

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – Projet de fin d’Etudes



**École des Ponts**

ParisTech

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

2014-2015

**Projet de Fin d’Etudes**

Département Génie Civil et Construction

Georgios TZIMAS

Elève ingénieur - double diplôme

**Stabilité des tranchées de parois moulées - Impact de la boue  
de forage sur le frottement latéral**

Projet réalisé au sein de Soletanche Bachy International

280, avenue Napoléon Bonaparte - CS 60002 - 92506 RUEIL MALMAISON CEDEX

02/03/2015 - 28/08/2015

Tuteur entreprise : M. Thierry JEANMAIRE

Tuteur école : M. Jean CANOU

## Remerciements

Je tiens à remercier mes tuteurs d'entreprise, M. Thierry JEANMAIRE et Mme Ira GUTJAHR du Bureau d'Etudes Groupe de Soletanche Bachy International, pour leur encadrement et l'intérêt versé dans ma formation pendant les six mois de mon projet de fin d'études. Leur contribution était significative pour le développement de mes compétences techniques et scientifiques.

Je remercie également M. Christophe JUSTINO et M. Sven MOREL du pôle laboratoire de Soletanche Bachy International pour l'encadrement concernant la deuxième partie de mon stage réalisé au sein du laboratoire de l'entreprise.

Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance à M. Jean CANOU et M. George GAZETAS, mes directeurs de projet et enseignants à l'ENPC et le NTUA respectivement, pour le suivi de mon travail et ses recommandations.

Je remercie finalement M. Pierre SCHMITT (Directeur de l'ingénierie) et M. Serge BOREL (Directeur Technique, Marketing et Matériel) de m'avoir offert l'opportunité d'intégrer l'équipe Soletanche Bachy International ainsi que toute l'équipe du Bureau d'Etudes Groupe pour leur accueil au sein de l'entreprise et la bonne ambiance de travail.

## Résumé

Le travail réalisé pendant ce projet de fin d'études porte sur deux sujets concrets relatifs à la géotechnique. Initialement, la problématique de la stabilité des tranchées de parois moulées est traitée. Un état de l'art est réalisé et les méthodes de calcul courantes sont discutées en détail. Une évaluation d'un logiciel interne est effectuée et les résultats sont également comparés avec un modèle bâti aux éléments finis. L'application de la théorie sur deux projets réels est finalement présentée. La deuxième partie de ce rapport se réfère à l'impact de la boue de forage (bentonites et polymères) sur le frottement latéral. Des « tricouches » sol-interface-béton sont préparés au laboratoire et des essais de cisaillement sont réalisés. La résistance au cisaillement est évaluée dans chaque cas et une comparaison des résultats est effectuée pour en déduire l'influence des paramètres relatifs aux essais.

Mots-clés : Stabilité des tranchées, parois moulées, frottement latéral, boues de forage.

## **Abstract**

The present work covers two specific topics of the geotechnical engineering. Initially, it focuses on the stability analysis of diaphragm wall trenches. A state of the art is presented and the main calculation methods are discussed in detail. An evaluation of an internal software is performed and the results are compared to those resulting from finite element calculation. An application of these methods in two real cases is eventually presented. The second part of this report refers to the effects of polymer and bentonite support fluids on soil-concrete interface shear strength. “Trilayers” consisted of soil-interface-concrete are prepared in the laboratory under certain conditions and shear tests are performed in a shear box apparatus. Results are discussed and the impact of the related parameters is derived.

