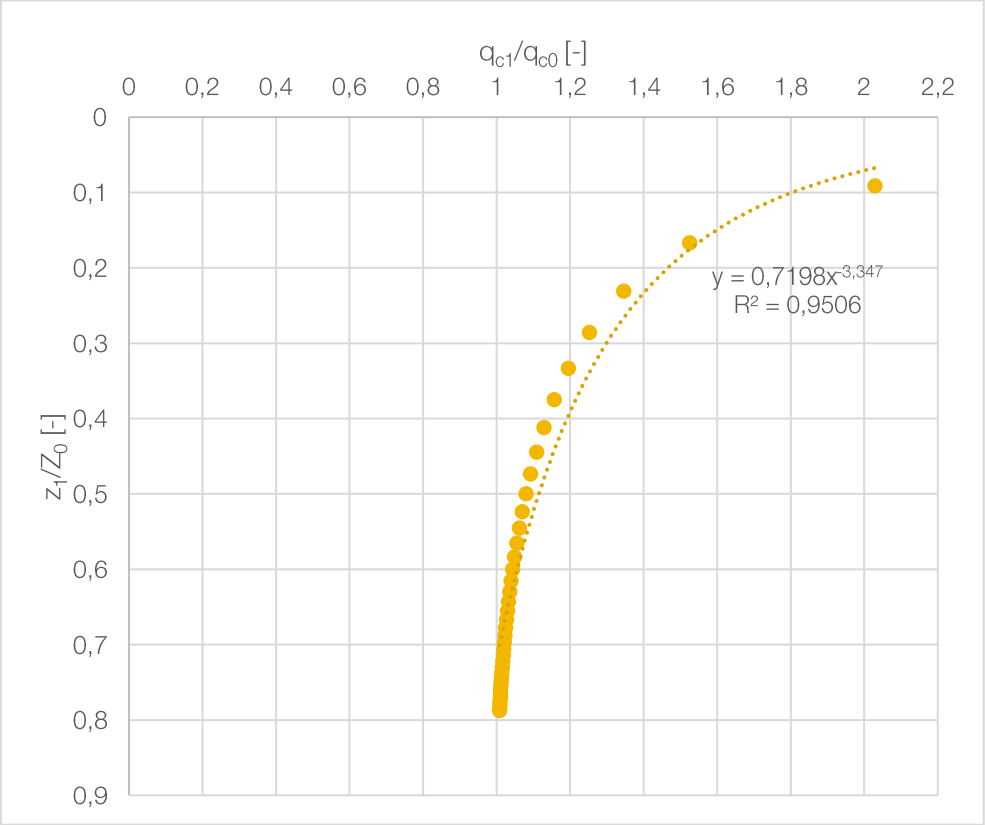


Figure 119 : Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes d'après JAMIOLKOWSKI et AL. [24] & MAYNE [36] ($D_r = 80\%, b_x = 0{,}625,$) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur

L'allure de la Figure 119 est complètement opposée à ce qui a été observé pour les relations précédentes. De plus, le rapport q_{c1}/q_{c0} est constamment supérieur à 1. C'est contraire à tout ce qui a été observé jusqu'à présent dans la pratique et à travers les corrélations.

4.3 KULHAWY ET MAYNE (1990)

L'inversion de l'expression de KULHAWY et MAYNE [25] permet d'obtenir l'expression suivante :

$$q_c = {D_r}^2 \cdot 305 \cdot Q_c \cdot OCR^{0,18} \cdot \sqrt{\sigma'_v \cdot \sigma_{atm}} \cdot Q_A$$

Avec Q_c le facteur de compressibilité et Q_A le facteur d'âge du sol.

Le comportement du sol est similaire aux autres relations. On note toutefois des valeurs de résistance au cône relativement élevées. Ce phénomène est principalement lié à la contribution du facteur d'âge du sol.

Le rapport des résistances au cône en fonction du rapport des contraintes de la Figure 121 prend à nouveau une allure de puissance pour l'excavation de largeur infinie. Cependant ce facteur est inférieur à la valeur de 0,5 observé précédemment. Cela provoque, dans un premier temps, une diminution moins rapide.

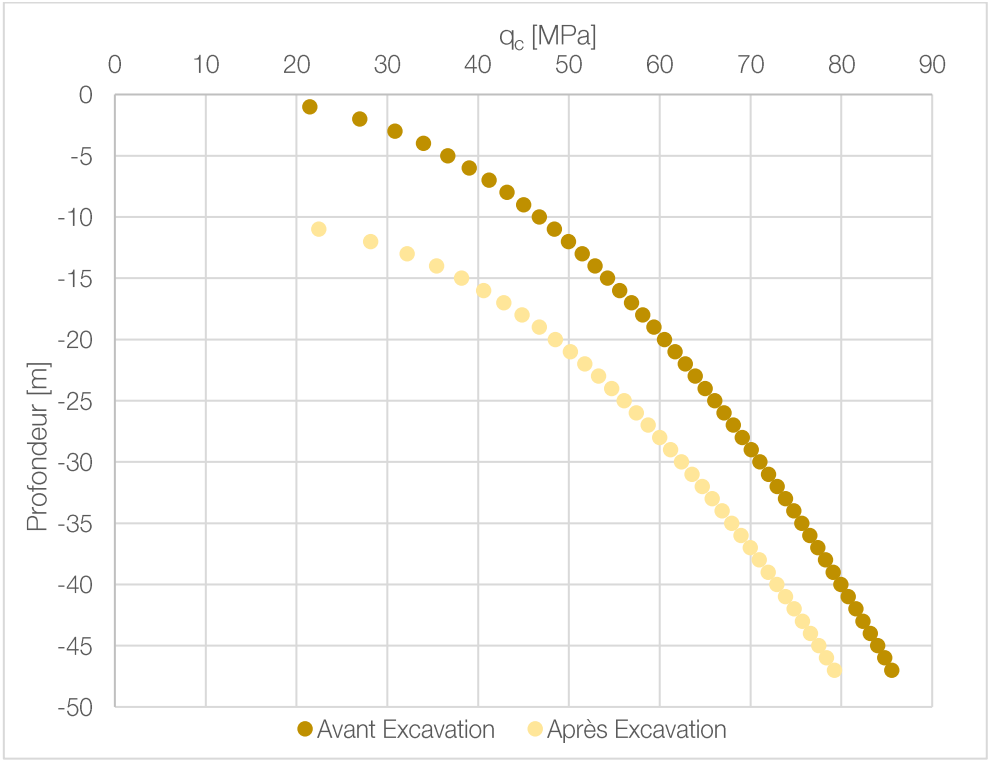


Figure 120: Evolution de la résistance au cône d'après KULHAWY et MAYNE [25] $(D_r = 80\%, Q_c = 1, \textit{compressibilite moyenne}, Q_A = 1{,}5,\ \textit{Sable de } 50\ \textit{millions d'annees}\ )$ *pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur*

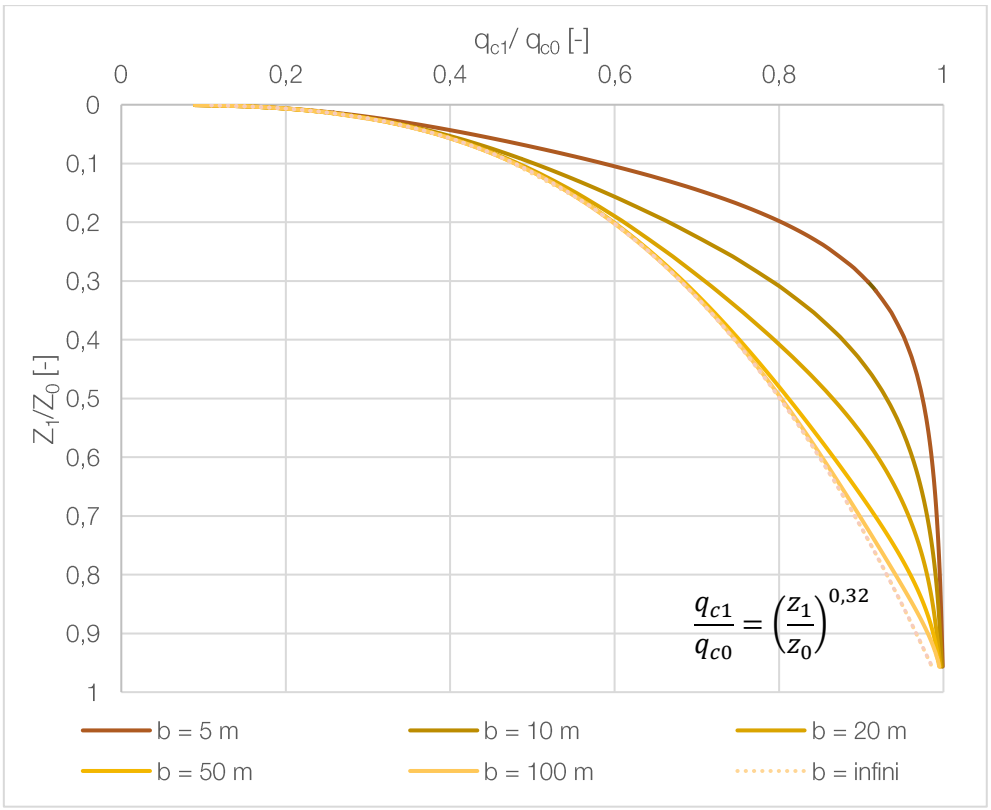


Figure 121: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes d'après KULHAWY et MAYNE [25] pour des excavations de 10 m de profondeur

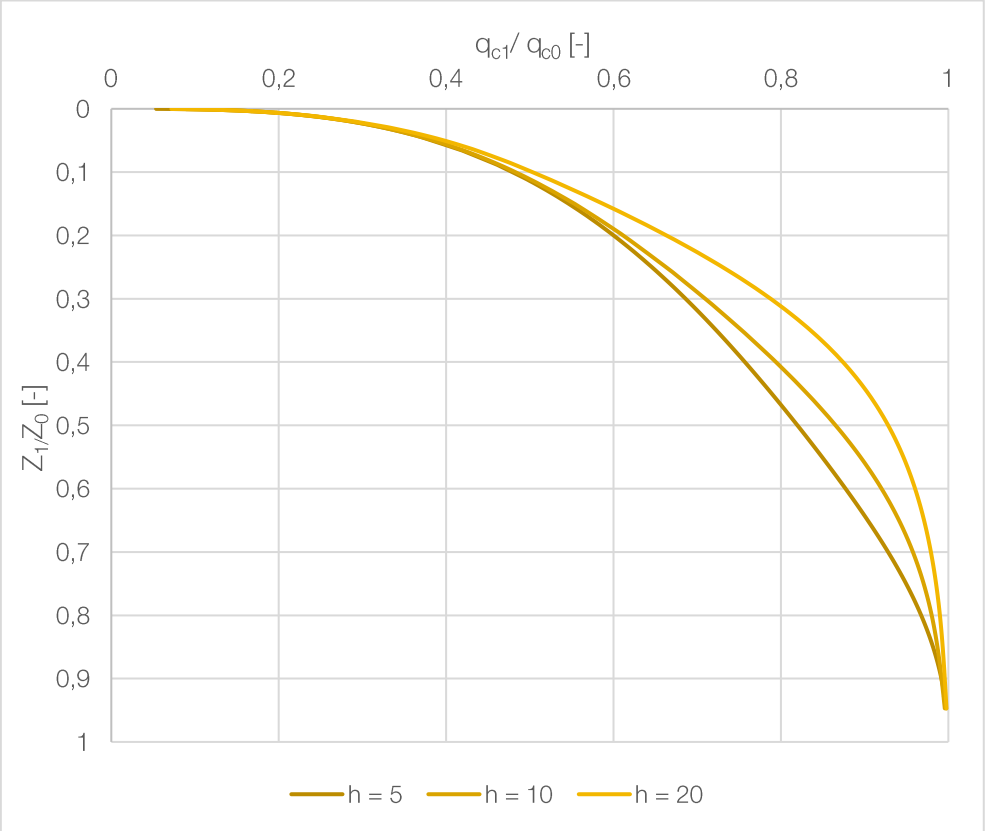


Figure 122 : Evolution du de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes d'après KULHAWY et MAYNE [25] pour des excavations de 20 m de largeur

L'influence de la profondeur d'excavation sur cette corrélation est présentée à la Figure 122. Comme précédemment on peut observer que plus l'excavation est profonde plus la première partie possède une pente douce avant de devenir plus raide à partir de $z_1/z_0 = 0{,}3$.

4.4 MAYNE

L'expression de MAYNE [37] pour les sables carbonatés peut s'exprimer sous la forme ci-dessous :

$$q_t = \frac{D_r}{0{,}87} \cdot \sqrt{\sigma'_v \cdot \sigma_{atm}} \approx q_c$$

A nouveau l'expression de q_{c1}/q_{c0} en fonction de z_1/z_0 prend la forme d'une relation de puissance avec un facteur de $0{,}5$.

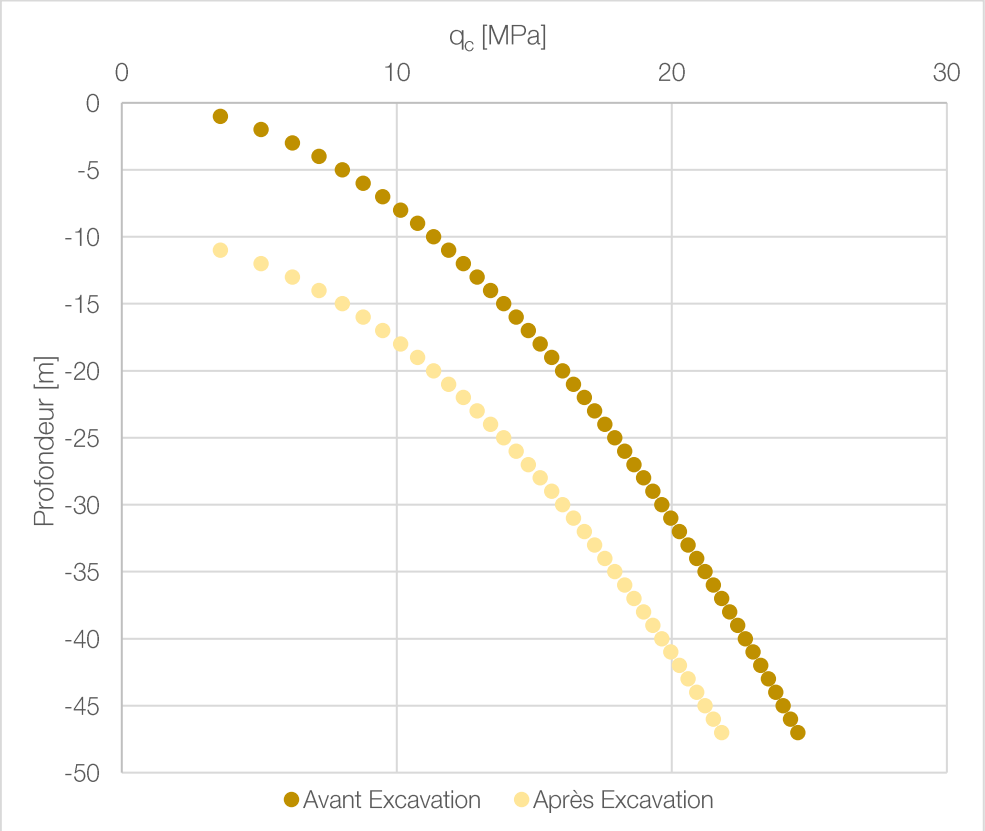


Figure 123 : Evolution de la résistance au cône d'après MAYNE [37] ($D_r = 80\%$)

5 ANALYSES DES RÉSULTATS

Sur base de ces différentes interprétations on peut en déduire que théoriquement la corrélation entre les résistances au cône et le niveau de contrainte peut prendre la forme d'une loi de puissance.

$$\frac{q_{c1}}{q_{c0}} = \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^a$$

Pour les excavations de largeur infinie, la plupart des corrélations indiquent que le coefficient a vaut $0{,}5$ quelle que soit la profondeur d'excavation ;

Lorsque la largeur diminue la courbe peut être décomposée en deux, une pente plus douce dans sa première partie et ensuite plus raide. La dynamique est assez similaire lorsque la profondeur d'excavation augmente. On remarque donc que le coefficient a devient inférieur à $0{,}5$ pour des excavations plus profondes ou moins étroites.

Il est également à noter que l'ensemble des courbes présentées dans ce chapitre concerne la correction de la résistance au cône au centre de l'excavation. Les modélisations *Plaxis* ont bien illustré que l'influence de l'excavation diminue lorsqu'on se rapproche des parois de celle-ci. Il faudrait donc en tenir compte en augmentant la valeur de q_{c1}/q_{c0} à proximité du bord de l'excavation.

Il faut toutefois rester prudent sur l'allure de la courbe de correction de la résistance au cône pour les valeurs les plus faibles de z_1/z_0 car, comme expliqué précédemment, la plupart des corrélations sont difficilement applicables à faible profondeur.

Quelle que soit la valeur du coefficient de la loi de puissance, la règle de correction de la résistance au cône doit satisfaire deux exigences géométriques :elle doit obligatoirement passer par l'origine et par le point de coordonnées $(1; 1)$:

- $\frac{z_1}{z_0} = 0$, cette situation se rapporte à une profondeur correspondant au fond de l'excavation, q_{c1} y est donc nulle, c'est pourquoi q_{c1}/q_{c0} l'est également.

- $\frac{z_1}{z_0} \geq 1$, cela signifie que la profondeur considérée est beaucoup plus importante que la profondeur d'excavation. L'influence de la variation de contrainte devient nulle ce qui implique que les deux résistances aux cônes q_{c0} et q_{c1} sont égales. Ce qui permet de conclure que $q_{c1}/q_{c0} = 1$.

D. CAS D'ÉTUDE

1 INTRODUCTION

L'approche théorique de la correction de la résistance au cône a été comparée à un ensemble de données CPT fournies par le CSTC. Celles-ci semblent avoir été utilisées pour établir la procédure d'adaptation des résistances au cône présentée dans le document d'application de la norme belge.

Ces données sont issues d'essais CPT, mécaniques et électriques, réalisés à Louvain-la-Neuve, à Limelette et à Anvers. Un ensemble de 15 essais était à disposition permettant d'effectuer 8 comparaisons de profils CPT. Seule la résistance au cône a été indiquée dans ce jeu de données.

Dénomination	Lieu	Profondeur d'excavation [m]	Profondeur d'essai [m]
LIM-6	Limelette	5,93	11,8
LIM-5,9	Limelette	5,86	13,7
LIM-6,3	Limelette	6,3	10,46
LIM-6,2	Limelette	6,2	11,14
LLN-5,4	Louvain-la-Neuve	5,4	15,6
LLN-6,4	Louvain-la Neuve	6,4	16,4
DGK1-23,7	Anvers	23,65	33,4
DGK2-23,7	Anvers	23,65	33,4

Table 4: Caractéristiques des profils de comparaison CPT

2 CPT DE LIMELETTE

Un ensemble de 8 essais CPT a été effectué à Limelette permettant 4 comparaisons de profils. Les essais ont été réalisés au moyen de deux CPT électriques, le premier fournissant des valeurs de résistance au cône tous les 5 cm et tous les 2 cm pour le second.

2.1 CPT LIM-6

2.1.1 Lissage des données

Pour permettre une comparaison rigoureuse des profils CPT avant et après la réalisation d'une excavation, les essais doivent être exécutés dans un périmètre le plus restreint possible afin de pouvoir comparer l'influence de l'excavation sur des couches de sols de même épaisseur et de mêmes caractéristiques géotechniques.

Les données fournies ne précisent pas la distance entre les essais, elles sont donc sujettes à une certaine variabilité des résultats pouvant entacher la précision de l'analyse. C'est pourquoi l'une des premières étapes de cette étude fût de faire correspondre les deux profils. Pour ce faire, les données ont tout d'abord été lissées afin de supprimer une certaine fluctuation parasitaire des résultats CPT et ainsi plus facilement déterminer l'allure de l'essai. Ce lissage des données a été effectué en réalisant des moyennes mobiles (ou glissantes). Cela consiste à considérer pour une profondeur la moyenne d'un certain nombre de mesures pour des profondeurs inférieures ainsi que la valeur pour la profondeur considérée. Un exemple concret du calcul d'une moyenne mobile à 3 valeurs est illustré à la Table 5.

Profondeur [m]	Valeur de résistance au cône [MPa]	Moyenne mobile [MPa]
2	A	-
2,2	B	-
2,4	C	=moyenne(A,B,C)
2,6	D	=moyenne(B,C,D)
2,8	E	=moyenne(C,D,E)

Table 5: Illustration de la moyenne mobile à 3 valeurs

Plus les données vont être lissées sur un grand nombre de valeurs, plus il sera aisé de déterminer la tendance générale de l'essai CPT mais en revanche un certain nombre d'informations seront perdues puisqu'elles seront englobées dans la moyenne d'un nombre important de valeurs. Le dilemme est donc de lisser suffisamment les données pour pouvoir les analyser plus facilement sans trop dénaturer le profil CPT.

Après comparaison, il a été décidé de considérer une moyenne mobile à 3 valeurs. Un exemple du lissage de données est présenté à la Figure 124.

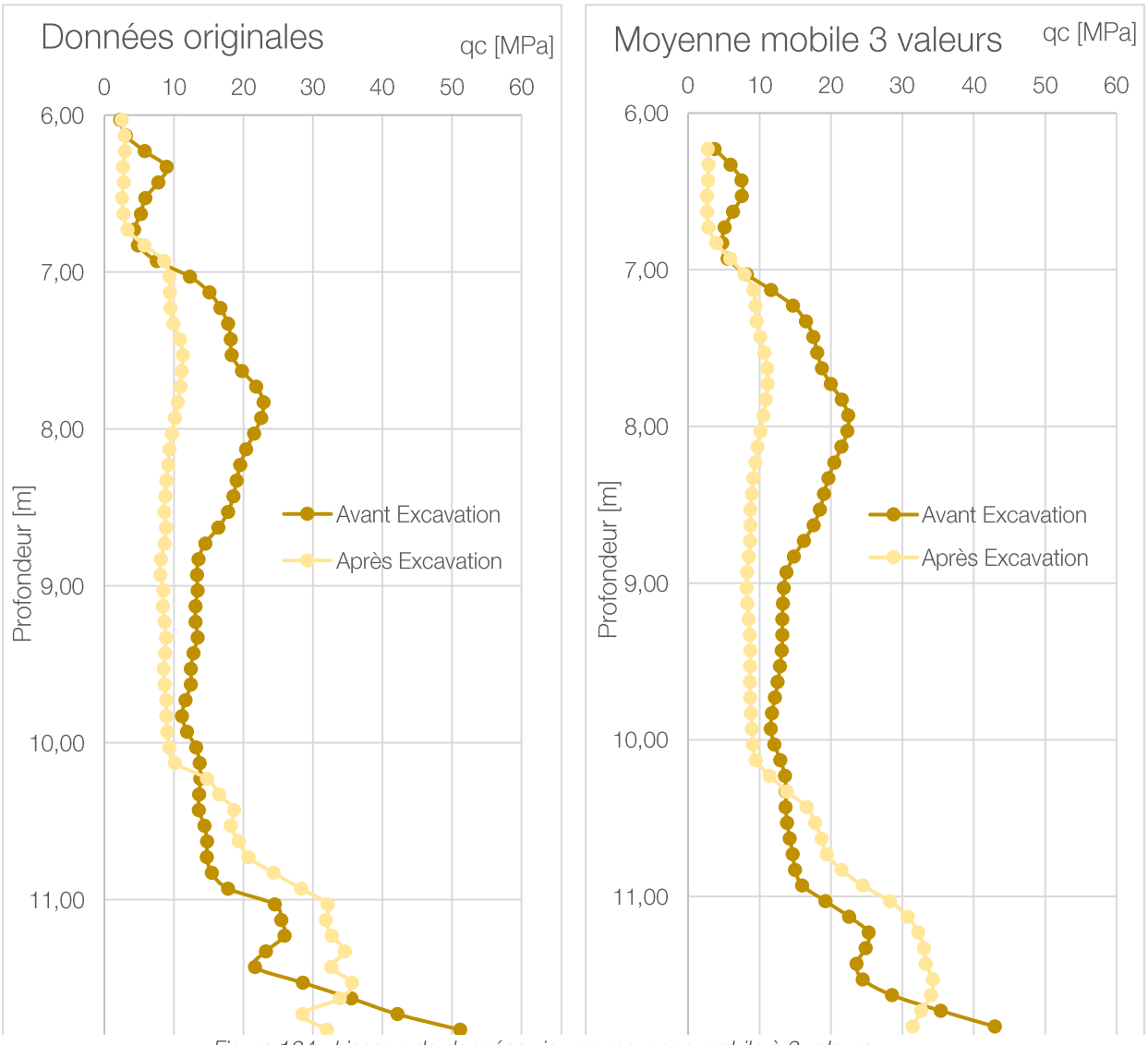


Figure 124 : Lissage de données via une moyenne mobile à 3 valeurs

2.1.2 *Correspondance des couches*

On peut remarquer sur ces deux graphiques que la stratigraphie du sol ne semble pas tout à fait correspondre entre l'essai CPT réalisé avant l'excavation et celui réalisé après celle-ci. En effet un certain nombre de points importants marquant des changements de tendance du profil CPT ne correspondent pas aux mêmes profondeurs pour les deux essais. Ce phénomène est lié à la variabilité du sol. Comme expliqué précédemment, la distance entre les deux essais CPT n'est pas indiquée dans les données utilisées. Plus cette distance est grande, plus il est probable que les couches de sols ne se situent pas à la même profondeur et n'aient pas la même épaisseur. Les données ont donc été décalées afin d'obtenir la meilleure correspondance possible entre les essais et ainsi pouvoir comparer l'évolution de la résistance au cône pour une même couche. Cependant ce décalage est relativement subjectif. Un choix a dû être effectué pour déterminer les points marquants du profil devant correspondre entre les deux essais. De plus, il a été supposé que les essais CPT n'ont pas été réalisés avec un écart excessif, le décalage des couches n'a donc pu dépasser la valeur d'un mètre.