**Keywords:** trench stability, diaphragm walls, shaft resistance, drilling fluids.

## Table des matières

<b>Liste des tableaux .....</b>	<b>7</b>
<b>Liste des figures .....</b>	<b>8</b>
<b>Introduction .....</b>	<b>10</b>
<b>I. Stabilité des tranchées de parois moulées .....</b>	<b>11</b>
I.1  Objet de l'étude .....	11
I.2  Etat de l'art - Méthodes existantes .....	11
I.2.1  Généralités.....	11
I.2.2  Méthodes d'équilibre limite .....	12
I.2.3  Analyse 3D à l'aide des éléments finis [FEM] .....	16
I.2.4  Méthode cinématique du calcul à la rupture .....	17
I.3  Méthode proposée par la norme allemande DIN 4126 .....	17
I.3.1  Généralités.....	17
I.3.2  Etude de l'équilibre du coin de terre .....	18
I.3.3  Poussée différentielle boue-eau.....	20
I.3.4  Coefficient de sécurité.....	22
I.4  Modélisation – Logiciels STABOU et GGU .....	23
I.4.1  Généralités.....	23
I.4.2  Hypothèses de calcul.....	23
I.4.3  Expressions analytiques de différentes forces agissant sur le prisme de rupture .	24
I.4.4  Cas tests - Comparaisons.....	28
I.4.5  Présentation des résultats .....	29
I.4.6  Conclusions sur les comparaisons .....	30
I.4.7  Particularités et limitations des logiciels .....	31
I.5  Modélisation numérique aux EF – PLAXIS 3D .....	32
I.5.1  Généralités.....	32
I.5.2  Modèle bâti.....	32
I.5.3  Résultats du calcul.....	33
I.5.4  Conclusions .....	36
I.6  Rétro-analyses et cas réels.....	36

I.6.1	Généralités.....	36
I.6.2	Plaza Claro - Colombie .....	36
I.6.3	Thomson Line - Singapour.....	38
I.7	Recherche supplémentaire.....	39
<b>II.</b>	<b>Impact de la boue de forage sur le frottement latéral.....</b>	<b>41</b>
II.1	Objet de l'étude .....	41
II.2	Boues de forage.....	41
II.2.1	Boues bentonitiques .....	41
II.2.2	Boues en polymères .....	43
II.3	Essais au Laboratoire .....	44
II.3.1	Généralités – Cas de référence .....	44
II.3.2	Détermination des paramètres relatifs à l'essai.....	44
II.3.3	Conditions d'essais et propriétés des matériaux .....	48
II.3.4	Phasage – Procédure d'essais.....	51
II.3.5	Série d'essais réalisés .....	52
II.3.6	Résultats .....	54
II.4	Conclusions et recherche supplémentaire .....	58
	<b>Conclusion.....</b>	<b>60</b>
	<b>Bibliographie.....</b>	<b>61</b>

**Annexe 1: Comparaisons STABOU – GGU**

**Annexe 2: Plaza Claro - Colombie**

**Annexe 3: Photos – laboratoire**

**Annexe 4: Lam et al. – Résultats des articles Réf. [10] et [11]**

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Cas tests – Hypothèses des calculs.....	29
Tableau 2 : Cas tests – Résultats des calculs.....	30
Tableau 3 : Propriétés du sol homogène utilisé dans le modèle 3D.....	33
Tableau 4 : Propriétés du sable de Fontainebleau. ....	49
Tableau 5 : Dosage pour la fabrication de 1 m <sup>3</sup> de béton. ....	50
Tableau 6 : Propriétés des boues bentonitiques. ....	50
Tableau 7 : Propriétés des boues en polymères.....	51
Tableau 8 : Description des essais réalisés au laboratoire. ....	52

## Liste des figures

Figure 1 : Représentation graphique d’une tranchée – Vue en coupe transversale - Détails...	12
Figure 2 : Prismes de rupture correspondant à une solution 2D (gauche) et 3D (droite).....	13
Figure 3 : Schématisation de la méthode proposée par Washbourne (1984) – Vue 3D (gauche) et vue en plan (droite).....	14
Figure 4 : Prismes de rupture proposés par Piaskowski et Kowalewski (gauche) et Tsai and Chang (droite). ....	14
Figure 5 : Effet de voûte sur le plan vertical d’une tranchée et contraintes principales – Méthode Schneebeli. ....	15
Figure 6 : Représentation graphique du prisme de rupture selon la Norme DIN 4126 et conventions concernant la force T. ....	18
Figure 7 : Polygone des forces pour l’équilibre du prisme de rupture. ....	19
Figure 8 : Pression de la boue le long du chemin de pénétration en absence (à gauche) et en présence (à droite) d’une nappe phréatique au-dessus de la profondeur examinée. ....	21
Figure 9 : Schématisation de l’effet membrane (à gauche) et de l’effet de la pénétration du coulis (à droite) en absence d’eau. ....	21
Figure 10 : Représentation graphique du prisme de rupture selon les hypothèses effectuées.	24
Figure 11 : Surcharge enterrée – partie agissant sur le prisme de rupture. ....	25
Figure 12 : Distribution de la contrainte normale exercée aux facettes latérales du prisme de rupture. ....	26
Figure 13 : Distribution de la contrainte normale exercée sur chaque facette latérale du prisme de rupture due à la surcharge.....	27
Figure 14 : Schématisation d’une surcharge limitée de largeur B s’appliquant à une profondeur Z du haut de la tranchée.....	28
Figure 15 : Modélisation des surcharges actuellement dans STABOU – différentes possibilités.....	31
Figure 16 : Modélisation des terrassements dans GGU. ....	32
Figure 17 : Déplacements totaux 3D au moment de rupture.....	34
Figure 18 : Comparaison des coefficients de sécurité issus de différentes méthodes.....	35