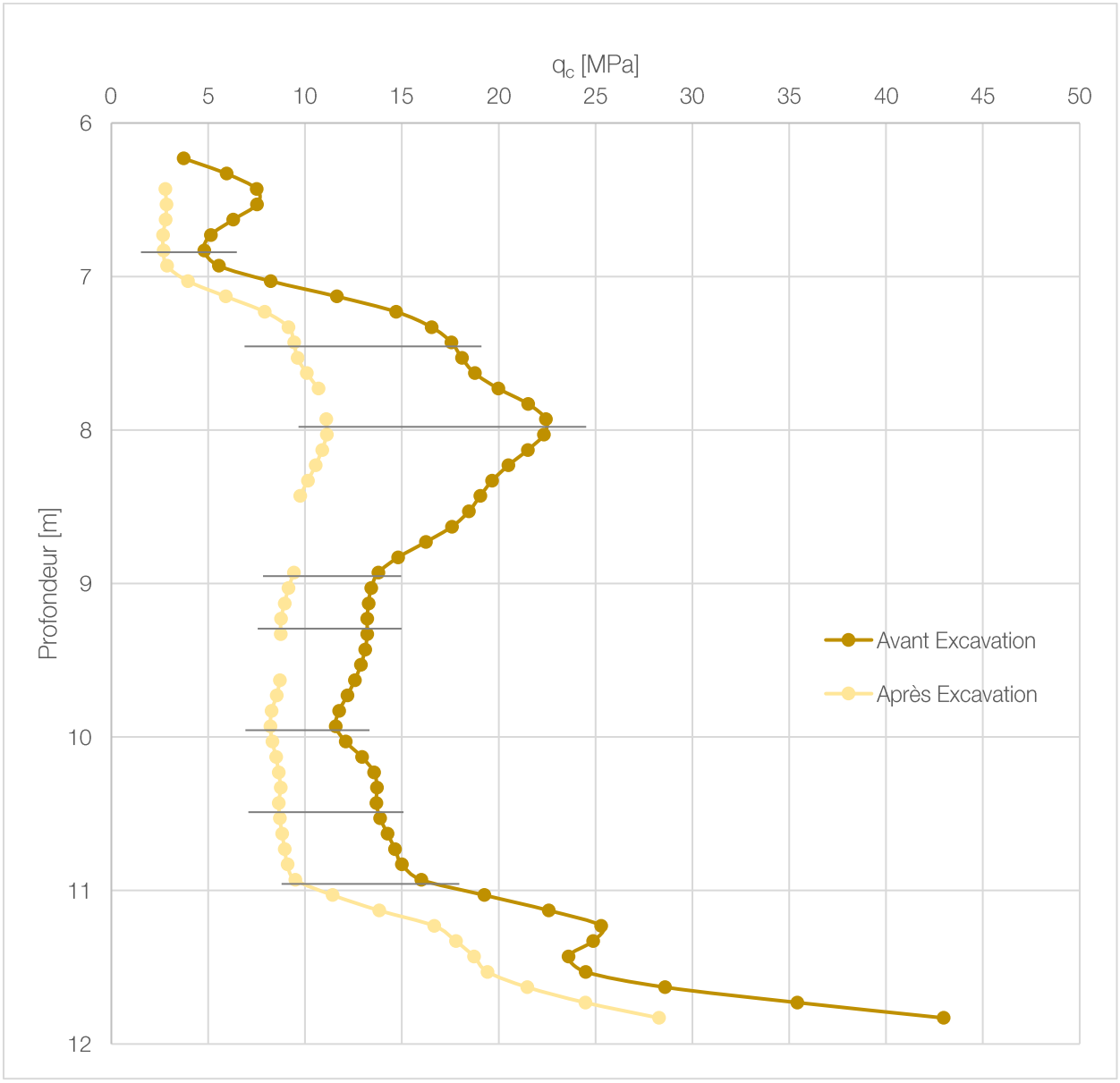


Figure 125: Décalage de l'essai CPT LIM-6

2.1.3 Rapport des résistances au cône

Sur base de ces nouveaux profils de résistance au cône, il est possible de déterminer le rapport des résistances au cône en fonction du rapport des contraintes.

On remarque à la Figure 126 que, comme attendu, le rapport de résistance au cône semble prendre une allure de puissance tendant vers la valeur 1.

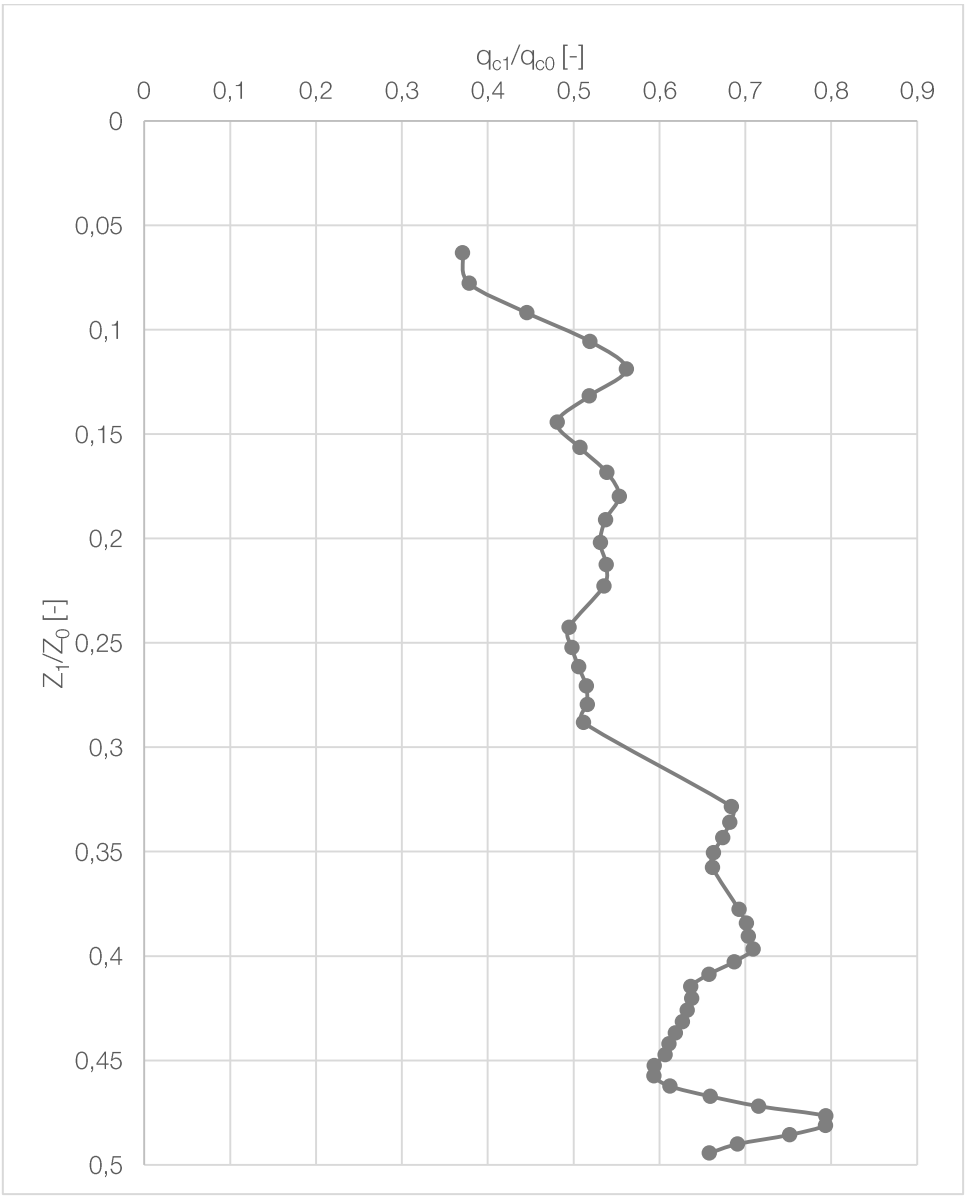


Figure 126 : Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contraintes pour l'essai CPT LIM-6

Le modèle le plus adéquat est déterminé à l'aide du coefficient de détermination. Il correspond au pourcentage de la variation expliquée par le modèle. Il est défini à l'aide des paramètres suivants :

- $SSR = \sum(\hat{y} - \bar{y})^2$: la somme des carrés des résidus correspondant à la variation expliquée par la régression ;

- $SSE = \sum(y - \hat{y})^2$: la somme des carrés des erreurs correspondant à la variation expliquée par les résidus ;

- $SST = SSE + SSR = \sum(y - \bar{y})^2$: la somme totale des carrés correspondant à la variation totale.

Où :

  - y est la valeur réelle issue des données ;
  - $\bar{y}$ est la moyenne des y ;
  - $\hat{y}$ est la valeur prédite par le modèle.

Le coefficient de détermination est alors défini comme suit :

$$R^2 = \frac{SSR}{SST} = \frac{SST - SSE}{SST} = 1 - \frac{SSE}{SST} = 1 - \frac{\sum(y - \hat{y})^2}{\sum(y - \bar{y})^2}$$

Plus sa valeur est proche de 1, plus le modèle correspond bien aux données.

Le graphique de l'essai CPT ne semble pas indiquer la présence d'une valeur stationnaire comme indiqué dans l'approche globale d'EMERSON et AL. [38]. Le modèle considéré pour approximer les données sur base de la théorie ne considère donc que la seconde phase avec une concavité vers le bas sous la forme d'une loi de puissance suivante :

$$\frac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^b$$

Le solveur du tableur *Excel* a été utilisé pour déterminer les paramètres a et b. Il en a été déduit que $a = 0{,}83$ et $b = 0{,}27$ maximisaient le coefficient de détermination pour une valeur de $R^2 = 0{,}69$.

Cependant, il a été observé théoriquement que le coefficient a semblait être égal à 1. Lorsqu'on impose cette condition, on obtient $b = 0{,}42$ et $R^2 = 0{,}5$.

Il est également possible de déduire l'écart-type de ce modèle par rapport aux données.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-2} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(y_i - g(z_i)\right)^2}$$

Où $g(z_i) = \mu$, la moyenne.

L'écart-type associé à ce modèle est de $\mathbf{0{,}07}$. Le modèle ainsi que son écart-type sont représentés à la Figure 127, tandis que la Figure 128 permet de comparer le modèle déduit précédemment avec la règle prescrite dans le document d'application de la norme belge.

On peut observer que cette règle ne correspond pas tout à fait aux données. Dans un premier temps, elle sous-estime le rapport de résistance au cône et dans un deuxième temps, elle le surestime. Le modèle déterminé précédemment est plus adapté mais son coefficient de détermination reste faible et son écart-type relativement élevé.

Pour analyser plus précisément le modèle, les valeurs de résistance au cône calculées après correction ont été tracées à la Figure 129. La résistance au cône après excavation fictive a été obtenue en multipliant le rapport $\frac{q_{c1}}{q_{c0}}$ du modèle par q_{c0}, la résistance au cône mesurée initialement avant l'excavation. Il a été possible de faire de même avec le rapport $\frac{q_{c1}}{q_{c0}}$ prescrit par le DANB.

Le modèle sous forme de loi de puissance est beaucoup plus convaincant dans cette représentation puisque son coefficient de détermination est alors de $\mathbf{0{,}94}$ avec un écart-type de $\mathbf{1{,}34}\ MPa$, tandis qu'on observe pour la règle du DANB $R^2 = \mathbf{0{,}086}$ et $s = \mathbf{5{,}21}\ MPa$.

De plus, ce modèle est relativement proche de ce qui a pu être déterminé théoriquement auparavant dans ce travail.

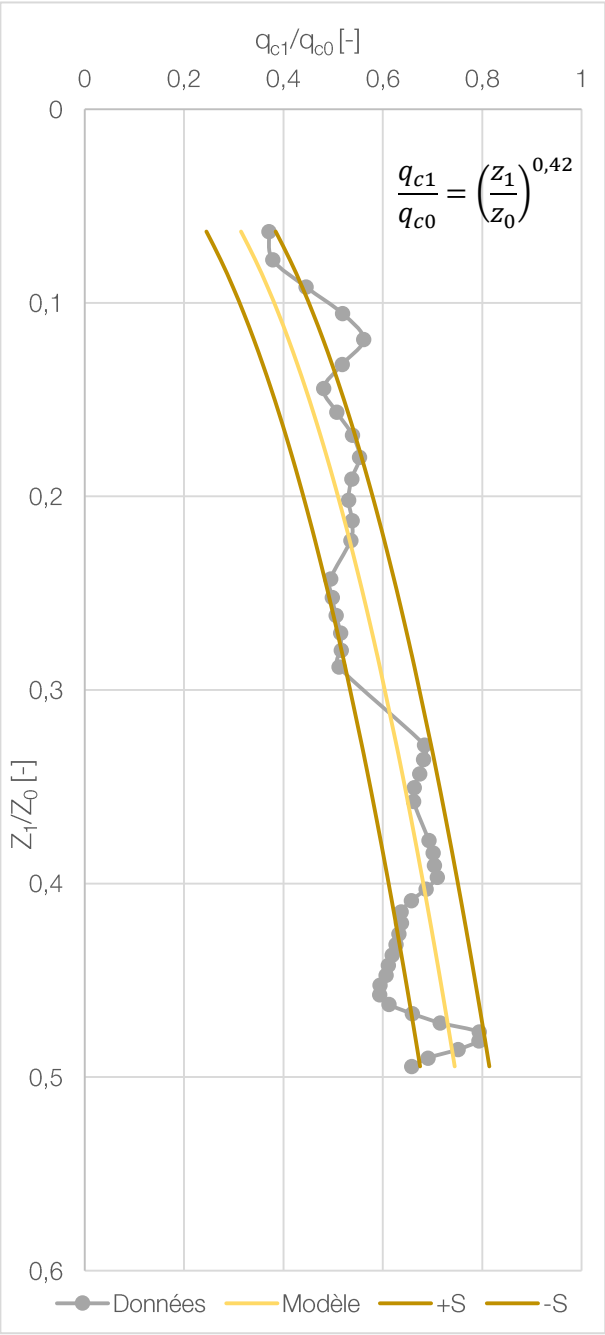


Figure 127: Modèle pour le CPT LIM-6

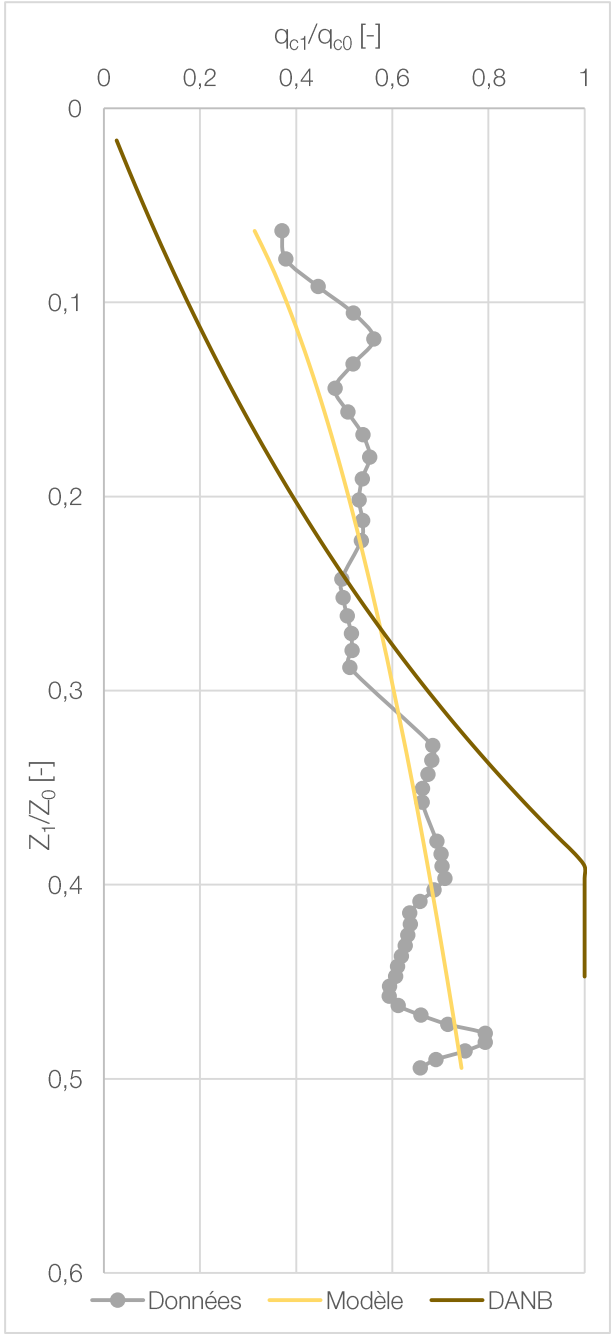


Figure 128 : Comparaison entre le modèle et la règle prescrite par le DANB

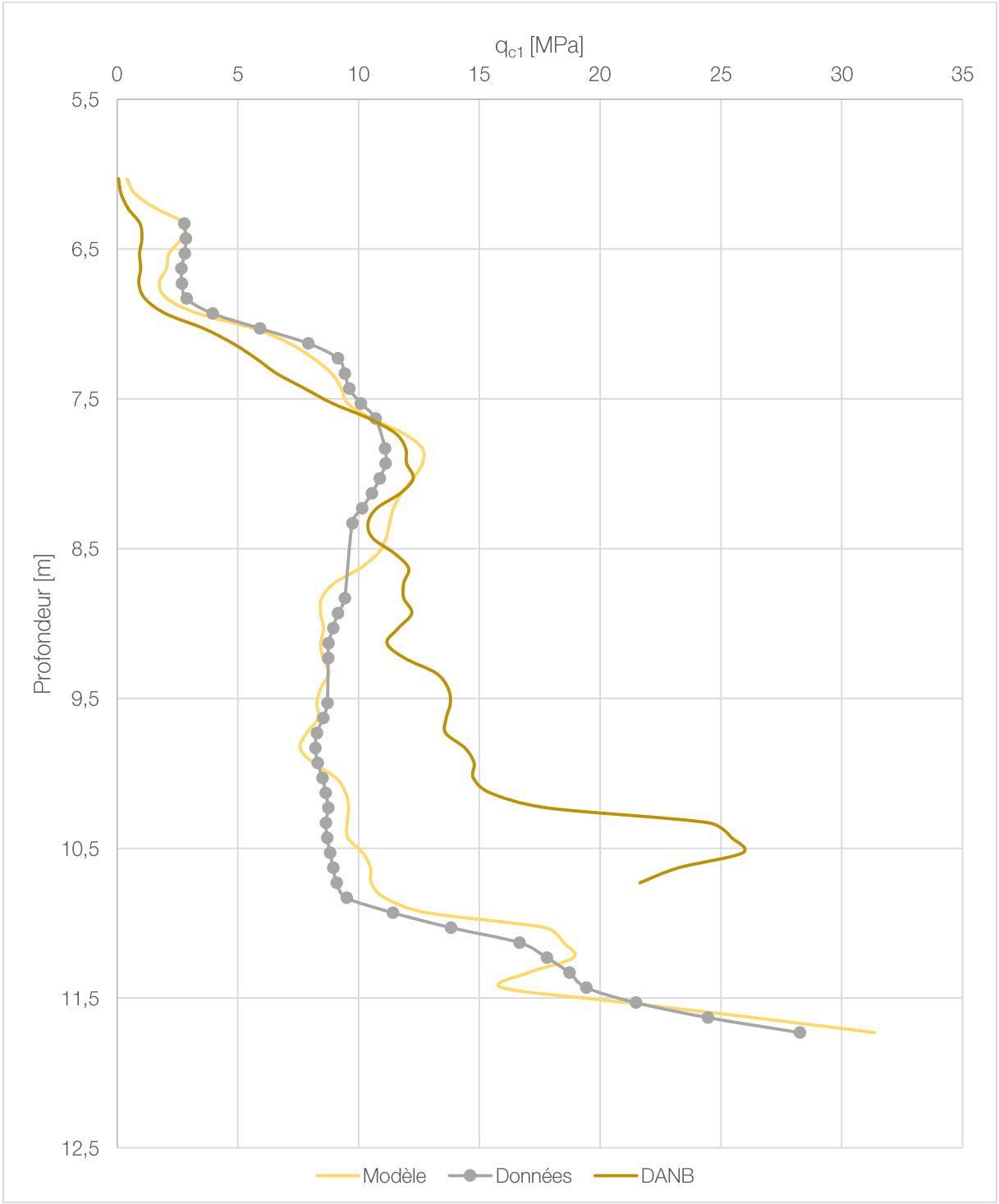


Figure 129: Comparaison des différents profils CPT après la réalisation de l'excavation pour LIM-6

2.2 CPT LIM-5,9

L'essai CPT a été effectué après la réalisation d'une excavation de $5{,}86$ mètres.

2.2.1 Correspondance des couches

Contrairement à l'essai CPT analysé précédemment, aucun décalage des essais CPT n'a permis d'obtenir une correspondance des couches suffisante pour pouvoir déduire rigoureusement une régression. Il est très probable que les essais ont été réalisés à une distance trop grande l'un de l'autre pour garantir une certaine similitude dans le sol analysé.

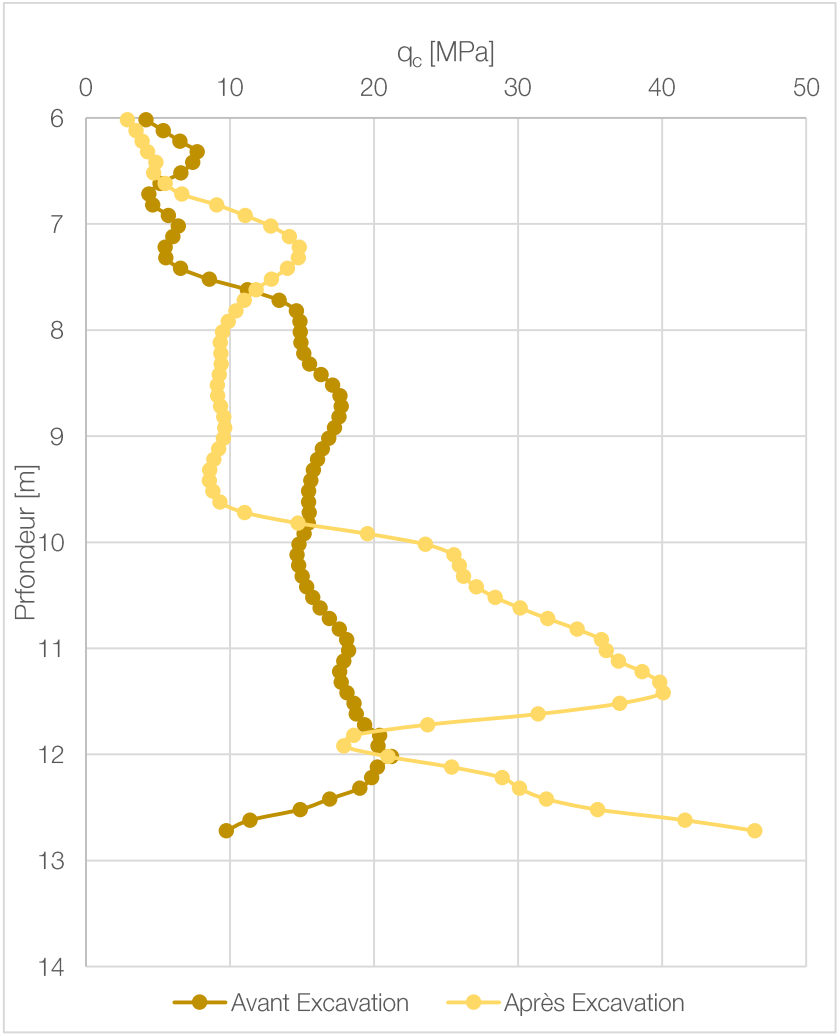


Figure 130 : Profil CPT de LIM-5,9

2.3 CPT LIM-6,3

Cette section compare deux essais CPT réalisés à Limelette. Le premier a été effectué avant la réalisation d'une excavation de $6{,}3\ m$ tandis que le deuxième a été mené après cette excavation.

2.3.1 Correspondance des couches

A nouveau, il faut effectuer la correspondance des couches. Dans ce cas, il s'agit d'un écart de $30\ cm$ vers le haut pour la partie supérieure et $30\ cm$ vers le bas pour la partie inférieure.

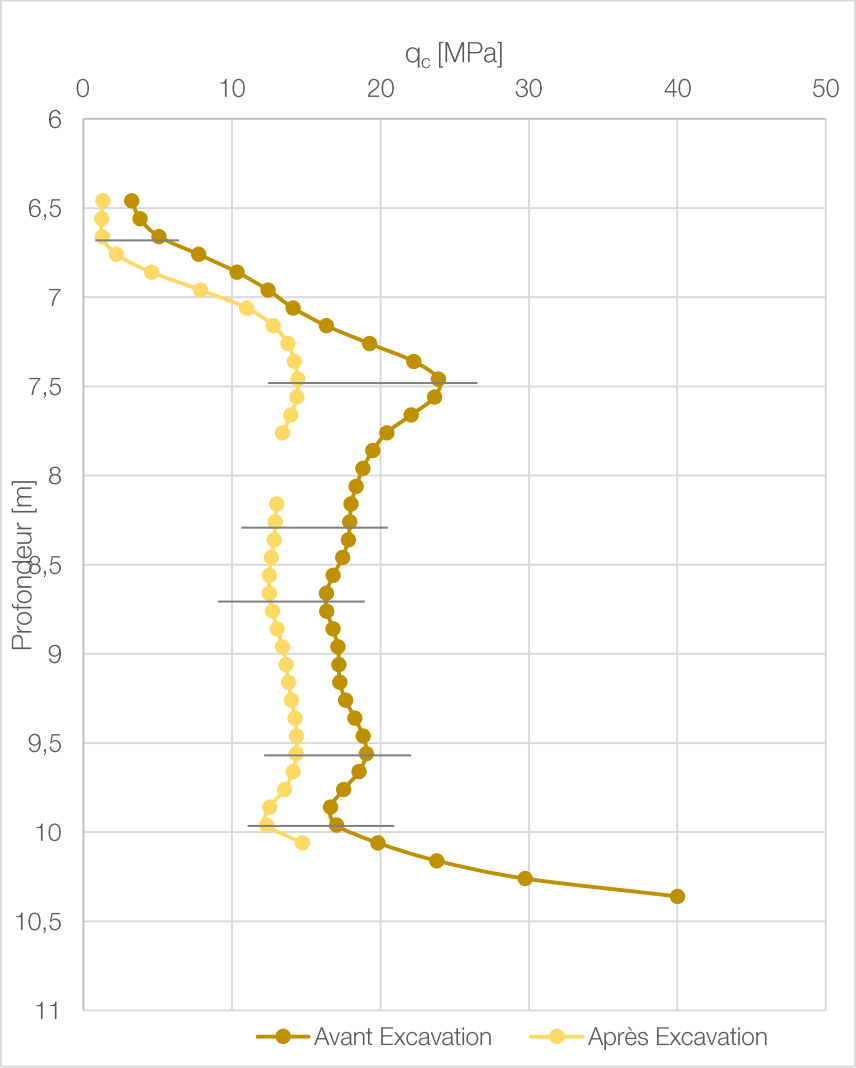


Figure 131: Décalage de l'essai CPT Lim-6,3

2.3.2 Rapport des résistances au cône

On observe à la figure ci-dessus que le développement de la résistance au cône après excavation semble suivre le modèle global d'EMERSON et AL. [38]. On peut noter qu'elle atteint la valeur quasi-stationnaire de $13\ MPa$ à partir d'une profondeur critique valant $7{,}16\ m$.

Le modèle considéré pour approximer l'évolution de q_{c1}/q_{c0} en fonction de z_1/z_0 adopte donc la forme d'une loi de puissance mais avec une concavité vers le haut puis vers le bas. Le point d'inflexion entre ces deux parties se produit à la valeur de z_1/z_0 associé à la profondeur de $7{,}16\ m$, c'est-à-dire $z_1/z_0 = 0{,}12$. Cependant, à la Figure 132, on observe que ce changement de concavité se produit plus tôt, à une valeur $z_1/z_0 = 0{,}09$. Il a été décidé de se baser sur cette valeur comme point d'inflexion du modèle.

Le modèle prend donc la forme suivante :

$$\begin{cases} \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = c \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^d \; si \; \frac{z_1}{z_0} < 0{,}09 \\ \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^b \; si \; \frac{z_1}{z_0} \geq 0{,}09 \end{cases}$$

En maximisant séparément les paramètres des deux parties du modèle, on obtient les résultats suivants :

a	b	c	d	R^2	S [-]
1,12	0,32	23,8	1,6	0,64	0,1

Table 6 : Paramètres du modèle pour LIM-6,3

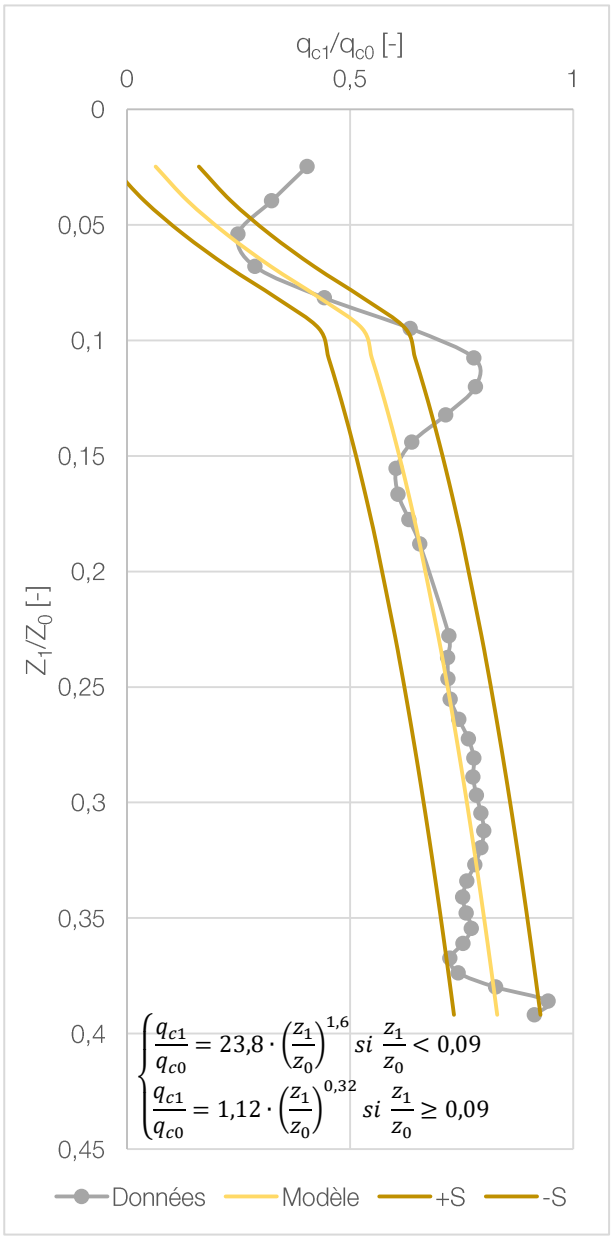


Figure 132: Modèle pour le CPT LIM-6,3

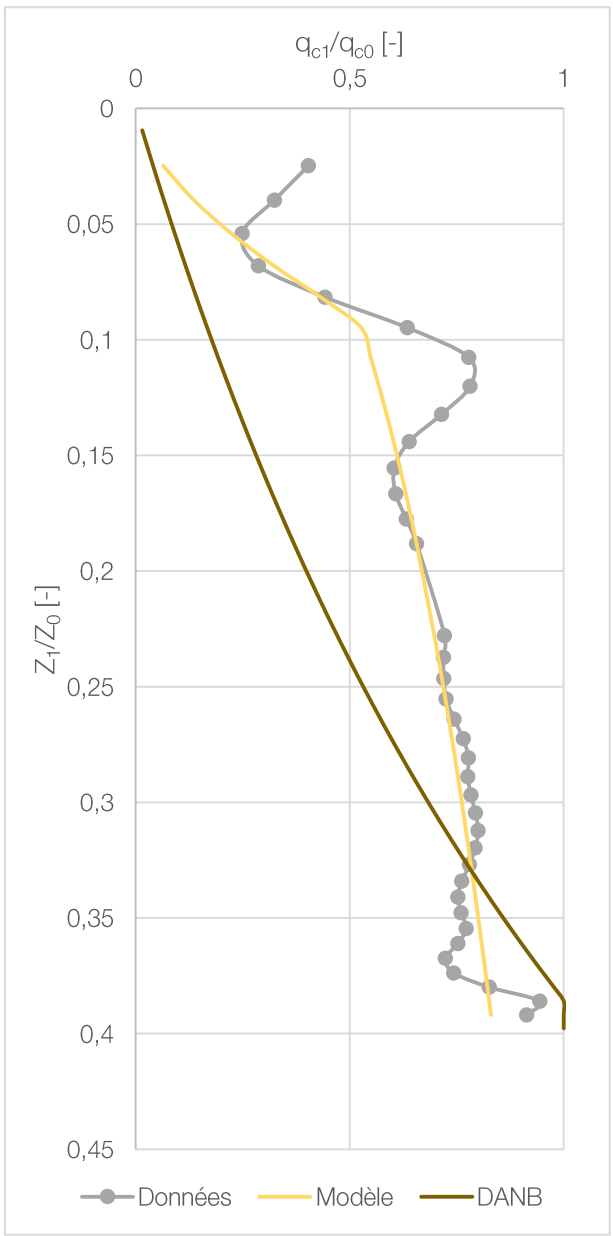


Figure 133: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB

Dans le cas présent, la valeur du paramètre a n'a pas été imposée à 1 car le solveur d'Excel fournit une valeur supérieure à l'unité ce qui indique que q_{c1}/q_{c0} atteindra une valeur supérieure à 1 avant d'atteindre $z_1/z_0 = 1$. La valeur de q_{c1}/q_{c0} sera donc simplement bornée par la valeur 1.

Sur base des valeurs de q_{c0} , il est possible d'obtenir les valeurs de q_{c1} selon le modèle défini ci-dessus mais également selon la règle issue du DANB. Ces deux courbes sont présentées à la Figure 134.

Modèle		DANB	
R^2	Ecart-type [MPa]	R^2	Ecart-type [MPa]
0,95	2	0,78	4,43

Table 7 : Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LIM-6,3

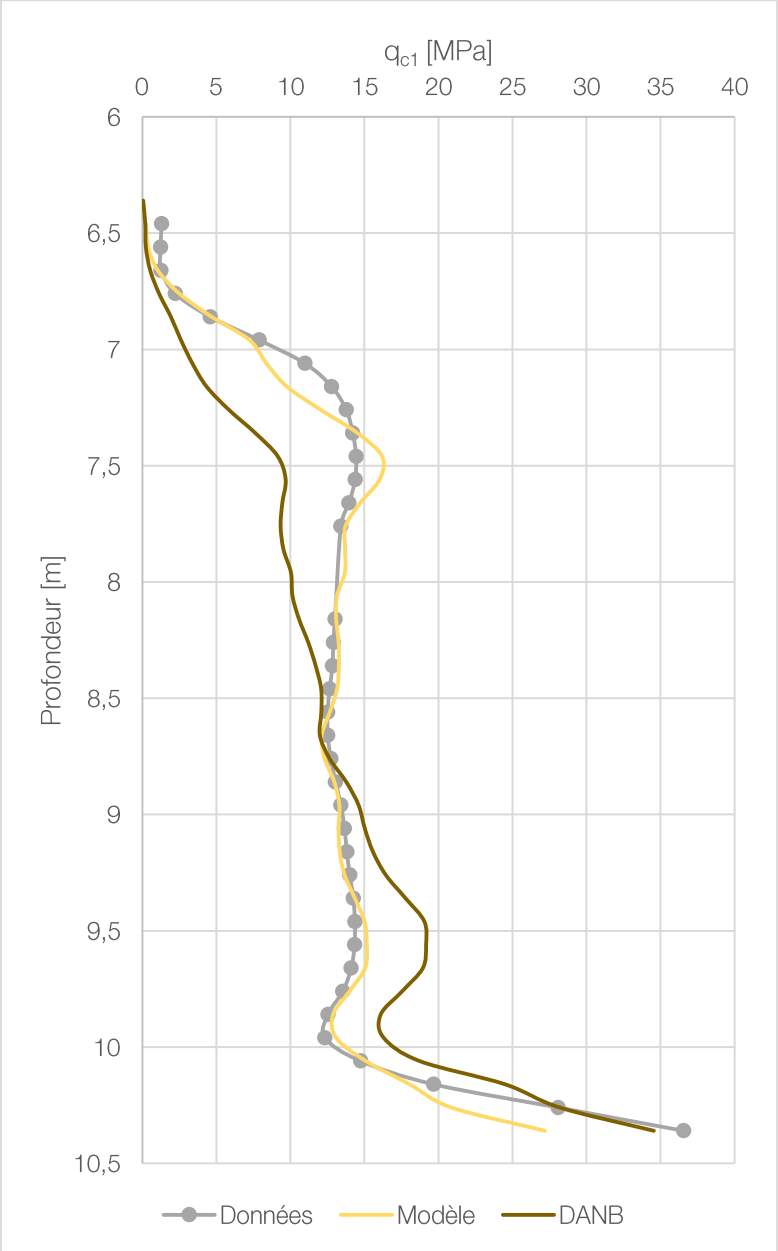


Figure 134: Comparaison des différents profils après la réalisation de l'excavation pour LIM-6,3

2.4 CPT LIM-6,2

Le 4ème essai CPT opéré à Limelette a été effectué après la réalisation d'une excavation de $6{,}16\ m$.

2.4.1 Correspondance des couches

A nouveau, les données CPT mesurées avant et après excavation ne correspondent pas tout à fait. Il faut donc effectuer divers décalages.

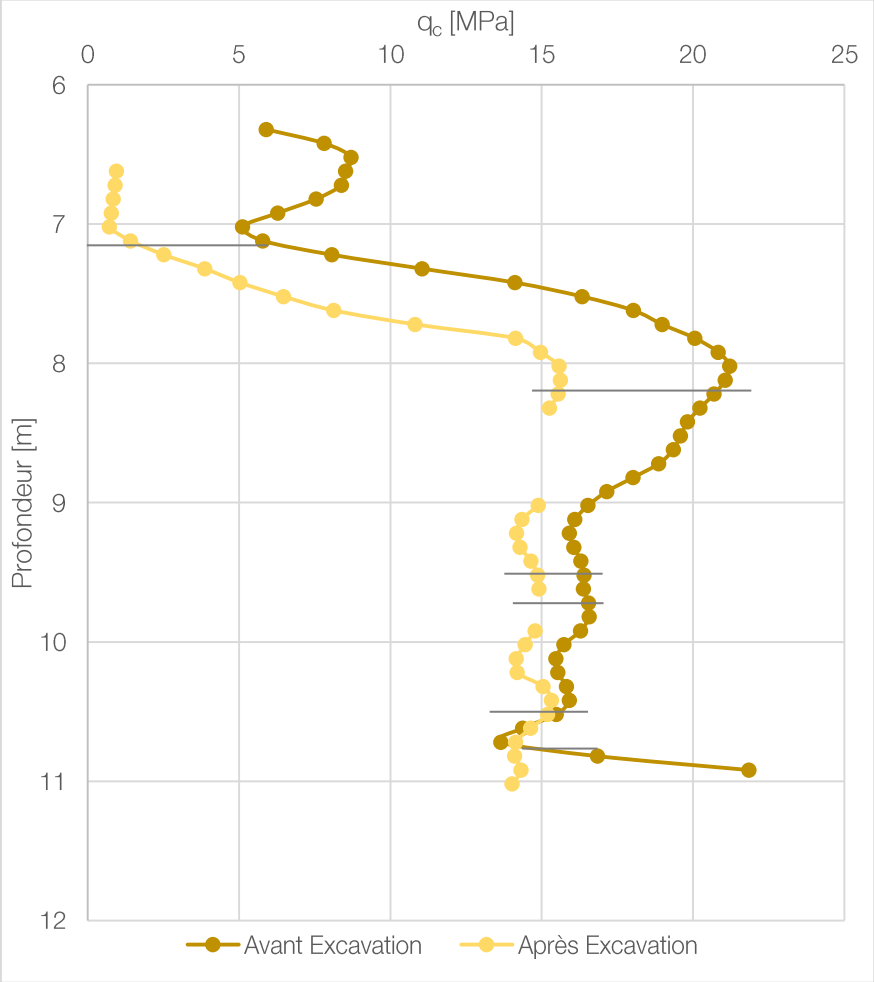


Figure 135 Correspondance des profils CPT avant et après excavation

2.4.2 Rapport des résistances au cône

On remarque à la figure ci-dessus qu'à nouveau la résistance au cône après excavation se développe selon le modèle global d'EMERSON et AL. [38]. Elle atteint une valeur quasi-stationnaire de $14{,}7\ MPa$ à partir de la profondeur critique de $7{,}92\ m$. Lorsqu'on transforme cette profondeur en termes de rapport de contrainte, on obtient $z_1/z_0 = 0{,}22$. Cette valeur sera considérée comme le point d'inflexion du modèle :

$$\begin{cases} \dfrac{q_{c1}}{q_{c0}} = c \cdot \left(\dfrac{z_1}{z_0}\right)^d \ si\ \dfrac{z_1}{z_0} < 0{,}22 \\ \dfrac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\dfrac{z_1}{z_0}\right)^b \ si\ \dfrac{z_1}{z_0} \geq 0{,}22 \end{cases}$$

En maximisant le coefficient de détermination des deux parties du modèle, on obtient les paramètres suivants :

a	b	c	d	R^2	S [-]
1,5	0,5	22,5	2,3	0,89	0,1

Table 8 : Paramètres du modèle pour LIM-6,2

Ce modèle ainsi que son écart type sont repris à la Figure 137. Tandis que la Figure 136 reprend la comparaison avec la règle issue du DANB. On remarque que cette dernière correspond plutôt bien aux données puisque la valeur de son coefficient de détermination est $R^2 = 0{,}82$.

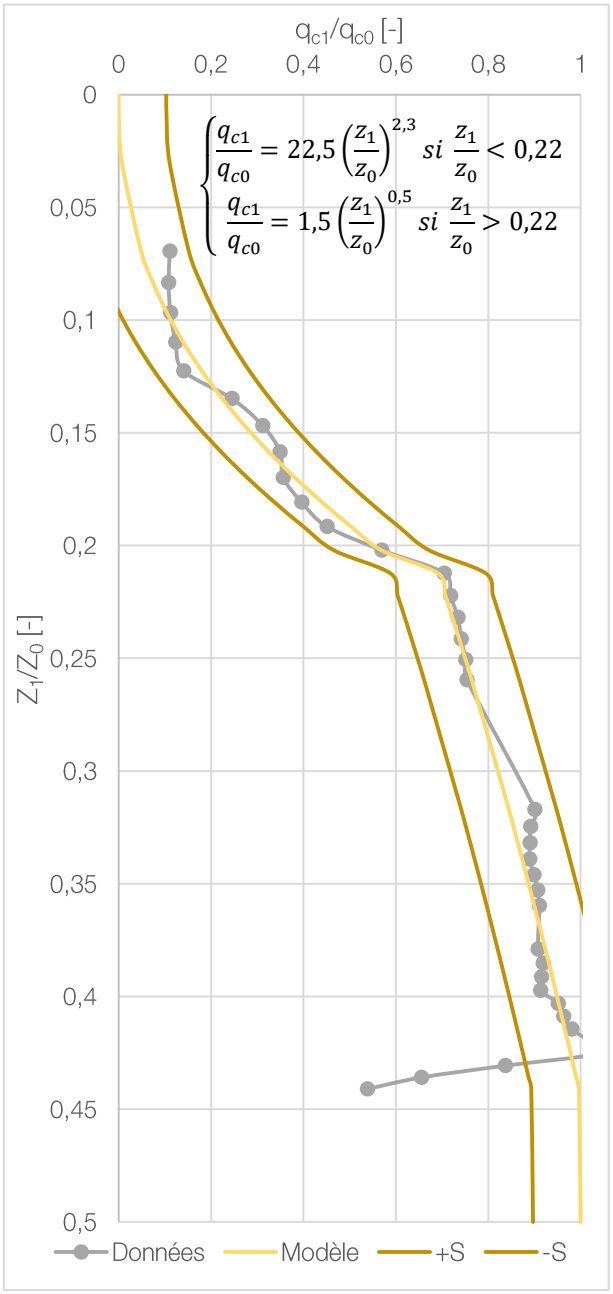


Figure 137 : Modèle associé au CPT LIM-6,2

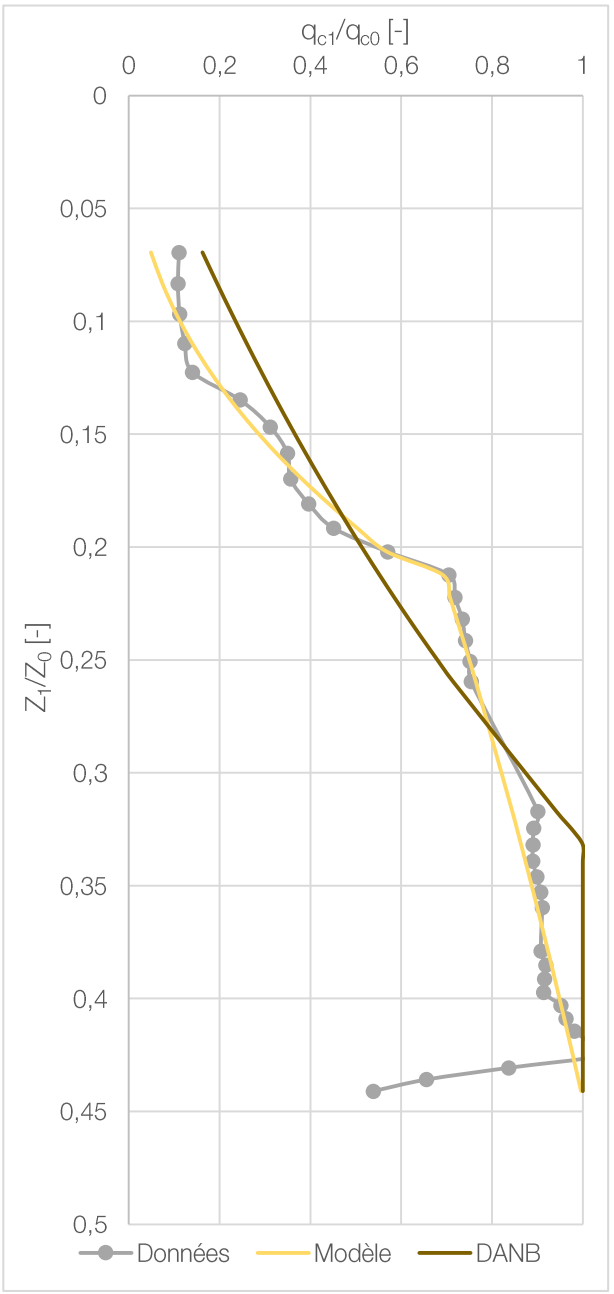


Figure 136 : Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le LIM-6,2

L'évolution de la résistance au cône après excavation sur base du modèle et de la règle du DANB est reprise à la Figure 138. Une comparaison de leurs paramètres d'adéquation est également présentée ci-dessous :

Modèle		DANB	
R^2	Ecart-type [MPa]	R^2	Ecart-type [MPa]
0,82	2,43	0,76	2,77

Table 9 : Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LIM-6,2

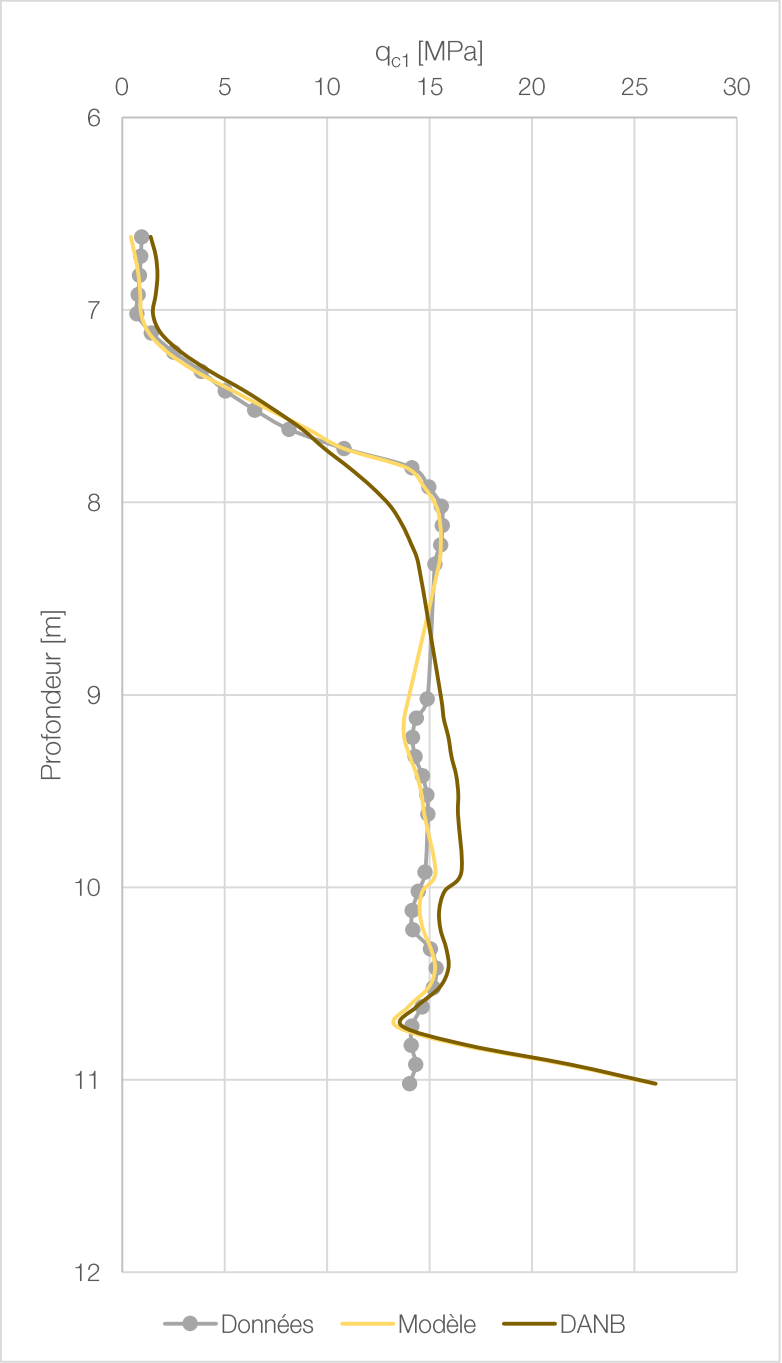


Figure 138: Comparaison des différents profils après la réalisation de l'excavation pour LIM-6,2

3 CPT Louvain-la-Neuve

Un ensemble de quatre essais CPT ont été réalisés à Louvain-la-Neuve, permettant ainsi de faire deux comparaisons d'évolution de la résistance au cône après excavation.