Figure 19 : Hypothèses et résultats du calcul de stabilité des tranchées sur le site de Plaza Claro.....	37
Figure 20 : Coefficient de sécurité en fonction de la profondeur pour les différents cas. ....	38
Figure 21 : Mécanismes de rupture (2D gauche et 3D droite) en rotation pour un sol frottant et cohérent proposés par Han et al. [7].....	40
Figure 22 : Vue en plan d'un panneau d'angle. ....	40
Figure 23 : Composition de montmorillonite.....	42
Figure 24 : Boue de bentonite à l'intérieur d'un puits. ....	42
Figure 25 : Boue en polymère à l'intérieur d'un puits (KB Technologies 2002). ....	43
Figure 26 : Schématisation de la procédure suivie par Lam et al. [10]. Trois phases sont distinguées : (a) saturation du sol et filtration de la boue ; (b) cure du béton ; (c) cisaillement du tricouche.....	44
Figure 27 : Mécanismes de déformation du sol dans le cas d'un pieu sous chargement axial (extrait de la réf. [13]).....	46
Figure 28 : Analogie entre une interface sol/pieu et un essai de cisaillement CNS.....	47
Figure 29 : Conditions limites pour les essais de cisaillement d'une interface sol/structure selon Fakharian & Evgin [4]. ....	48
Figure 30 : Boîte de cisaillement et détails (gauche) – Mis en place du tricouche dans la demi-boîte inférieure (droite). ....	49
Figure 31 : Bicouche sable-béton après cisaillement. ....	53
Figure 32 : Cake de bentonite CM10T pure après cisaillement. ....	53
Figure 33 : Tricouche sol-polymère-béton avant (à gauche) et après cisaillement (à droite)..	53
Figure 34 : Tricouche sol-bentonite-béton après cisaillement. ....	53
Figure 35 : Essais de cisaillement concernant le bicouche sable-béton et les deux types de bentonites pures.....	54
Figure 36 : Essais de cisaillement des interfaces sol-béton en existence des boues de forage.	56
Figure 37 : Résistance résiduelle en fonction de la racine carrée du temps de filtration pour les tricouches formés sous boues en bentonite. ....	57

## **INTRODUCTION**

Le présent rapport comporte deux parties indépendantes :

- Une partie traitant le sujet de la stabilité des tranchées de parois moulées ;
- Une partie concernant l'impact de la boue de forage sur le frottement latéral.

En ce qui concerne la première partie, ma mission s'inscrit sur l'évaluation des méthodes existantes en faisant initialement un état de l'art. Trois catégories des méthodes sont mentionnées : les méthodes d'équilibre limite, la méthode aux éléments finis et celle de l'analyse limite. La méthode proposée par la Norme allemande DIN 4126 qui appartient aux méthodes d'équilibre limite est ensuite mise en évidence et deux logiciels qui en font appel sont examinés. Le logiciel interne STABOU est donc évalué à travers le logiciel commercialisé GGU. Des comparaisons sont effectuées et des améliorations éventuelles sont proposées. Dans le cadre des comparaisons, les résultats fournis par la Norme sont comparés avec les résultats fournis par un logiciel aux éléments finis (