3.1 CPT LLN-5,4

Cette comparaison présente une excavation de 5,4 m de profondeur.

3.1.1 Correspondance des couches

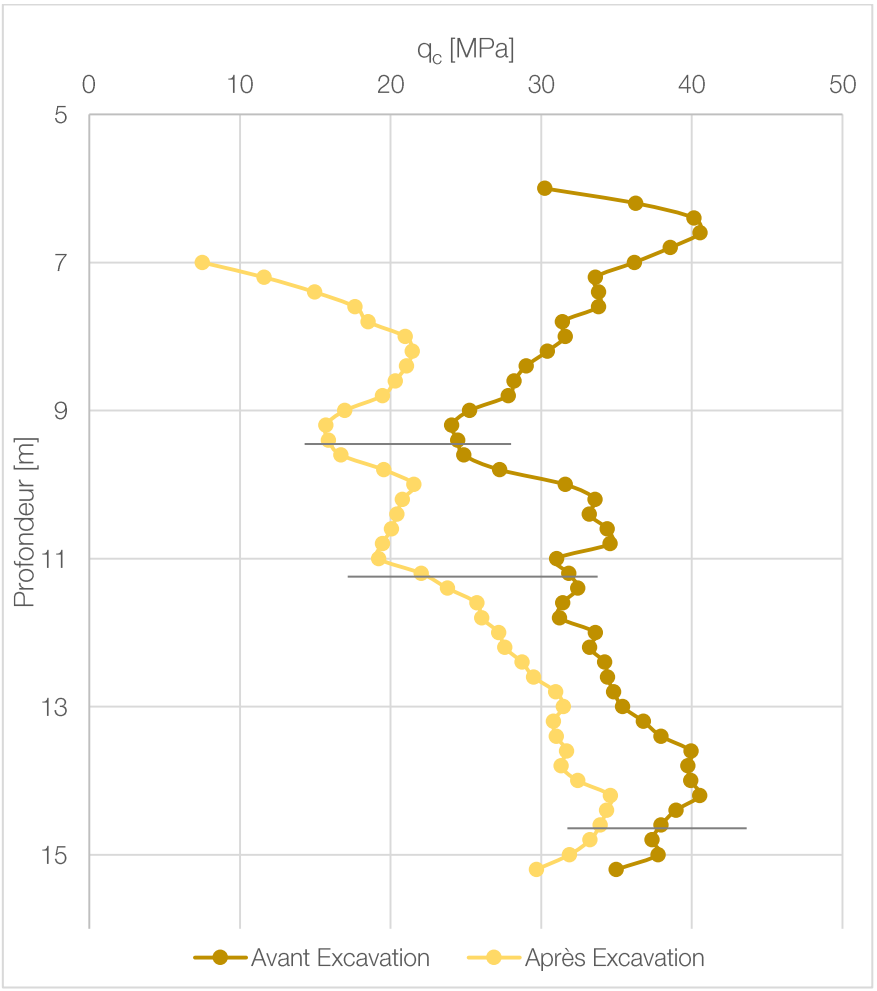


Figure 139: Correspondance des couches de l'essai LLN-5,4

Il n'est pas évident d'observer à la Figure 139 les trois phases de développement associées au modèle d'Emerson et al. [38]. Cependant, le changement de pente vers 8 m de profondeur peut laisser présager d'un changement de phase sans pour autant tendre vers une valeur quasi-stationnaire.

3.1.2 Evolution de la résistance au cône

Le graphique de l'évolution du rapport de résistance au cône de la Figure 141 permet de distinguer un changement de pente lorsque $z_1/z_0 = 0{,}3$. Cette valeur correspond à la profondeur critique de $8m$ identifiée à la figure précédente. Les données peuvent donc bien être approximées par la combinaison de deux courbes sous la forme :

$$\begin{cases} \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = c \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^d \; si \; \frac{z_1}{z_0} < 0{,}3 \\ \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^b \; si \; \frac{z_1}{z_0} \geq 0{,}3 \end{cases}$$

L'utilisation du solveur d'Excel permet de maximiser séparément le coefficient de détermination des deux courbes. Les paramètres du modèle prennent alors les valeurs de la table suivante.

a	b	c	d	R^2	S
1	0,5	21,3	3	0,77	0,079

Table 10 : Paramètres du modèle pour LLN-5,4

La règle issue du DANB présente quant à elle un coefficient de détermination négatif.

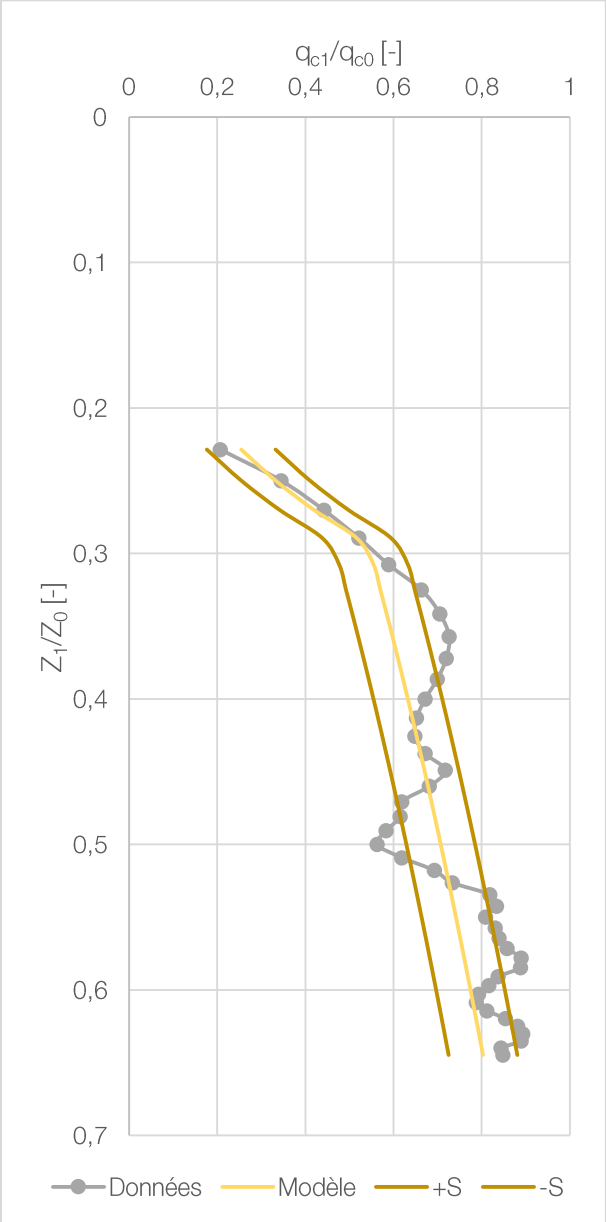


Figure 141 : Modèle associé au CPT LLN-5,4

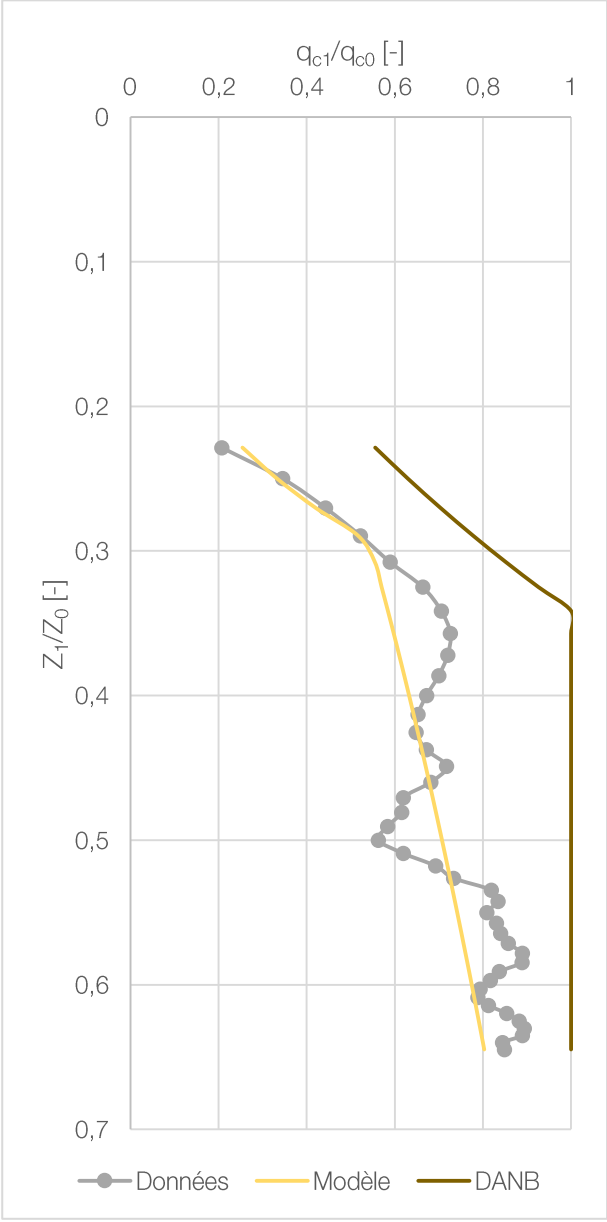


Figure 140 : Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le LLN-5,4

Sur base de ce modèle ainsi que de la règle du DANB, l'évolution de la résistance au cône après excavation en fonction de la profondeur peut être calculée comme illustré à la Figure 142.

Modèle		DANB	
R^2	Ecart-type [MPa]	R^2	Ecart-type [MPa]
0,84	2,8	-0,19	7,6

Table 11 : Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LLN-5,4

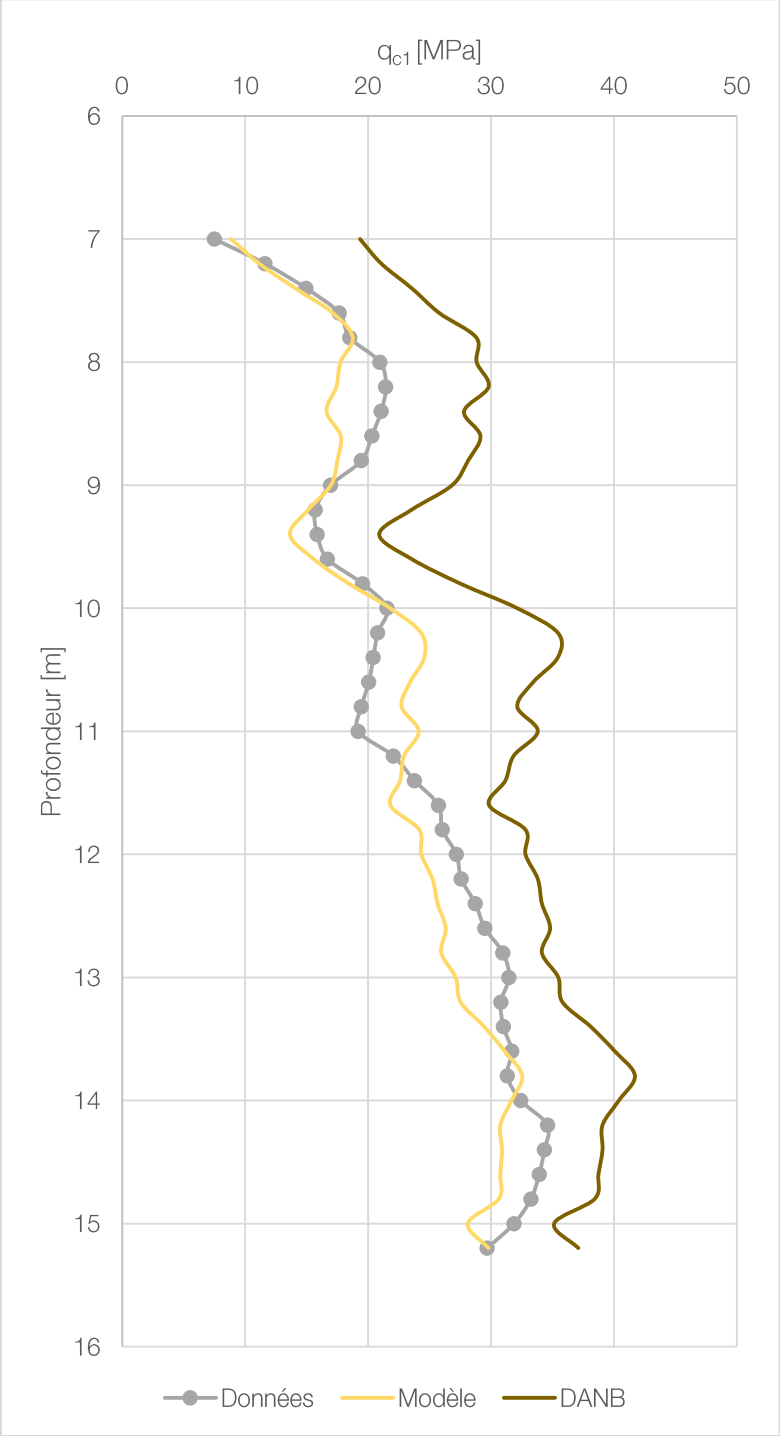


Figure 142: Profil CPT après excavation de l'essai LLN-5,4

3.2 CPT LLN-6,4

Cette comparaison présente des essais CPT réalisés avant et après une excavation de $6{,}4\ m$.

3.2.1 Correspondance des couches

A l'instar du premier essai CPT de Limelette, la variation entre le profil CPT avant la réalisation de l'excavation et après l'excavation est trop importante. Aucun décalage acceptable ne permet d'obtenir une régression cohérente.

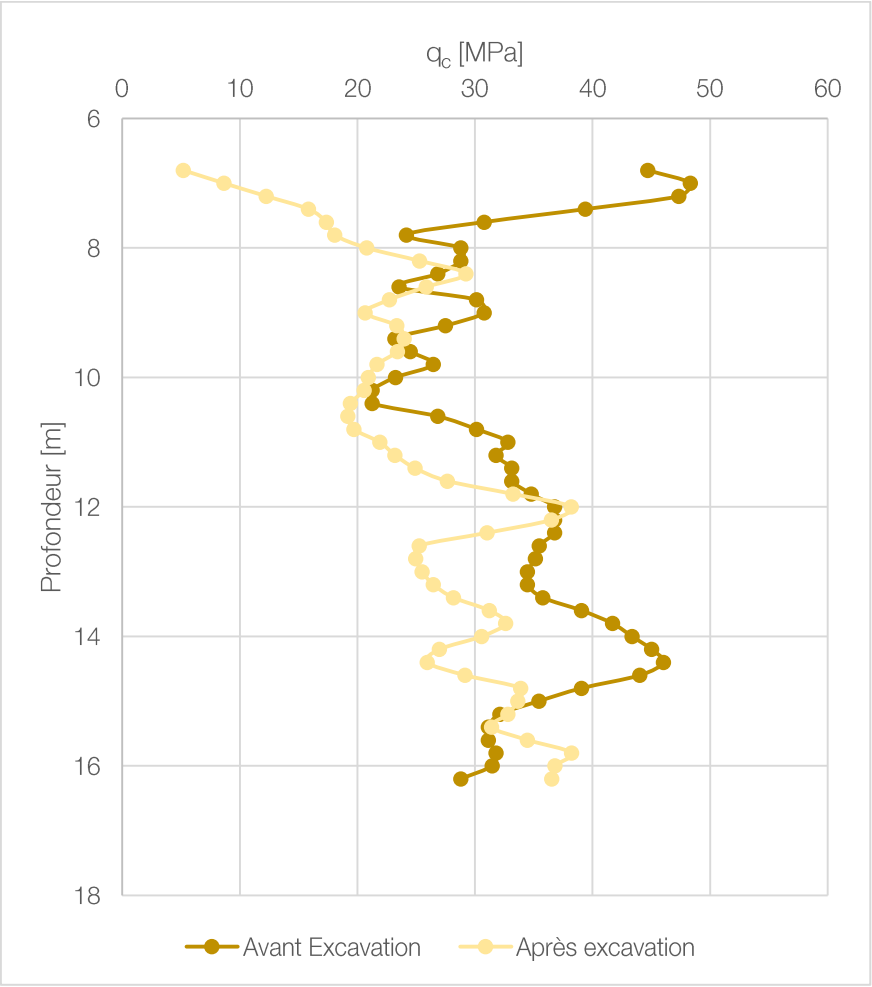


Figure 143 : Correspondance des couches de l'essai LLN-6,4

4 CPT ANVERS

Un ensemble de trois essais CPT ont été réalisés au Deurganckdok dans le port d'Anvers. Il s'agit d'un bassin du port d'Anvers de 17 m de profondeur et de 450 m de largeur. Les trois essais ont permis de réaliser deux comparaisons de l'évolution de la résistance au cône avant/après excavation.

4.1 CPT DGK1-33,4

L'excavation étudiée dans le cas présent est profonde de $23{,}65\ m$.

4.1.1 Correspondance des couches

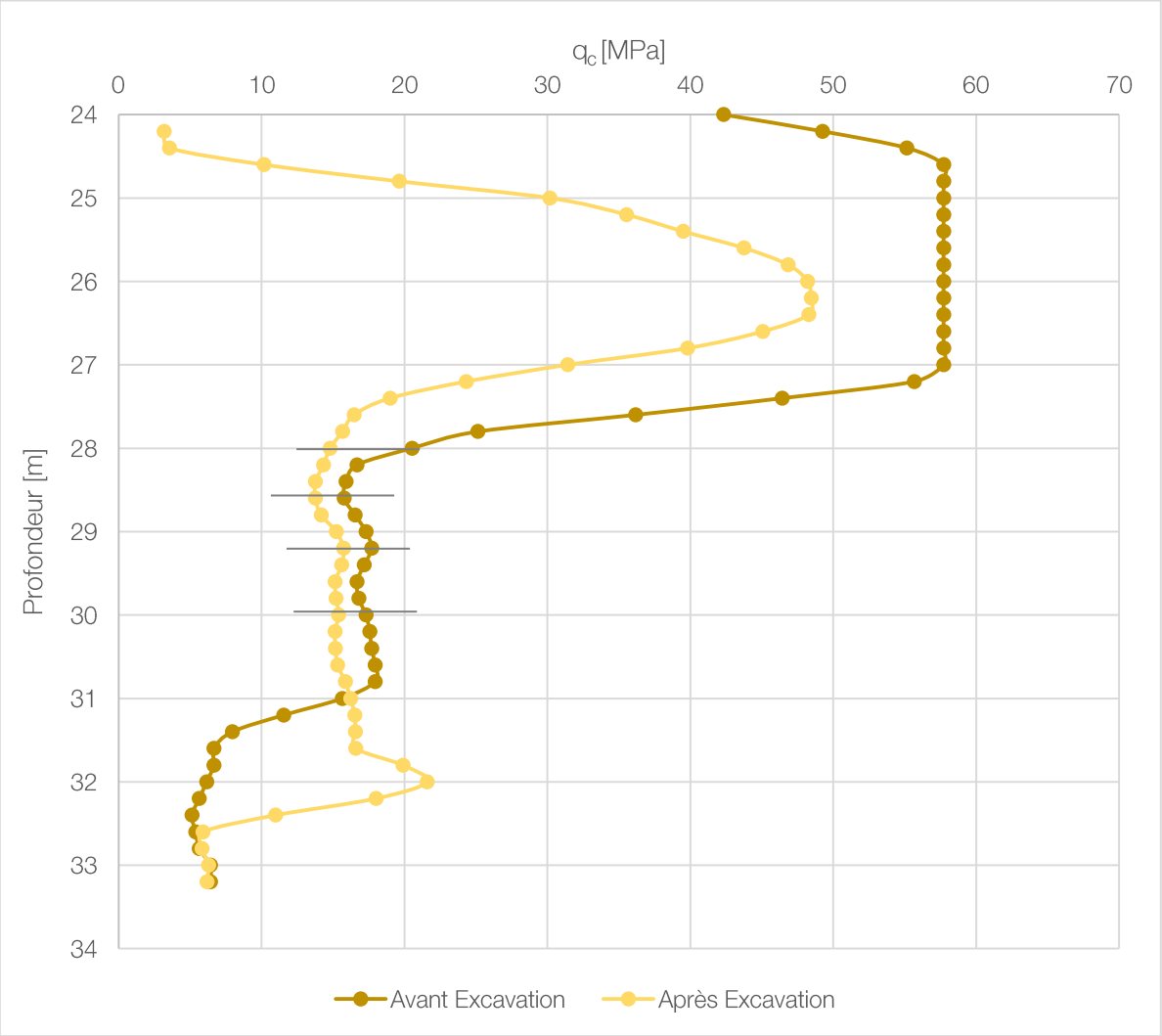


Figure 144: Correspondance des couches pour l'essai DGK1-33,4

La correspondance entre les deux profils CPT est délicate. On remarque que le profil de la résistance au cône avant l'excavation a été limité à $58\ MPa$ entre $24{,}8\ m$ et $27\ m$, ce qui réduit considérablement la plage de données exploitables. Seules les données entre $28\ m$ et $31\ m$ ont pu être analysées. On observe toutefois une certaine valeur stationnaire de la résistance au cône à partir de $28\ m$.

4.1.2 Evolution de la résistance au cône

Le graphique d'évolution du rapport de la résistance au cône de la Figure 146 présente un changement de pente lorsque $z_1/z_0 = 0{,}16$ ce qui correspond à la profondeur critique de $28\ m$. Les données étant limitées, il n'est pas évident d'établir de corrélation très fiable.

Si on considère un modèle composé de deux courbes de concavité opposée, il est possible d'obtenir les résultats présentés à la page suivante.

$$\begin{cases} \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = c \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^d \; si \; \frac{z_1}{z_0} < 0{,}16 \\ \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^b \; si \; \frac{z_1}{z_0} \geq 0{,}16 \end{cases}$$

Avec

a	b	c	d	R^2	S
0,9	0,0235	1198,94	3,94	0,97	0,03

Table 12 : Paramètres du modèle pour DGK1-33,4

Le coefficient de détermination de la règle issue du DANB est en revanche négatif.

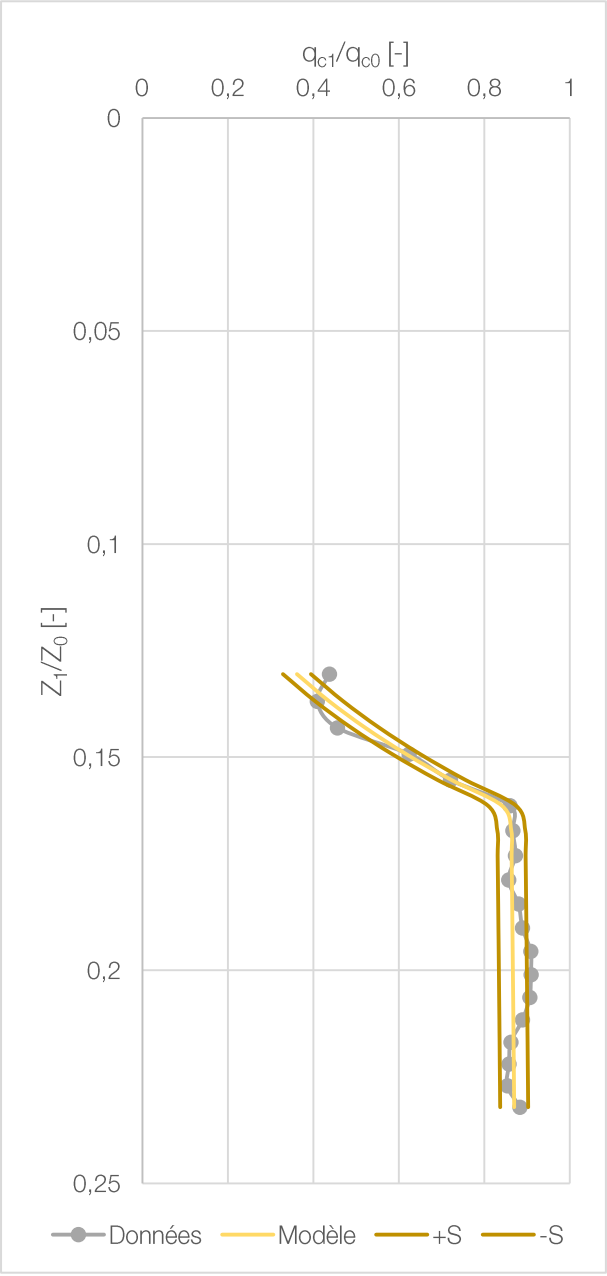


Figure 146 : Modèle associé au CPT DGK1-33,4

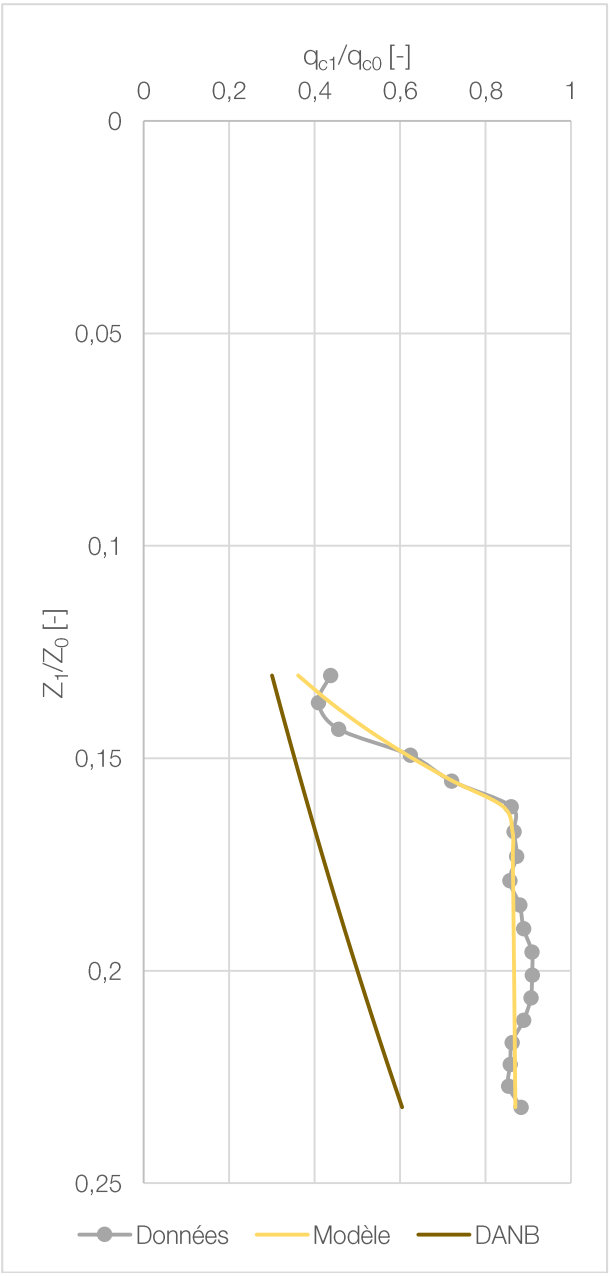


Figure 145 : Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le DGK1-33,4

L'évolution de la résistance au cône après excavation selon le modèle et selon la règle du DANB est illustrée ci-dessous ainsi que les paramètres d'adéquation par rapport aux données de ces deux règles.

Modèle		DANB	
R^2	Ecart-type [MPa]	R^2	Ecart-type [MPa]
0,73	1,27	-7,03	5,28

Table 13 : Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour DGK1-33,4

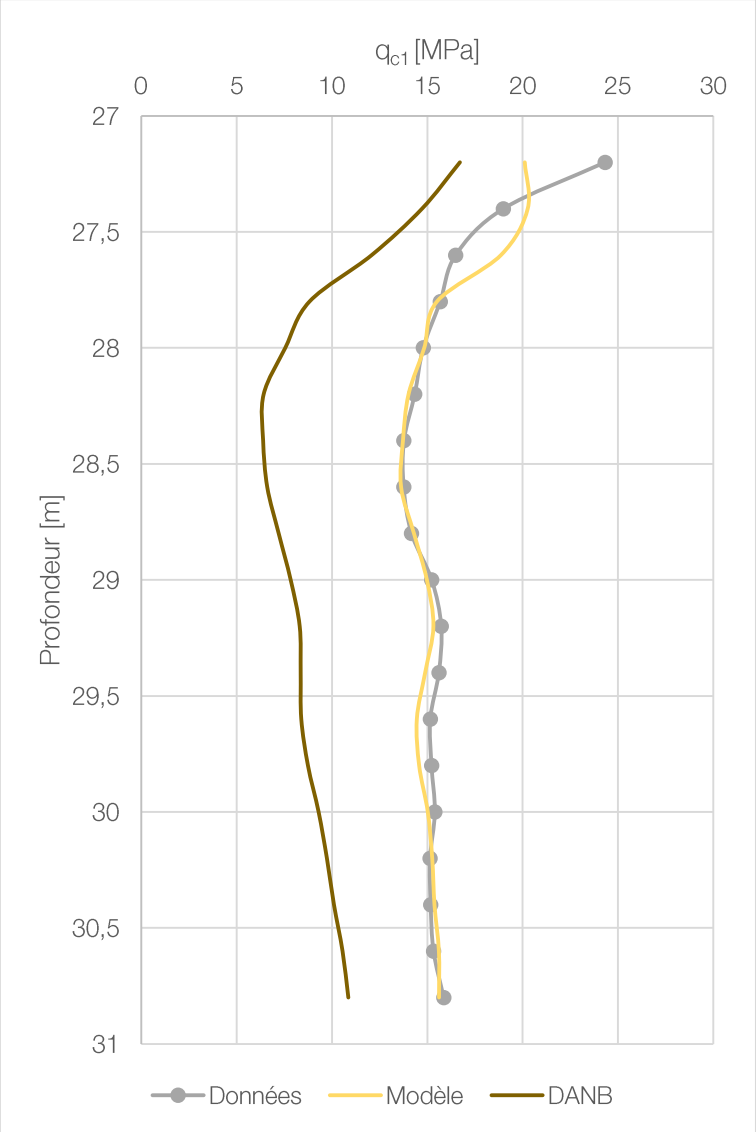


Figure 147 : Profil CPT après excavation de l'essai DGK1-33,4

4.2 CPT DGK2-33,4

L'excavation réalisée pour cet essai a également une profondeur de $23{,}65\ m$.

4.2.1 Correspondance des couches

Il a également été délicat d'obtenir une correspondance suffisante entre les deux essais CPT, la valeur de la résistance au cône étant à nouveau limitée à $58\ MPa$ entre $24{,}6$ et $27\ m$. L'analyse s'est donc basée sur les données comprises entre $27{,}2\ m$ et $32\ m$. On distingue ce qui pourrait s'apparenter à une valeur quasi-stationnaire entre $28\ m$ et $31\ m$.

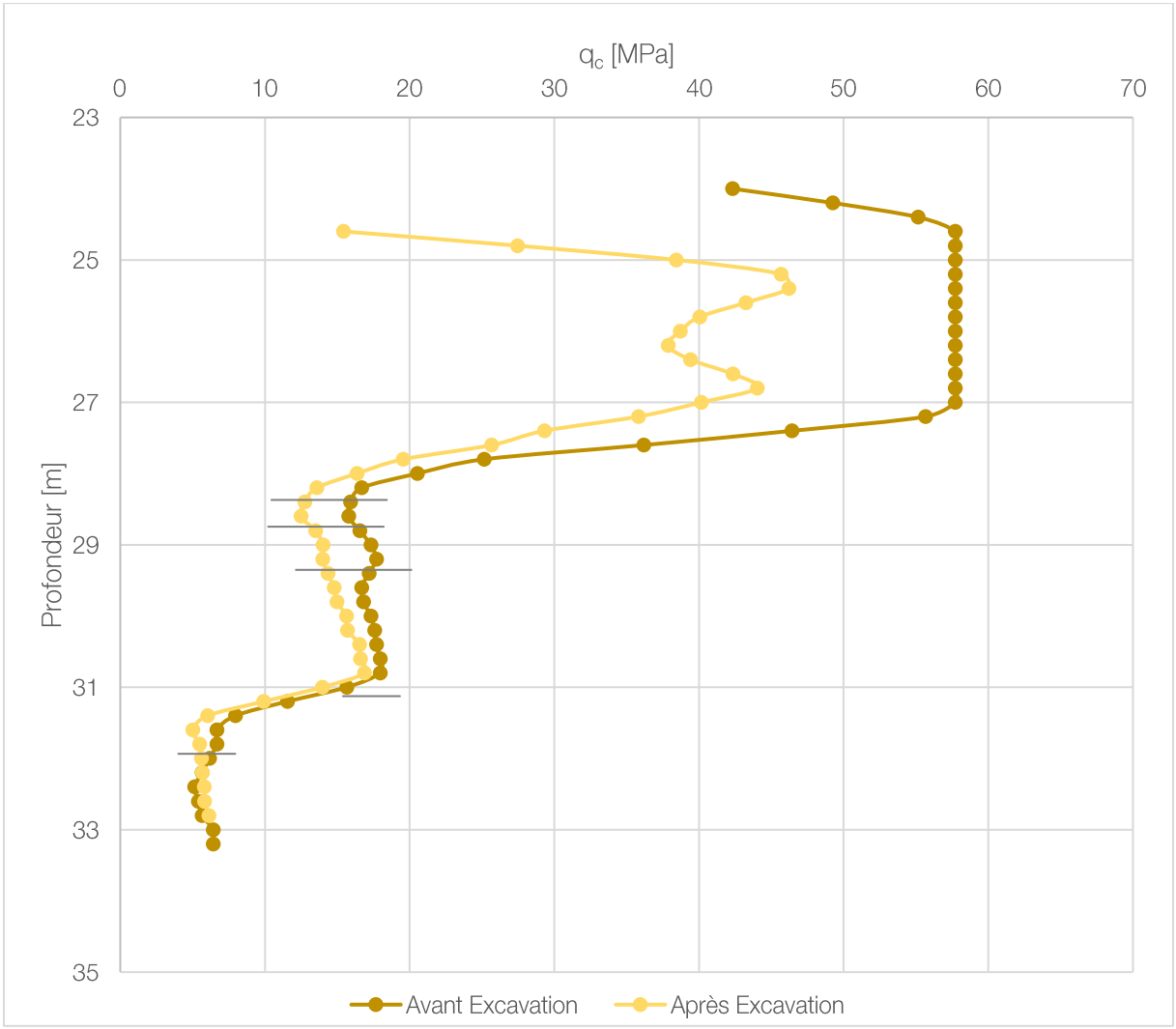


Figure 148: Correspondance des couches de l'essai CPT DGK2-33,4

4.2.2 Evolution de la résistance au cône

A nouveau, on semble distinguer, à la Figure 150, un changement de tendance à partir de $z_1/z_0 = 0{,}15$. Cela correspond à la profondeur critique de $28\ m$ déterminée sur base de la Figure 148.

La plage de données susceptibles d'être étudiées étant restreinte, il est délicat d'établir une régression valable. Toutefois, le modèle le plus approprié aux données est le suivant :

$$\begin{cases} \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = c \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^d \; si \; \frac{z_1}{z_0} < 0{,}15 \\ \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = a \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^b \; si \; \frac{z_1}{z_0} \geq 0{,}15 \end{cases}$$

Avec

a	b	c	d	R^2	S
1,03	0,126	72,16	2,38	0,52	0,053

Table 14 : Paramètres du modèle pour DGK2-33,4

La Figure 149 présente la comparaison de ce modèle avec la règle issue du DANB, pour laquelle le coefficient de détermination est négatif.

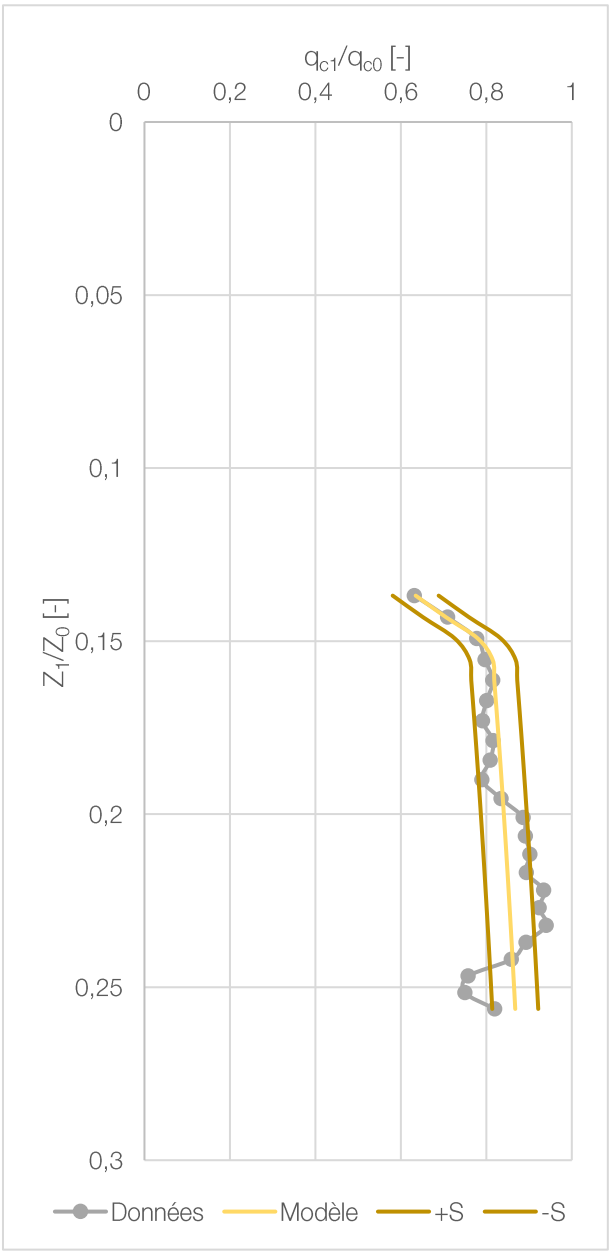


Figure 150 : Modèle associé au CPT DGK2-33,4

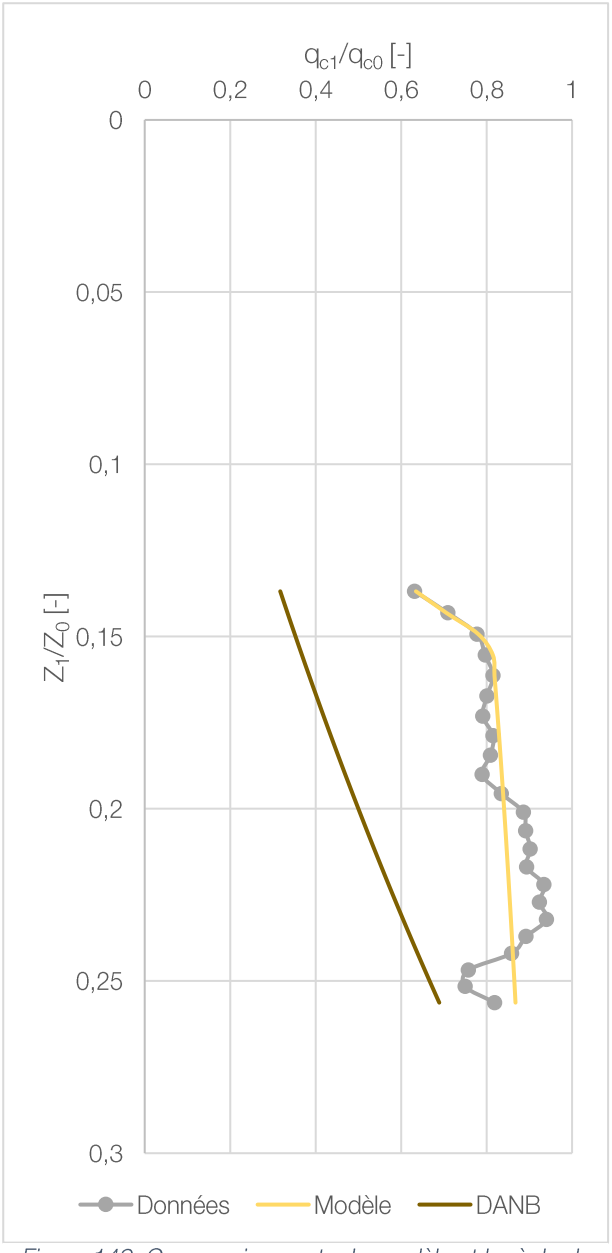


Figure 149: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le DGK2-33,4

Les profils CPT déterminés sur base de ces deux règles de correction ainsi que leurs paramètres d'adéquation avec les données sont présentés ci-dessous.

Modèle		DANB	
R^2	Ecart-type [MPa]	R^2	Ecart-type [MPa]
0,99	0,75	0,77	7,42

Table 15 : Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et de la règle du DANB pour DGK2-33,4

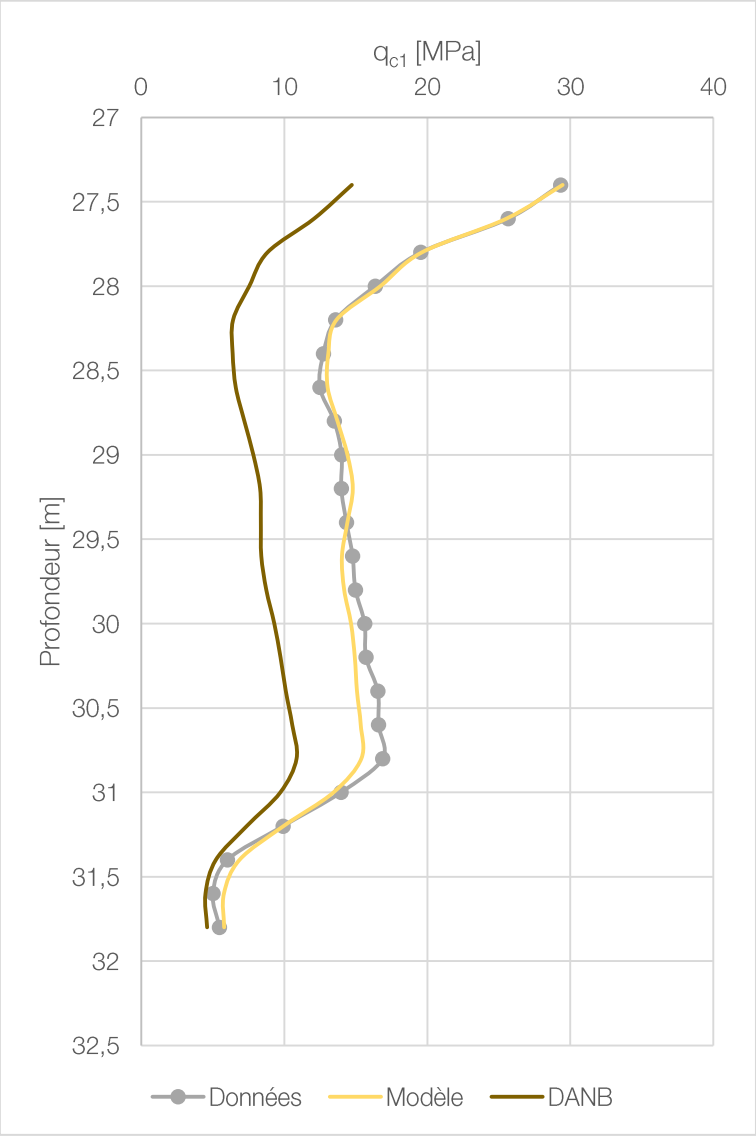


Figure 151 : Profils CPT après excavations pour DGK2-33,4

5 APPROCHE GLOBALE

En comparant les modèles pour les différents essais CPT, on remarque certaines similitudes. Selon la ressemblance de leurs paramètres, les essais peuvent être classés en deux groupes :

- Les essais réalisés dans la région de Louvain-la Neuve: LIM-6; LIM-6,3; LIM-6,2; LLN-5,4
- Les essais réalisés dans la région d'Anvers : DGK1-33,4; DGK2-33,4

	a	b	c	d	R^2	S
LIM-6	1	0,42	-	-	0,5	0,07
LIM-6,3	1,12	0,32	23,8	1,6	0,64	0,1
LIM-6,2	1,5	0,5	22,5	2,3	0,89	0,1
LLN-5,4	1,06	0,5	21,3	3	0,77	0,079
DGK1-33,4	0,9	0,0235	1198,34	3,94	0,97	0,03
DGK2-33,4	1,03	0,126	72,16	2,38	0,52	0,053

Table 16 Paramètres des différents modèles et les paramètres d'adéquation dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}]$

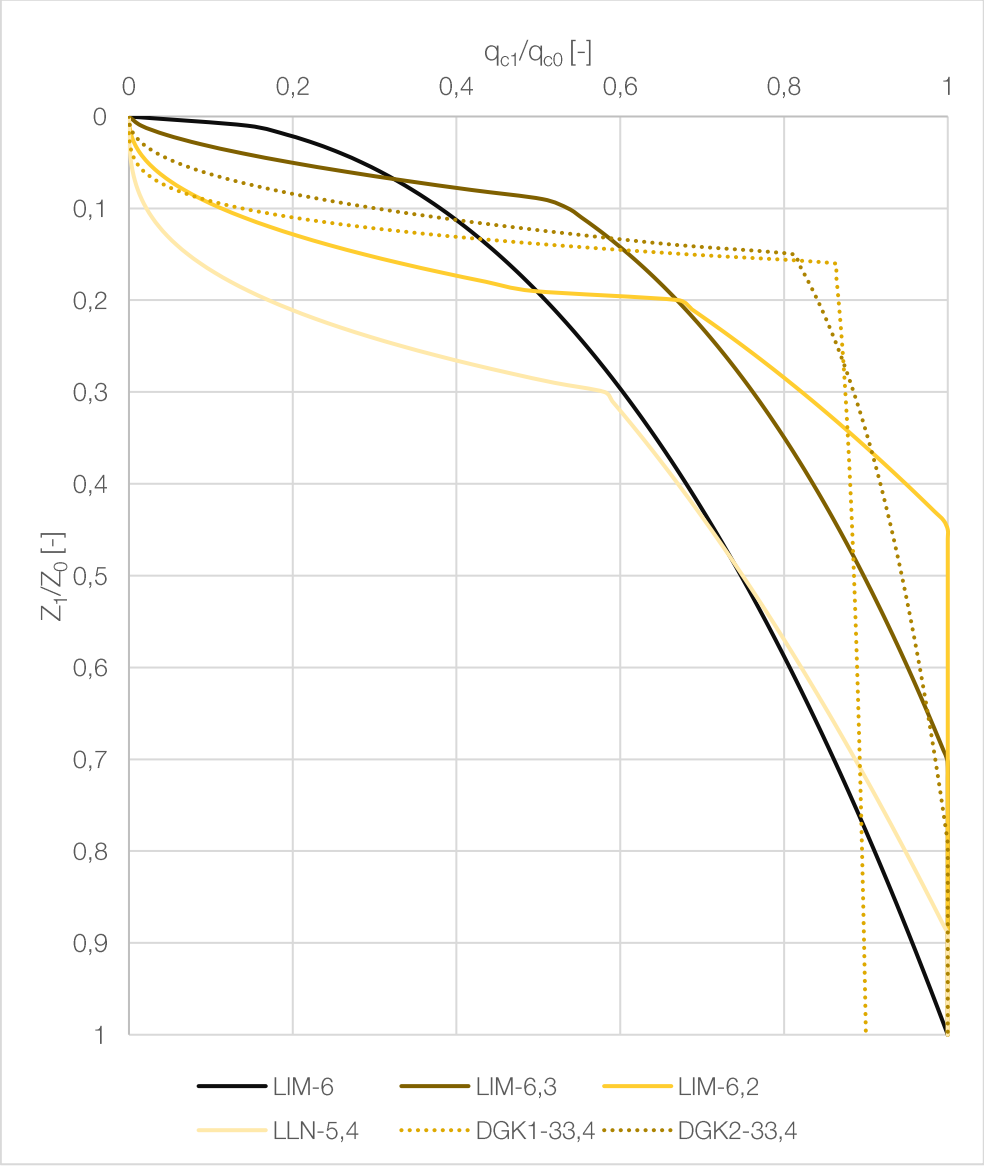


Figure 152 : Comparaison des différents modèles

La première partie de la courbe du modèle est fort différente entre les deux groupes principalement en raison de la grande variation du paramètre c. Les essais de la région de Louvain-la-Neuve possèdent une première partie de courbe plus raide.
En revanche, les essais d'Anvers sont les plus raides dans la deuxième partie de la courbe.

La différence de comportement entre ces deux groupes semble avoir deux explications possibles : le type de sol et la largeur d'excavation.

Le type de sol rencontré semble similaire pour les quatre premiers essais, ils ont été réalisés dans la région de Louvain-la-Neuve. Il y a donc de très forte probabilité qu'ils ont été exécutés dans des sables bruxelliens. On remarque cependant que la résistance au cône des essais réalisés à Limelette a une valeur approximative de $15\ MPa$ pour une valeur de $30\ MPa$ à Louvain-la-Neuve. Il aurait fallu disposer de données de frottement latéral pour pouvoir identifier avec plus de précision le type de sol ou bien disposer de la localisation de ces essais.

On peut supposer assez logiquement que les deux essais réalisés à Anvers représentent le même type de sol. Les coordonnées géographiques de ces deux essais étant fournies, il a été possible de déterminer leur environnement géologique. Il présente des caractéristiques de sables limoneux. La différence pourrait donc s'expliquer par l'apport de limon dans le sol mais l'absence d'information sur le contexte des essais de la région de Louvain-la-Neuve empêche toute conclusion relativement fiable. En revanche, on remarque qu'à l'instar des essais de Limelette, la résistance au cône prend une valeur de l'ordre de $15\ MPa$. On peut donc en déduire que la résistance au cône n'influence pas directement l'évolution de la résistance au cône après la réalisation d'une excavation.

On a observé lors de l'étude des corrélations des paramètres géotechniques que le coefficient b avait tendance à diminuer avec la profondeur. On remarque bien que pour les excavations d'Anvers, qui sont les plus profondes, la valeur du coefficient b est assez faible, $0{,}0235$ et $0{,}126$.

Il a cependant été possible d'identifier un modèle unique permettant d'approcher, de manière relativement fiable, les quatre premiers essais de la région de Louvain-la-Neuve. Il est défini comme suit :

$$\begin{cases} \dfrac{q_{c1}}{q_{c0}} = 22{,}5 \cdot \left(\dfrac{z_1}{z_0}\right)^d \ si\ z < z_{crit} \\ \dfrac{q_{c1}}{q_{c0}} = 1{,}2 \cdot \left(\dfrac{z_1}{z_0}\right)^{0{,}5} \ si\ z \geq z_{crit} \end{cases}$$

Avec :

- $z\ [m]$: la profondeur ;
- $z_{crit}\ [m]$: la profondeur critique telle que définie par le modèle global d'EMERSON et AL. [38] ;
- $d\ [-]$: un paramètre défini de manière à égaler les expressions des deux courbes au niveau de la profondeur critique. Il est donc défini par :

$$1{,}2 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)_{crit}^{0{,}5} = 22{,}5 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)_{crit}^{d}$$

Où $\left(\frac{z_1}{z_0}\right)_{crit}$ est le rapport des niveaux de profondeur associé à la profondeur critique.

Les graphiques qui suivent présentent l'adéquation de ce modèle ainsi qu'une comparaison avec les modèles de correction de la résistance au cône présentés au début de ce travail de fin d'études. Le facteur d'adaptation de BEGEMAN a été choisi pour maximiser le coefficient de détermination, il est de l'ordre de $\mathbf{0,5}$, comme préconisé aux Pays-Bas. Les paramètres du modèle de BROUG ont quant à eux été choisis pour correspondre à l'état d'un sable dense.

5.1 CPT LIM-6

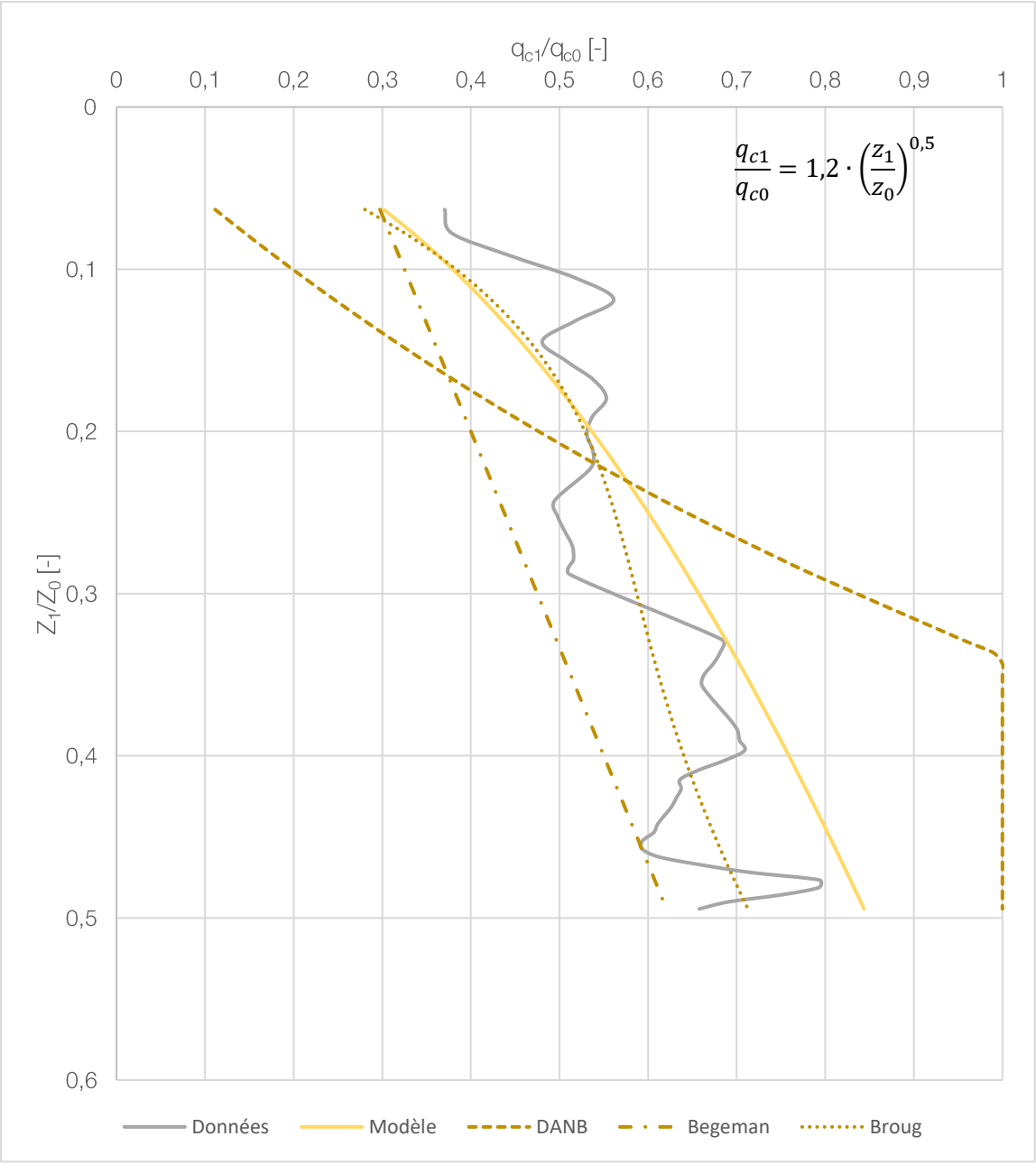


Figure 153: Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
-0,008	0,11	-5,50	0,29	-0,20	0,12	0,69	0,06

Table 17 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}\,;{}^{z_1}/_{z_0}]$ pour LIM-6

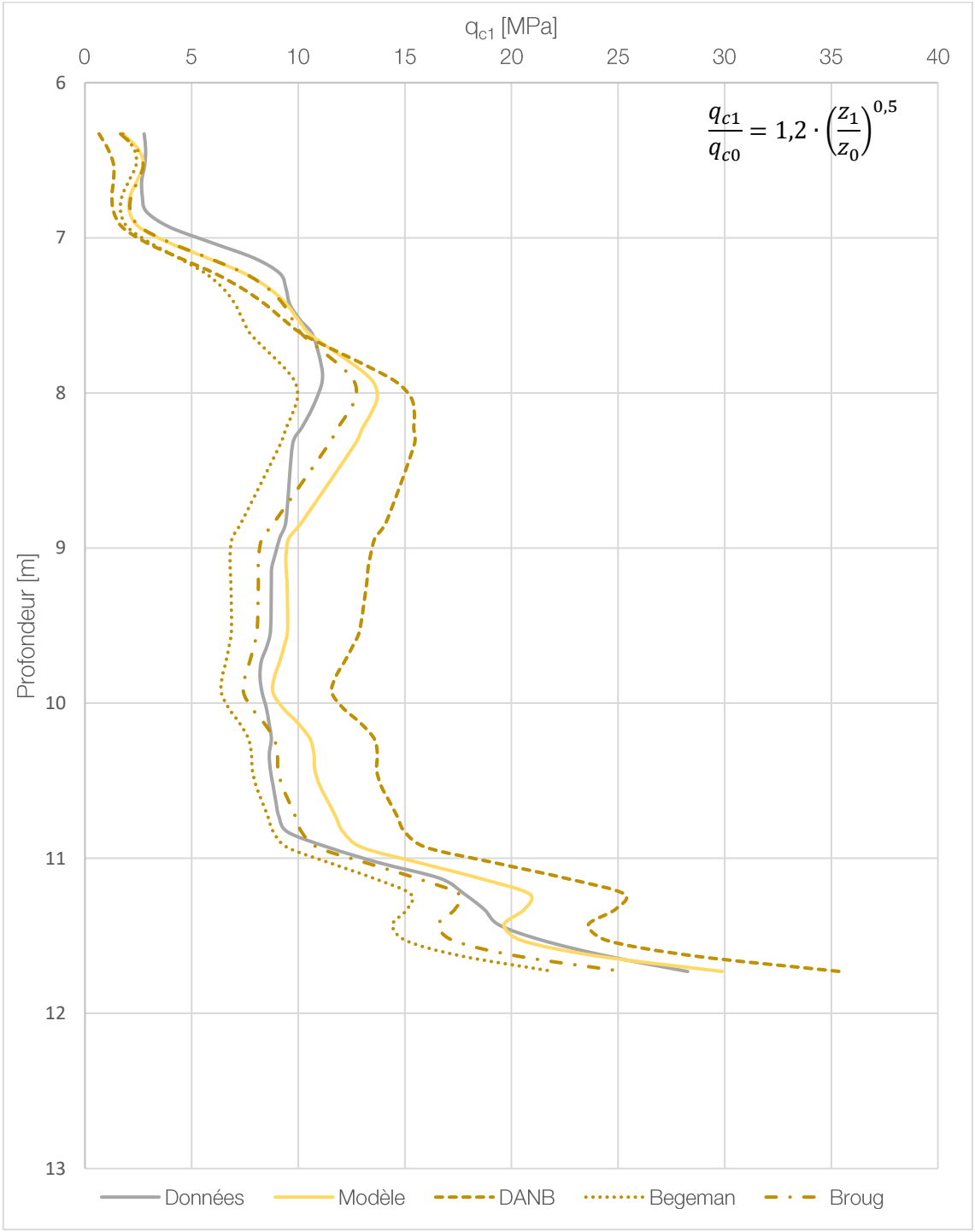


Figure 154 : Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6

Le profil CPT ne présentant pas de profondeur critique, seul la deuxième partie du modèle est applicable aux données de LIM-6.

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,91	1,67	0,38	4,29	0,77	2,62	0,93	1,44

Table 18 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[q_{c1}; profondeur]$ pour LIM-6

5.2 CPT LIM-6,3

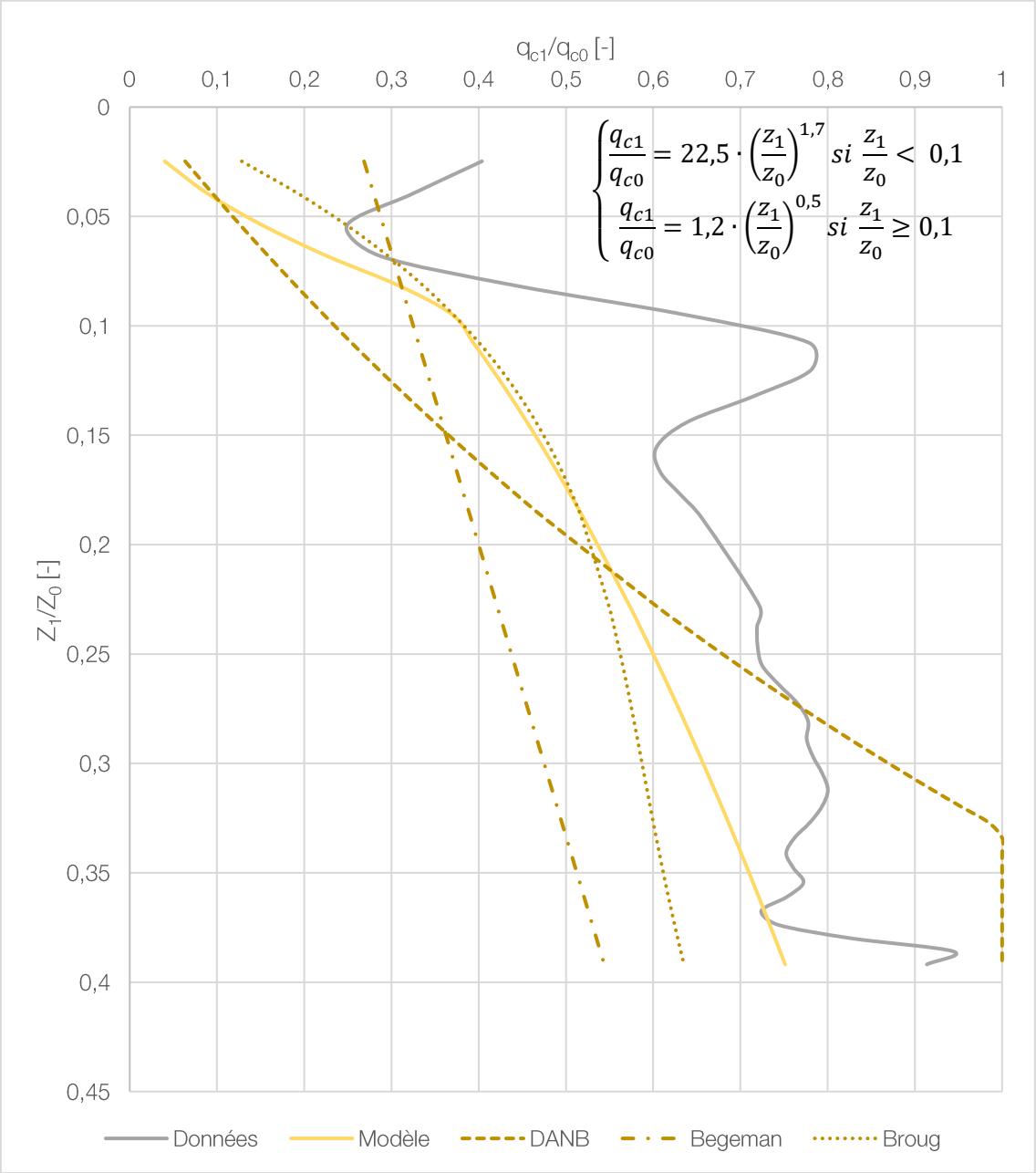


Figure 155 : Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6,3

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
-0,15	0,17	-1,13	0,24	-2,23	0,29	-0,54	0,20

Table 19 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}} ; {}^{z_1}/_{z_0}]$ pour LIM-6,3

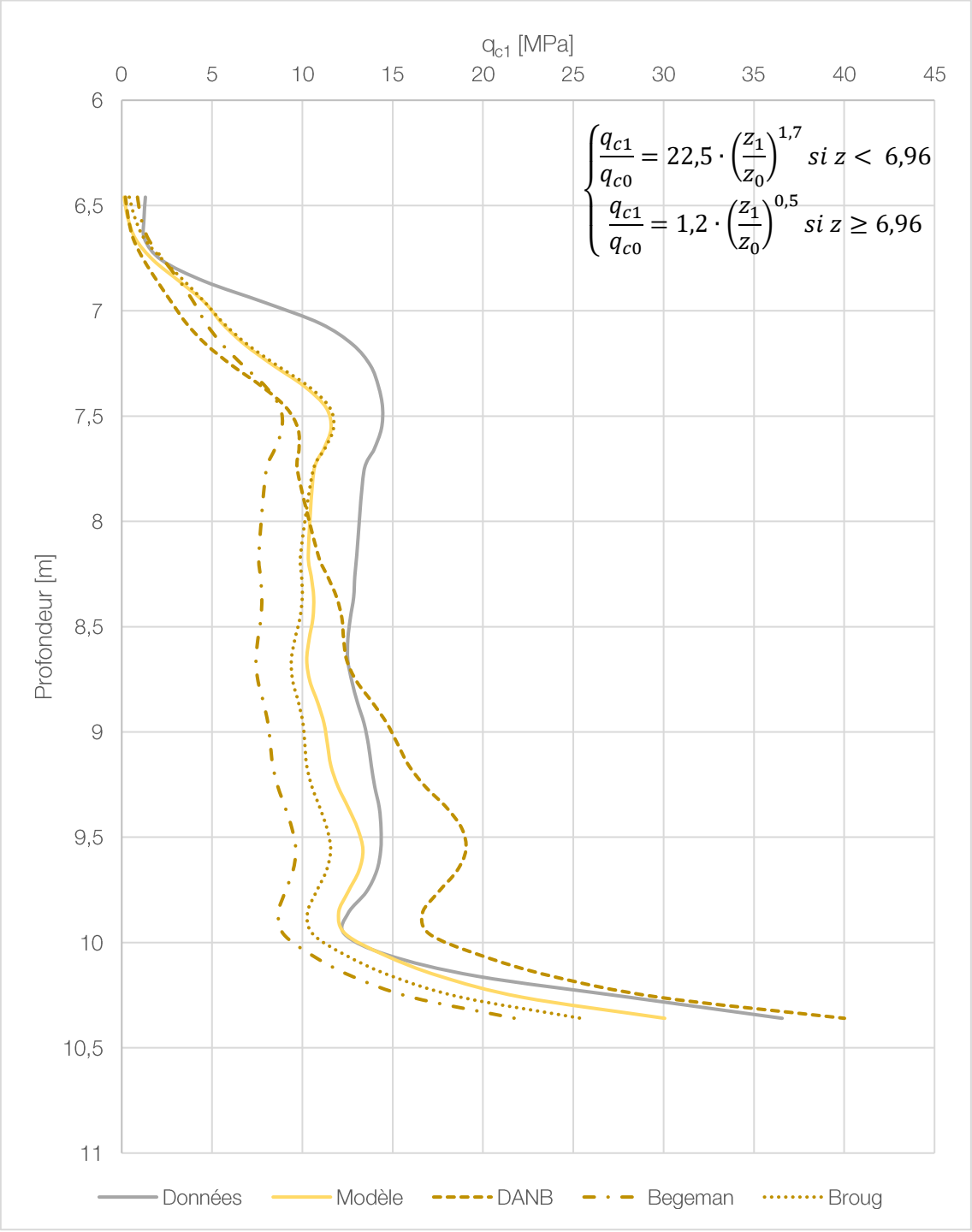


Figure 156 : Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6,3

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,79	2,98	0,63	3,97	0,17	5,9	0,62	4,00

Table 20 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[q_{c1}; profondeur]$ pour LIM-6,3

5.3 CPT LIM-6,2

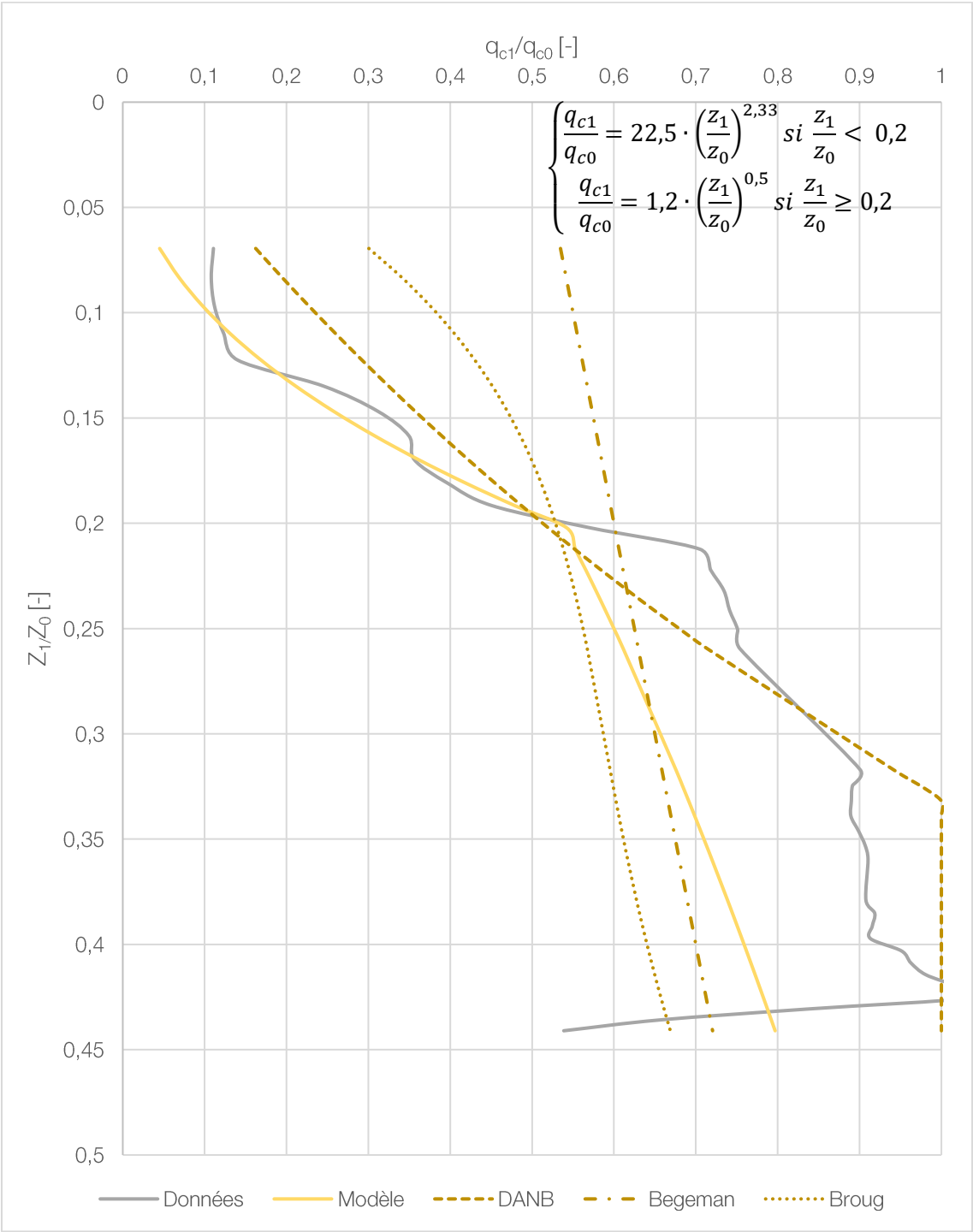


Figure 157 : Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6,2

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,74	0,15	0,82	0,13	0,30	0,26	0,35	0,25

Table 21 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}} ; {}^{z_1}/_{z_0}]$ pour LIM-6,2

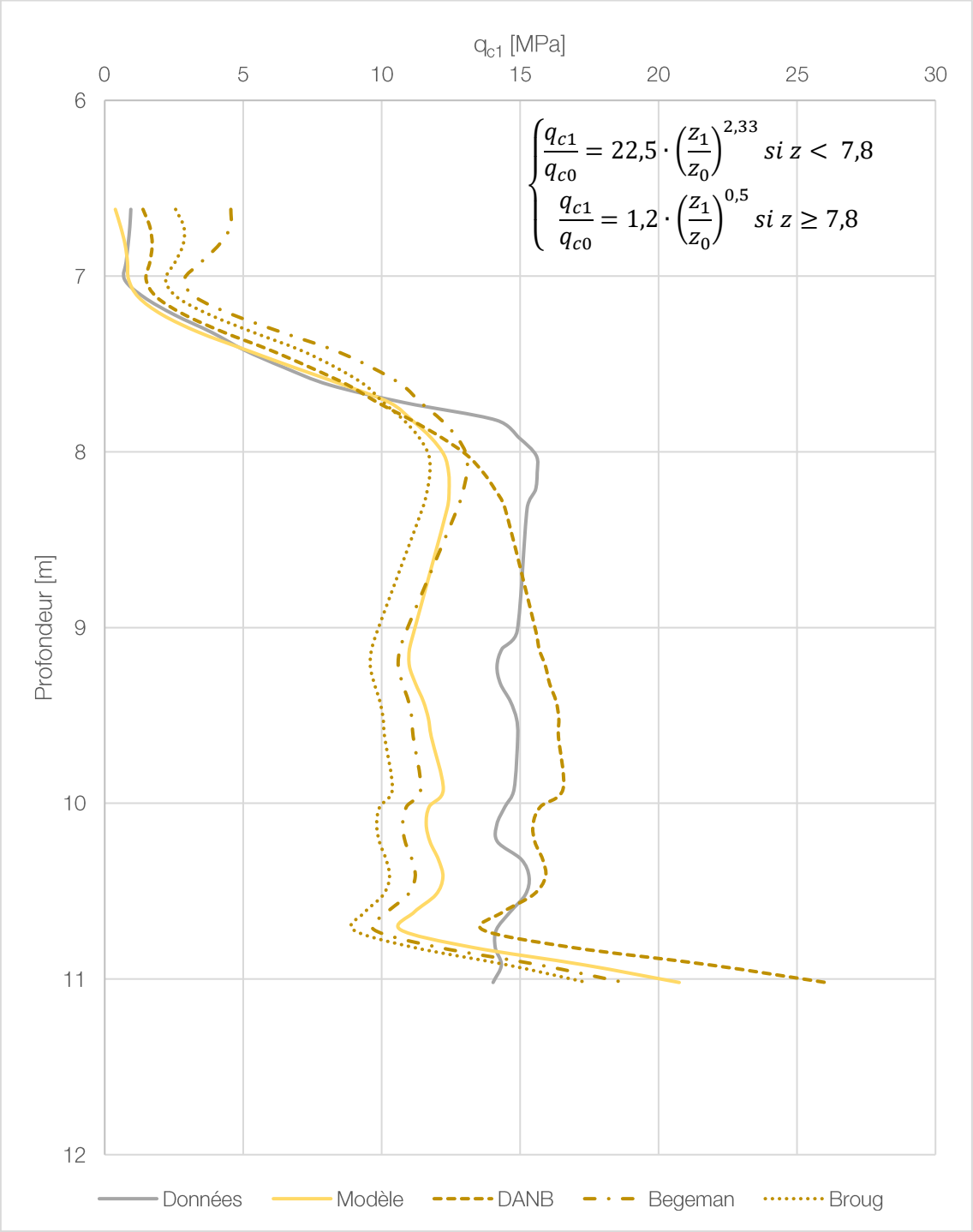


Figure 158 : : Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6,2

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,77	2,77	0,76	2,78	0,66	3,33	0,56	3,78

Table 22 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[q_{c1}; profondeur]$ pour LIM-6,2

5.4 CPT LLN-5,4

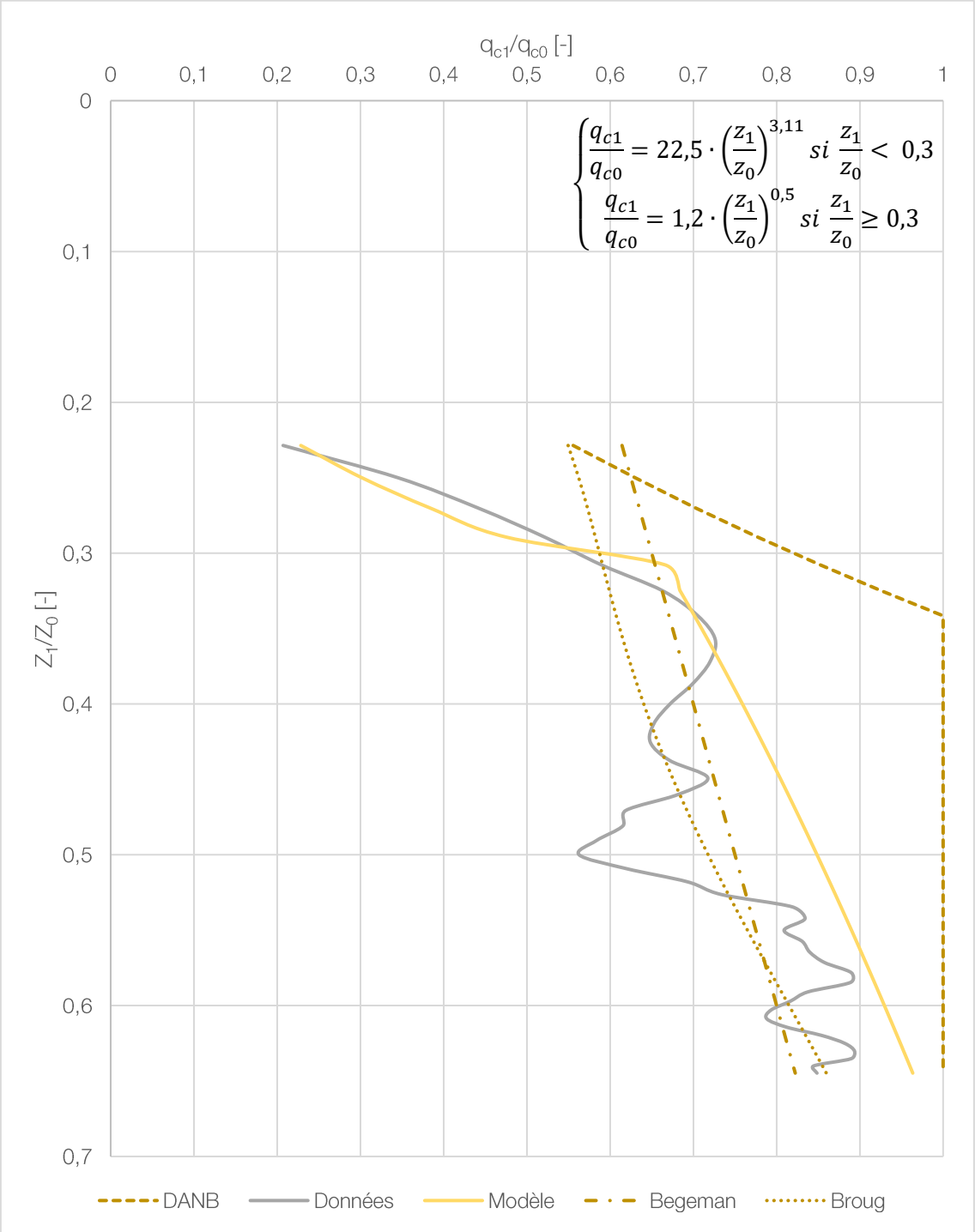


Figure 159 : Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LLN-5,4

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,42	0,126	-1,99	0,29	0,50	0,12	0,64	0,10

Table 23 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}]$ pour LLN-5,4

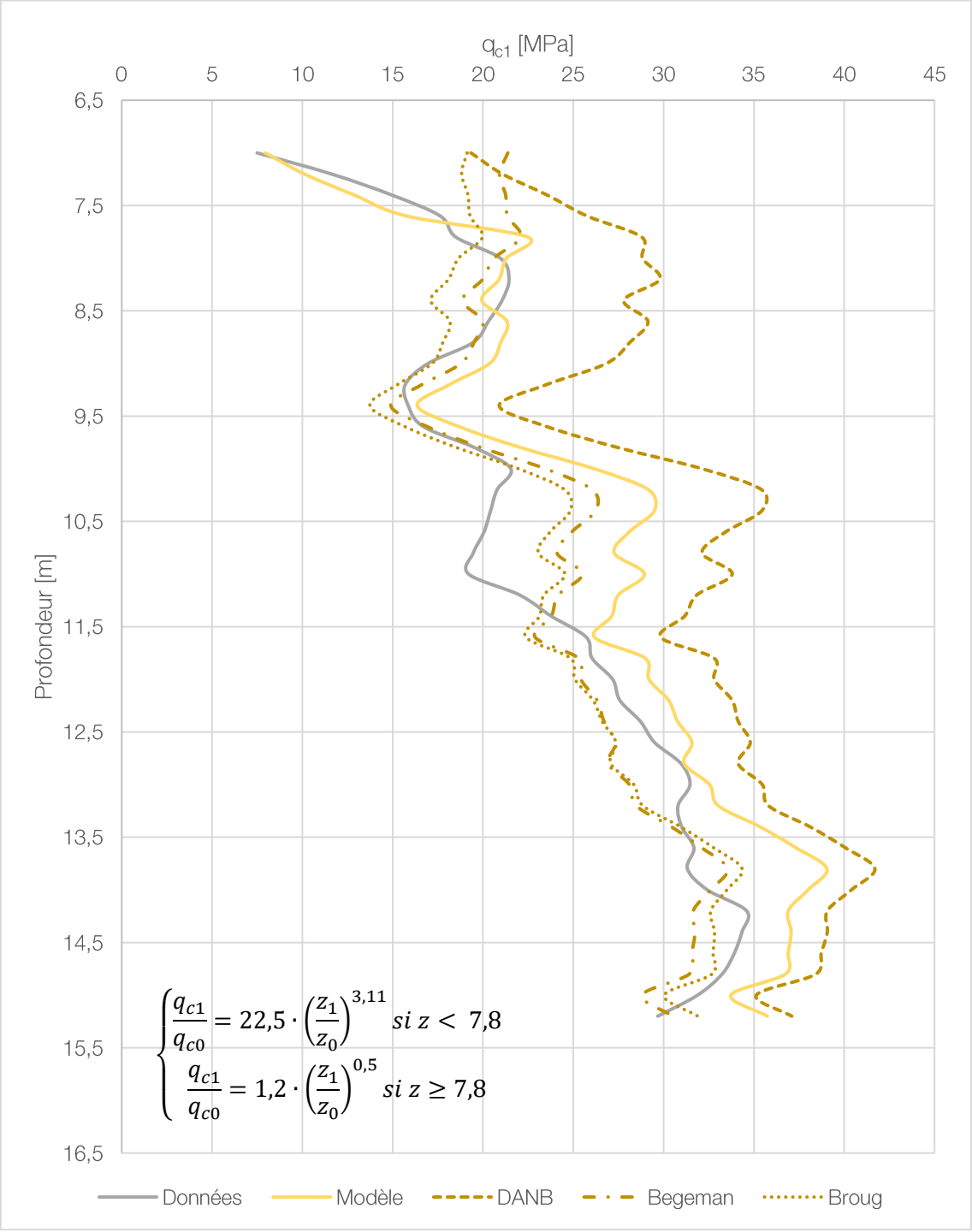


Figure 160 : Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LLN-5,4

Modèle		DANB		BEGEMAN		BROUG	
R^2	S	R^2	S	R^2	S	R^2	S
0,62	4,32	-0,56	8,73	0,69	3,90	0,78	3,29

Table 24 : Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère $[q_{c1}; profondeur]$ pour LLN-5,4

On peut se rendre compte que le coefficient de détermination est un paramètre avec lequel il faut être prudent car il dépend de la moyenne des données étudiées. C'est ainsi que, pour une même correction, ce coefficient, dans le repère $[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}} ; {}^{z_1}/_{z_0}]$, est systématiquement inférieur à sa valeur dans le repère $[q_{c1}; \mathbf{profondeur}]$. On aura plus tendance à se focaliser sur ce dernier repère car le calcul des fondations nécessite une valeur de résistance au cône et non le rapport des résistances avant/après excavation.

En terme de résistance au cône après réalisation d'une excavation, on observe que le modèle, défini dans le cadre de ce travail, semble approximer le mieux ces quatre essais CPT. Le modèle de BROUG est également relativement proche des données. Il pourrait donc être judicieux d'envisager l'intervention du coefficient de pression neutre des terres dans l'expression de correction de la résistance au cône. En revanche, le modèle de BEGEMAN a tendance à surestimer l'impact de l'excavation. Enfin, comme expliqué précédemment, la règle du DANB surestime dans un premier temps l'impact puis le sous-estime dans un deuxième temps.

6 ANALYSE DES RÉSULTATS

Les essais analysés ont permis d'identifier un modèle de correction.

L'évolution du rapport des résistances au cône peut être décomposée en deux courbes comme suggéré par le modèle global d'EMERSON et AL. La première partie est caractérisée par une concavité vers le haut tandis que le seconde partie adopte une loi de puissance de concavité vers le bas. Le point d'inflexion entre ces deux courbes se situe au niveau de la profondeur critique définie par EMERSON et AL. Le modèle est le suivant :

$$\begin{cases} \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = 22{,}5 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^d \; si \; z < z_{crit} \\ \frac{q_{c1}}{q_{c0}} = 1{,}2 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^{0{,}5} \; si \; z \geq z_{crit} \end{cases}$$

Avec :

- $z \; [m]$: la profondeur ;
- $z_{crit} \; [m]$: la profondeur critique telle que définie par le modèle global d'EMERSON et AL. [38] ;
- $d \; [-]$: un paramètre défini de manière à égaler les expressions des deux courbes au niveau de la profondeur critique. Il est donc défini par :

$$1{,}2 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^{0{,}5}_{crit} = 22{,}5 \cdot \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^{d}_{crit}$$

Où $\left(\frac{z_1}{z_0}\right)_{crit}$ est le rapport des niveaux de profondeur associé à la profondeur critique.

La première partie de la courbe est relativement expérimentale car peu de corrélations de paramètres géotechniques concernent l'évolution de la résistance au cône pour un faible degré de confinement. En revanche, la seconde partie caractérisée par une loi de puissance avec un facteur d'une valeur de $0{,}5$ correspond à ce qui a pu être observé théoriquement.

La variabilité du paramètre d permet d'avoir un modèle variable selon la profondeur critique, la première phase est plus ou moins longue selon cette profondeur permettant ainsi de mieux s'adapter aux données.

On remarque cependant que lorsqu'on considère qu'un seul essai à la fois, le coefficient de la loi de puissance de la seconde partie de la courbe peut prendre des valeurs inférieures à $0{,}5$. Cela s'explique probablement par une profondeur d'excavation plus importante. Ce phénomène s'observe assez bien pour les essais réalisés à Anvers pour lesquels la profondeur d'excavation est de $33\ m$, le coefficient de la loi de puissance y prend les valeurs de $0{,}0235$ et $0{,}126$. Les valeurs de ce paramètre sont également influencées par la largeur de l'excavation comme expliqué dans le chapitre C. Cependant, la largeur d'excavation pour les essais CPT analysés n'étant pas disponible, il n'a donc pas été possible de vérifier ce phénomène dans la pratique.

Ce modèle de correction est illustré à la figure ci-dessous lorsqu'on considère que le rapport z_1/z_0 associé à la profondeur critique vaut $0{,}25$.

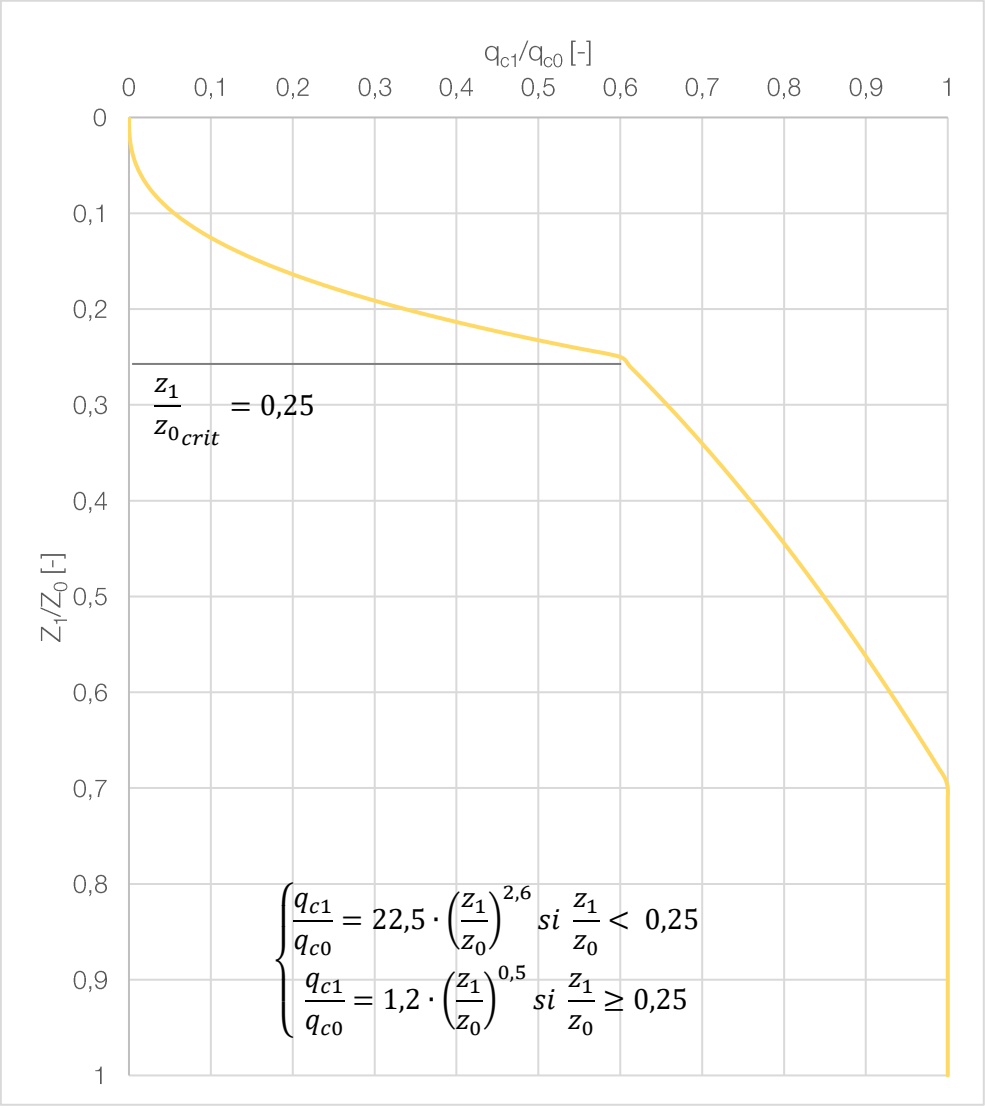


Figure 161 : Modèle de correction de la résistance au cône associé au rapport de profondeur critique valant 0,25

Cette courbe signifie que lors de la première phase de développement, la résistance au cône après excavation ne se rapproche pas très rapidement de la valeur initiale en raison de la concavité vers le haut. La valeur de q_{c1} se rapproche ensuite très rapidement de q_{c0} avant qu'à nouveau ce phénomène ralentisse jusqu'à ce que la résistance après excavation égale la valeur initiale avant excavation pour une profondeur très importante comparativement à la profondeur d'excavation.

Selon le modèle global de correction, la valeur de la résistance au cône après excavation devient égale à la résistance au cône mesuré avant excavation à partir de $z_1/z_0 = 0{,}7$.Il n'a pas été possible de vérifier en pratique la validité de cette valeur car les essais CPT n'étaient pas assez profonds. En revanche, il a été possible de la comparer aux résultats des modélisations Plaxis. La valeur $z_1/z_0 = 0{,}7$ vaut en termes de profondeur normalisée par rapport à la profondeur d'excavation $z/h = 2{,}33$. Le rapport des contraintes selon les différents bulbes d'influence pour cette valeur de z/h est présenté à la table ci-dessous.

b/h	0,5	1	2	4
σ_{v1}/σ_{v0}	$> 0{,}9$	$> 0{,}9$	0,85	0,8

Table 25 : Valeurs du rapport de contrainte selon différentes formes d'excavation pour $z/h = 2{,}33$

Les valeurs de la table ci-dessus sont relativement élevées, on peut donc en conclure que jusqu'à des excavations ayant une géométrie dont le rapport de forme est inférieur à $b/h = 2$, la valeur de $z_1/z_0 = 0{,}7$ semble appropriée. Passé cette valeur de $b/h = 2$, le rapport de résistance au cône devrait aboutir à la valeur de 1 pour un rapport z_1/z_0 légèrement supérieur à $0{,}7$.

E. CONCLUSION

L'élaboration d'un modèle unique de correction de la résistance au cône s'est avérée difficile par le nombre limité de données à disposition. Peu de tests de pénétration au cône sont réalisés dans le but de mesurer l'influence d'une excavation. La plupart de ces essais tiennent compte de l'influence des pieux dans l'état de contrainte ce qui ne faisait pas l'objet de cette recherche, ces données étaient donc inutilisables. Le nombre limité de données exploitables est également lié à la grande variabilité du sol. Les essais CPT réalisés avant et après excavations sont souvent assez éloignés ce qui rend la comparaison des profils de résistance au cône assez délicate.

Il a cependant été possible d'établir un modèle pour ces données. Si la validité de ce modèle peut légitimement être remise en question au vu du faible nombre d'essais, certaines tendances de la correction de la résistance au cône ont néanmoins pu être mises en évidence. On retiendra principalement l'allure générale de la correction qui peut être décomposée en deux lois de puissance de concavité opposée mais également l'évolution des paramètres de ces courbes selon la largeur et la profondeur de l'excavation.

La réalisation de ce travail a également permis d'élaborer des bulbes d'influence représentant l'état de contrainte d'un sol suite à un déchargement pour différentes géométries d'excavation. Ces bulbes pourront permettre de modifier la règle de correction de la résistance au cône selon la distance aux parois de l'excavation à laquelle l'essai CPT est réalisé.

Ce travail de recherche sur la correction de la résistance au cône suite à une excavation pourrait être approfondi sur base d'un plus grand nombre d'essais CPT et à terme permettre une évolution de la réglementation prescrite dans le document d'application national belge.

FLOWCHART DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES OBTENUS SUR BASE DU CPT

Données CPT

q_c
f_s
u

Résistance au cône corrigée

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a)$$

Paramètres adimensionnels

$$R_f = \frac{f_s}{q_t}$$

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$Q_{tn} = \frac{\frac{q_t}{\sigma_{atm}}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}}} = q_{t1}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_O}{q_t - \sigma_{v0}}$$

Paramètres ne nécessitant pas l'identification du sol

$$\gamma_t = 26 - \frac{14}{1 + [0{,}5 \cdot \log(f_s + 1)]^2} \ (Mayne \ \& \ Peuchen \ 2012)$$

$$\gamma_t \approx 12 + 1{,}5 \cdot \ln(f_s + 1) \ (Mayne \ \& \ Peuchen \ 2012)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0{,}27 \cdot [\log R_f] + 0{,}36 \cdot \left[\log\left(\frac{q_t}{\sigma_{atm}}\right)\right] + 1{,}236 \ (Robertson \ 2010)$$

Indice de classification du sol

$$I_c = \sqrt{(3{,}47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1{,}22)^2} \ (Robertson)$$

Sable

- $\varphi' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2{,}68} \cdot \left[\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right) + 0{,}29\right]\right) (Robertson \ \& Campanella \ 1983)$

  $= 17{,}7 + 11 \cdot \log Q_{tn} \ (Kalhawy \ \& \ Mayne \ 1990)$

  $= 25 \cdot (q_{t1})^{0{,}1} \ (Uzielly \ \& \ al. 2013)$

- $OCR = 0{,}33 \cdot \frac{(q_t - \sigma_{v0})^m}{\sigma'_{v0}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{100}\right)^{1-m} \ (Mayne \ et \ al. 2009)$

  $Avec \ m = 1 - \frac{0{,}28}{1 + \left(\frac{I_c}{2{,}65}\right)^{25}} \ (Mayne \ 2013)$

- $D_r = 0{,}87 \cdot q_{t1}$ [17]

- $D_r = 100 \cdot \left[0{,}268 \cdot \ln\left(\frac{\frac{q_t}{\sigma_{atm}}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}}}\right) - 0{,}675 \cdot OCR^{0{,}2}\right] \ (Mayne \ 2009)$

  $= \left(\frac{q_{c1}}{305 \cdot Q_c \cdot OCR^{0{,}18} \cdot \left[1{,}2 + 0{,}05 \cdot \log\left(\frac{t}{100}\right)\right]}\right)^{1/2} \ (Kalhawy \ \& \ Mayne \ 1990)$

$$OCR = \left[\frac{0{,}192 \cdot \left(\frac{q_t}{\sigma_{atm}}\right)^{0{,}22}}{(1 - \sin\varphi') \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}}\right)^{0{,}31}}\right]^{1{,}33} \ (Mayne \ 1991)$$

Argile

- $S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$ $\quad N_k = \begin{cases} 17 \ si \ argile \ non - fissurée \ surconsolidée \ (Kjekstad \ et \ al \ 1978) \\ 15 \ si \ argile \ normalement \ consolidée \ (Lunne \ et \ Kleven \ 1981) \end{cases}$

  $= \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \ (Senesset \ \& \ al. 1982)$ $\quad 1 < N_{ke} < 13 \ (Lunne \ \& \ al. 1985)$

  $= \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$

- $K_0 = 0{,}1 \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \ (Kalhawy \ \& \ Mayne \ 1990)$

- $OCR = 0{,}24 \cdot (Q_t)^{1{,}25} \ (Robertson \ 2009)$

  $= k \cdot Q_t (Kalhawy \ \& \ Mayne \ 1990)$

  $= 0{,}33 \cdot (q_t - \sigma_{v0})^m \cdot \left(\frac{p_a}{100}\right)^{1-m} \ Avec \ m = 1 - \frac{0{,}28}{1 + \left(\frac{I_c}{2{,}65}\right)^{25}} \ (Mayne \ 2013)$

- $\gamma_t = \gamma_w + \frac{\Delta q_t}{\Delta z} \cdot \frac{1}{8} \ (Mayne \ \& \ Peuchen \ 2012)$ *NC*

  $= 0{,}636 \cdot (q_t)^{0{,}072} \cdot \left(10 + \frac{\Delta q_t}{\Delta z} \cdot \frac{1}{8}\right) \ (Mayne \ \& \ Peuchen \ 2012)$ *NC & LOC*

- $\varphi' = 29{,}5 \cdot B_q^{0{,}121} \cdot [0{,}256 + 0{,}336 \cdot B_q + log \ Q_t] \ (Mayne \ 2005)$

$$OCR = 2 \cdot \left[\frac{1}{1{,}95 \cdot \left(\frac{6 \cdot \sin\varphi'}{3 - \sin\varphi'}\right) + 1} \cdot \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}}\right)\right]^{1{,}33} \ (Mayne \ 1991)$$

TABLE DES ILLUSTRATIONS

A. ETAT DE L'ART

Figure 1: Correction de la résistance au cône selon le DAN 12
Figure 2: Schéma du comportement au chargement d'un sol surconsolidé 13
Figure 3: Drainage double 15
Figure 4: Drainage simple 15
Figure 5: Schéma géologique de la formation de Boom 15
Figure 6: Evolution du degré de consolidation en fonction du temps 16
Figure 7: Evolution du rapport entre les résistances au cône avant et après l'excavation en fonction du facteur d'adaptation [12] 18
Figure 8: Evolution du coefficient de pression neutre des terres d'un cycle de chargement, déchargement et rechargement [14] 19
Figure 9: Valeurs théoriques et pratiques de $\mathbf{K0z}$ 20
Figure 10: Cônes standard de $\mathbf{10\ cm^2}$ et $\mathbf{15\ cm^2}$ [18] 22
Figure 11: Système de poussage hydraulique (20 tonnes) [19] 23
Figure 12: Localisation des différents points de mesure de la pression interstitielle 24
Figure 13: Dimensions du piézocône nécessaires à la correction des mesures 25
Figure 14: Diagramme de classification des types de sol (adapté de Robertson 1986) [16] 27
Figure 15: Diagramme de classification des types de sol sur base de données normalisées (adapté de Robertson 1990) [16] 28
Figure 16: Diagramme de classification des types de sol sur base de données normalisées (adapté de Robertson 1990) [1] 29
Figure 17: Diagramme d'identification du sol sur base de $\mathbf{Ic}$ [16] 30
Figure 18: Effet de la compressibilité du sable sur la relation entre $\mathbf{Dr,\ qc}$ et $\mathbf{\sigma'v0}$ [30] 34
Figure 19: Effet de la compressibilité sur la relation entre $\mathbf{qt,\ Dr}$ et $\mathbf{\sigma'v0}$ (d'après Jamiolkowski et al. [24]) 35
Figure 20: Modèle CPT global d'Emerson et al. [38] 37
Figure 21: Comparaison du modèle global d'Emerson et al. [38] avec le modèle de Jamiolkowski et al. [24] valable pour un degré de confinement élevé 38

B. ETUDE DE L'INFLUENCE D'UNE EXCAVATION SUR L'ÉTAT DE CONTRAINTE

Figure 22: Modélisation de l'excavation en tant que charge 42
Figure 23: Etat de contrainte bidimensionnel d'un élément de massif de sol 42
Figure 24: Evolution de la contrainte verticale induite par une charge ponctuelle selon Boussinesq 44
Figure 25: Problème bidimensionnel de Boussinesq (Flamant) 45
Figure 26: Rectangle de longueur infini chargé uniformément 46
Figure 27: Bulbe d'influence selon Flamant [49] 46
Figure 28: Modèles de « déformation plan » [51] 47
Figure 29: Eléments de maillage du modèle [51] 47
Figure 30: Modèle Mohr-Coulomb 48
Figure 31: Coupe géologique n°3 - Région Bruxelles [54] 49
Figure 32: Coupe Géologique n°7 - Région bruxelloise [54] 50
Figure 33: Légende des coupes géologiques [54] 50

Figure 34: Représentation des deux premiers temps géologiques considérés 52
Figure 35: Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur,
10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 4/4.....53
Figure 36: Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur,
10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 2/4.....54
Figure 37: Contrainte verticale totale d'une excavation de 5 m de profondeur,
10 m de largeur en fond de fouille, pente des parois 0/4.....54
Figure 38: Simulation des deux premiers temps géologiques dans Plaxis.....55
Figure 39: Simulation du troisième temps géologique dans Plaxis.....55
Figure 40: Schéma des variables de la situation problème.....56
Figure 41: Géométrie d'excavations de même largeur et de profondeur différente.....57
Figure 42: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m
de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,1.....58
Figure 43: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m
de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,2.....58
Figure 44: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m
de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 0,5.....59
Figure 45:Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m
de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 1.....59
Figure 46: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 10m
de largeur pour différentes profondeurs d'excavation pour z/h = 2.....60
Figure 47: Géométrie d'excavations de largeur différente mais de même profondeur.....61
Figure 48: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m
de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,1.....61
Figure 49: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m
de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,2.....62
Figure 50: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m
de profondeur pour différentes largeurs à z/h=0,5.....62
Figure 51: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m
de profondeur pour différentes largeurs à z/h=1.....63
Figure 52: Variation du rapport des contraintes d'une excavation de 5m
de profondeur pour différentes largeurs à z/h=2.....63
Figure 53: Influence des parois de l'excavation.....64
Figure 54: Géométries des excavations b/h = 0,5.....65
Figure 55: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h =0,5.....65
Figure 56: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h =0,5.....66
Figure 57: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h =0,5.....66
Figure 58: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h =0,5.....67
Figure 59: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h =0,5.....67
Figure 60: Modélisation Plaxis des contraintes verticales d'une excavation de 10 m
de profondeur et 5 m de largeur. 68
Figure 61: Bulbe d'influence d'une excavation avec un facteur de forme b/h = 0,5.....69
Figure 62: Géométrie des excavations de facteur de forme h/b = 1 70

Figure 63: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 1.....70
Figure 64: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 1.....71
Figure 65: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 1.....71
Figure 66: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 1.....72
Figure 67: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 1.....72
Figure 68: Modélisation Plaxis des contraintes verticales d'une excavation de 10 m
de profondeur et de largeur 73
Figure 69: Bulbe d'influence d'excavation b/h=1 74
Figure 70: Géométrie d'excavations b/h = 2.....75
Figure 71:Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 2.....75
Figure 72: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 2.....76
Figure 73: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 2.....76
Figure 74: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 2.....77
Figure 75: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 2.....77
Figure 76: Contrainte verticale associée à une excavation h/b=2 78
Figure 77: Bulbe d'influence d'excavation b/h=2 79
Figure 78: Géométrie d'excavations b/h = 4.....79
Figure 79: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,1 pour des excavations de forme b/h = 4.....80
Figure 80: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,2 pour des excavations de forme b/h = 4.....80
Figure 81: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 0,5 pour des excavations de forme b/h = 4.....81
Figure 82: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 1 pour des excavations de forme b/h = 4.....81
Figure 83: Evolution du rapport des contraintes en fonction de la distance
au centre normalisée à z/h = 2 pour des excavations de forme b/h = 4.....82
Figure 84: Contrainte verticale d'une excavation b/h =4.....82
Figure 85: Bulbe d'influence d'excavation b/h=4 83
Figure 86: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,1 ...84
Figure 87: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,2 ...84
Figure 88: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 0,5 ...85
Figure 89: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 1 85
Figure 90: Evolution du rapport de contraintes pour différents facteurs de forme à z/h = 2 86
Figure 91: Comparaison des contraintes horizontales et verticales.....87
Figure 92: Comparaison du coefficient neutre des terres 87
Figure 93: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,1 pour excavation de forme b/h = 1.....88
Figure 94: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,5 pour excavation de forme b/h = 1.....89

Figure 95: Influence de l'angle de frottement à z/h = 1 pour excavation de forme b/h = 1.....89
Figure 96: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,1 pour excavation de forme b/h = 2.....90
Figure 97: Influence de l'angle de frottement à z/h = 0,5 pour excavation de forme b/h = 2.....90
Figure 98: Influence de l'angle de frottement à z/h = 1 pour excavation de forme b/h = 2.....91
Figure 99: Modèles de comportement du sol 92

C. Correction de la résistance au cône

Figure 100: Etats de contrainte verticale des deux premiers temps géologiques.....93
Figure 101: Etat de contrainte verticale du troisième temps géologique.....94
Figure 102: Evolution du degré de consolidation pour différents temps géologiques.....94
Figure 103: Evolution de la résistance au cône sur base de Robertson et Campanella [30] $(\phi' = 35°)$ pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 95
Figure 104: Expression du rapport des profondeurs 96
Figure 105: Rapport des profondeurs pour différentes excavations.....96
Figure 106: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Robertson et Campanella [30]) pour des excavations de 10 m de profondeur.....97
Figure 107: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Robertson et Campanella [30]) pour des excavations de 20 m de largeur et de profondeur variable.....98
Figure 108: Evolution de la résistance au cône d'après Kulhawy et Mayne [25] $(\phi' = 35°)$ pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 99
Figure 109: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Kulhawy & Mayne [25]) pour des excavations de 10 m de profondeur...99
Figure 110: Evolution de la résistance au cône d'après Uzielli et al. [31] $(\phi' = 35°)$ d'une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 100
Figure 111: Evolution de la résistance au cône d'après Mayne [37] $\phi' = 35°$ pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 101
Figure 112: Variation du rapport entre les résistances au cône en fonction du rapport des contraintes pour différents angles de frottement (d'après Mayne [37]) pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 102
Figure 113: Evolution de la résistance au cône d'après Mayne et al. [33] $\mathrm{Ic} = 2{,}05$ pour une excavation de largeur infinie et 10 m de profondeur 103
Figure 114: Variation du rapport entre les résistances au cône en fonction du rapport des contraintes (d'après Mayne et al. [33]) $\mathrm{Ic} = 2{,}05$ pour une excavation de largeur infinie et 10 m de profondeur.....103
Figure 115: Evolution de la résistance au cône d'après Jamiolkowski et al. [24] 104
Figure 116: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Jamiolkowski et al. [24]) pour des excavations de largeur infinie et de 10 m de profondeur.....105
Figure 117: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contrainte (d'après Jamiolkowski et al. [24]) pour des excavations de 20 m de largeur 105
Figure 118: Evolution de la résistance au cône d'après Jamiolkowski et al. [24] & Mayne [36].....106
Figure 119: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes d'après Jamiolkowski et al. [24] & Mayne [36] $(\mathrm{Dr} = 80\%, \mathrm{bx} = 0{,}625,)$ pour une excavation de largeur infinie et de 10 m de profondeur 107
Figure 120: Evolution de la résistance au cône d'après Kulhawy et Mayne [25] 108

Figure 121: Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes.....108
Figure 122: Evolution du de résistance au cône en fonction du rapport des contraintes 109
Figure 123: Evolution de la résistance au cône d'après Mayne [37] $\mathbf{Dr = 80\%}$ 110

D. Cas d'étude

Figure 124: Lissage de données via une moyenne mobile à 3 valeurs 113
Figure 125: Décalage de l'essai CPT LIM-6.....114
Figure 126 : Evolution du rapport de résistance au cône en fonction du rapport de contraintes pour l'essai CPT LIM-6 115
Figure 127: Modèle pour le CPT LIM-6 118
Figure 128: Comparaison entre le modèle et la règle prescrite par le DANB 118
Figure 129: Comparaison des différents profils CPT après la réalisation de l'excavation pour LIM-6.....119
Figure 130: Profil CPT de LIM-5,9.....120
Figure 131: Décalage de l'essai CPT Lim-6,3 121
Figure 133: Modèle pour le CPT LIM-6,3.....122
Figure 132: Comparaison entre le modèle et la règle 122
Figure 134: Comparaison des différents profils après la réalisation de l'excavation pour LIM-6,3 123
Figure 135: Correspondance des profils CPT avant et après excavation 124
Figure 136: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le LIM-6,2.....125
Figure 137: Modèle associé au CPT LIM-6,2.....125
Figure 138: Comparaison des différents profils après la réalisation de l'excavation pour LIM-6,2 126
Figure 139: Correspondance des couches de l'essai LLN-5,4 127
Figure 140: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le LLN-5,4 128
Figure 141: Modèle associé au CPT LLN-5,4 128
Figure 142: Profil CPT après excavation de l'essai LLN-5,4 129
Figure 143: Correspondance des couches de l'essai LLN-6,4 130
Figure 144: Correspondance des couches pour l'essai DGK1-33,4 131
Figure 145: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le DGK1-33,4 132
Figure 146: Modèle associé au CPT DGK1-33,4 132
Figure 147: Profil CPT après excavation de l'essai DGK1-33,4 133
Figure 148: Correspondance des couches de l'essai CPT DGK2-33,4.....134
Figure 149: Comparaison entre le modèle et la règle du DANB pour le DGK2-33,4 135
Figure 150: Modèle associé au CPT DGK2-33,4 135
Figure 151: Profils CPT après excavations pour DGK2-33,4 136
Figure 152: Comparaison des différents modèles.....137
Figure 153: Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6 139
Figure 154: Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6 140
Figure 155: Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6,3 141
Figure 156: Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6,3 142
Figure 157: Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LIM-6,2 143
Figure 158: Comparaison de la résistance au cône après excavations selon les diverses règles de corrections pour le CPT LIM-6,2 144

Figure 159: Comparaison des corrections de la résistance au cône pour le CPT LLN-5,4 145
Figure 160: Comparaison de la résistance au cône après excavations
selon les diverses règles de corrections pour le CPT LLN-5,4.....146
Figure 161: Modèle de correction de la résistance au cône associé au rapport
de profondeur critique valant 0,25.....148

LISTE DES TABLES

Table 1 : Paramètres géotechniques des sables bruxelliens.....51
Table 2: Paramètres géotechniques du Lédien 51
Table 3: Données géotechniques des sols pour la simulation Plaxis 52
Table 4: Caractéristiques des profils de comparaison CPT
Table 5: Illustration de la moyenne mobile à 3 valeurs 113
Table 6: Paramètres du modèle pour LIM-6,3 122
Table 7: Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LIM-6,3 ..123
Table 8: Paramètres du modèle pour LIM-6,2 125
Table 9: Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LIM-6,2 ..126
Table10: Paramètres du modèle pour LLN-5,4 128
Table 11: Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour LLN-5,4 129
Table 12: Paramètres du modèle pour DGK1-33,4 132
Table 13: Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et du DANB pour
DGK1-33,4 133
Table 14: Paramètres du modèle pour DGK2-33,4 135
Table 15: Comparaison des paramètres d'adéquation du modèle et de la règle du DANB
pour DGK2-33,4 136
Table 16: Paramètres des différents modèles et les paramètres d'adéquation
dans le repère $\left[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}\right]$ 137
Table 17: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$\left[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}\right]$ pour LIM-6 139
Table 18: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$[q_{c1}; \mathbf{profondeur}]$ pour LIM-6 140
Table 19: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$\left[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}\right]$ pour LIM-6,3 141
Table 20: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$[q_{c1}; \mathbf{profondeur}]$ pour LIM-6,3 142
Table 21: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$\left[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}\right]$ pour LIM-6,2 143
Table 22: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$[q_{c1}; \mathbf{profondeur}]$ pour LIM-6,2 144
Table 23: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$\left[{}^{q_{c1}}/_{q_{c0}}; {}^{z_1}/_{z_0}\right]$ pour LLN-5,4 145
Table 24: Paramètres d'adéquation des règles de correction dans le repère
$[q_{c1}; \mathbf{profondeur}]$ pour LLN-5,4 146
Table 25: Valeurs du rapport de contrainte selon différentes formes d'excavation
pour $z/h = 2{,}33$ 149

RÉFÉRENCES

[1] CSTC, «Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ANB, Partie 1: dimensionnement géotechnique à l'ELU de pieux sous charge axiale à partir de CPT (révision du rapport 12),» *Rapport n°19,* pp. 17-18, Novembre 2016.

[2] W. Bastiaens, F. Bernier et L. Xiang Ling, «Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clay,» *Physics and chemistry of the earth,* vol. 32, pp. 600-615, 2007.

[3] B. Dehandschutter, S. Vandycke, S. Sintubin, N. Vandenberghe et L. Wouters, «Brittle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments inferences from Oligocene Boom Clay,» *Journal of Structural Geology,* Juin, 2005.

[4] L. Miny, «Etude expérimentale et numérique du comportement anisotropique de l'argile de Boom.,» TFE en vue de l'obtention du grade d'Ingenieur Civil, Université Liège, 2013.

[5] Databank Ondergrond Vlaanderen (DOV), *Forage n° kb15d43w-B104, 28m de profondeur,* Boom: Universiteit Gent, 2000.

[6] I. Vanicek, Geomechanika 10: mechanika zemin., Prague: CTU, 2000.

[7] Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL), «Propriétés mécaniques et physiques des sols: le déchargement mécanique,» [En ligne]. [Accès le 20 Juin 2018].

[8] P.-Y. Bolly et A. Holeyman, Cours LGCIV2073: Hydrogéologie & Géo-environnement: Eléments de classification des aquifères et des nappes, 2017.

[9] G. Gudehus, «Atractor for granular storage and flow,» chez *3rd European Symposium - Storage and flow of Particulate Solids*, 1995.

[10] G. Gudehus, J. Chu et S.-C. Lo, «Discussion of paper "Asymptotic behaviour of a granular soil in strain path testing",» *Géotechnique,* vol. 45, n°12, pp. 337-338, 1995.

[11] G. Gudehus, Physical Soil Mechanics, Berlin: Springer, 2011.

[12] H. Begeman, «The influence of excavation on soil strength below excavation level.,» *6th European Soil Mechanics and foundation enginéering conference,* pp. 613-616, 1970.

[13] N. Broug, «The effect of vertical unloading on cone resistance, a theorical analysis and practical confirmation.,» chez *First International geotechnical seminar on deep foundations and bored and augered piles*, Balkema, 1988.

[14] A. Holeyman, «Equilibre limite d'un massif de sol,» *LAUCE 1172: Mécanique des sols,* 2016.

[15] J. Brouwer, «REduction of cone resistance due to excavations - new insights,» chez *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, 2015, pp. 3475-3480.

[16] J. Ameratunga, N. Sivakigan et B. Das, «Cone Penetrometer Test,» chez *Correlations of Soil and Rocks Properties in Geotechnical Engineering*, New Delhi, Springer, 2016.

[17] T. Lunne, P. Robertson et J. Powell, Cone Penetration Testing in Geoetchnical Practice, Londres: Spon Press, 1997.

[18] G. G.-E. B.V., «Base kit for Piezocone CPTU,» [En ligne]. Available: www.gouda-geo.com/products/cpt-equipment. [Accès le 17 Mai 2018].

[19] Gregg Drilling and Testing, P. Robertson et K. Cabal, Guide to Cone Penetration Testing, Signal Hill, 2015.

[20] P. Robertson, «Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach,» *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 46, pp. 1337-1355, 2009.

[21] P. Robertson, R. Campanella, D. Gillespie et J. Greigg, «Use of Piezometer Cone Data,» chez *Use of In-Situ Tests in Geoetchnical Engineering (GSP 6)*, Reston, American Society of Civil Engineers, 1986, pp. 1263-1280.

[22] P. Robertson, «Soil Classification Using the cone Penetrometer Test,» *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 27, pp. 151-158, 1990.

[23] C. Wroth, «Penetration Testing: A More Rigorous Approach to Interretation,» chez *Penetration Testing 1988*, Rotterdam, 1988, pp. 303-311.

[24] M. Jamiolkowski, D. LoPresti et M. Manassero, «Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from Cone Penetration Test and Flat Dilatometer Test,» chez *Soil Behaviour and Soft Ground Construction*, Reston, American Society of Civil Engineers, 2001, pp. 201-238.

[25] F. Kulhawy et P. Mayne, Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, 1990.

[26] M. Jefferies et M. Davies, «Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60,» *Geotechnical Testing Journal,* vol. 16, pp. 458-468, 1993.

[27] P. Robertson et C. Wride, «Evaluating cycling lquefaction potential using the cone penetrometer test,» *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 35, n°13, pp. 442-459, 1998.

[28] P. Mayne et J. Peuchen , «Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays,» chez *Geotechnical and Geophysical Site Charactérisation 4*, Londres, CRC Press, 2012, pp. 903-912.

[29] P. Robertson et K. Cabal, «Estimating soil unit weight from CPT,» chez *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, 2010.

[30] P. Robertson et R. Campanella, «Interpretation of cone penetration tests - Part I (sands),» *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 20, n°14, pp. 718-745, 1983.

[31] M. Uzielli, P. Mayne et M. Cassidy, «Probabilistic assesment of design strengths for sands from in-situ testing data.,» chez *Modern Geotechnical Design Codes of Practice*, Amsterdam, IOS-Millpress, 2013, pp. 214-227.

[32] P. Mayne, «Integrated Ground Bahavior: In-situ and Lab Tests,» chez *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Londres, Taylor & Francis, 2005, pp. 155-177.

[33] P. Mayne, M. Coop, S. Springman, A.-B. Huang et J. Zornberg, «Geomaterial Behavior and Testing,» chez *17th International Conference Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, 2009.

[34] P. Mayne, «Evaluating yield stress of soils from laboratory consolidation and in-situ cone penetration tests,» *Sound Geotechnical Research to practice ,* pp. 406-420, 2013.

[35] G. Baldi, R. Belloti, V. Ghionna, M. Jamiolkowski et E. Pasqualini, «Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd part: Drained penetration,» chez *4th International Geotechnical Seminar*, Singapour, 1986.

[36] P. Mayne, Geoengineering Design Using the Cone Penetration Test, Richmond: ConeTec Inc., 2009.

[37] P. Mayne, «Interpretation of geotechical parameters from seismic piezocone tests,» chez *3rd International Symposium on CPT*, Las Vegas, 2014.

[38] M. Emerson, P. Foray, A. Puech et E. Palix, «A global model for accurately interpreting CPT data in sands from shallow to greater depth,» chez *3rd International Conference on site characterization ISC'3*, Taipei, 2008.

[39] J. Biarez et J. Grésillon, «Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu pulvérulent,» *Géotechnique,* 1972.

[40] O. Kjestad , T. Lunne et C. Claussen, «Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated North Sea clays,» *Marine Geotechnology,* vol. 3, n°11, pp. 23-36, 1978.

[41] T. Lunne et A. Kleven, «Role of CPT in North Sea foundation engineering,» chez *ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and materials*, Saint Louis, 1981.

[42] C. Ladd, «Stability Evaluation During staged construction,» *Journal of Geotechnical Engineering,* vol. 117, n°14, pp. 540-616, 1991.

[43] K. Sennesset, N. Janbu et G. Svano, «Strength and deformation parameters from cone penetration tests,» chez *2nd European Symposium on Penetration Testing* , Rotterdam, 1982.

[44] T. Lunne, H. Christophersen et T. Tjelta, «Engineering use of piezocone data in North Sea clays,» chez *11th International Conference on Soil Mechnacics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1985.

[45] P. Robertson, «CPT-DMT Correlations,» *Journal of Geotechnical et Geoenvironmental Engineering,* vol. 135, n°111, pp. 1762-1771, 2009.

[46] P. Mayne , «Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts,» *Soils and Foundation,* vol. 31, n°12, pp. 65-76, 1991.

[47] J. Burland, «Discussion,» chez *Proceeding of Conference on In-situ Investigation in Soils and Rocks*, Londres, 1970.

[48] A. Holeyman, «Notes de cours LAUCE 1173: Applications de la mécanique des sols,» UCL, 2015.

[49] R. Craig, Craig's Soil Mechanics, Seventh Edition, Abingdon, 2004.

[50] A. Verruijt, Soil Mechanics, Delft: Delft University of Technology, 2001.

[51] Plaxis 2D, Reference Manual, Delft, 2018.

[52] Plaxis 2D, Material Models Manual, Delft, 2018.

[53] Institut Royal des Sciences Naturelles de Belgique et Aquale sprl Ecofox Développement, «Modélisation géologique en 3D des formations géologiques composant la masse d'eau souterraine des sables du Bruxellien».

[54] Databank Ondergrond Vlaanderen. [En ligne]. Available: www.dov.vlaanderen.be.

[55] P. d. Béthune, Atlas de Belgique, Planche n°8, Bruxelles, 1961.

[56] L. Hance, Géologie du Métro de Bruxelles, Bruxelles, 1988.

[57] Y. Rammer, «Le Lédien et le Bruxellien,» chez *Les pièges de la géologie de l'ingéneiur à Bruxelles*, Bruxelles, 2013.

[58] W. Steinbrenner, «Tafeln zur Setzungsberechnung,» *Bodenmechanik und neuzeitlicher Strassenbau,* 1936.

[59] P. Robertson, «Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from the CPT,» chez *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing , CPT'10*, Huntington Beach, 2010.

[60] D. Masin, «Asymptotic behaviour of granular materials,» *Granular Matter,* 2012.

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique www.uclouvain.be/epl

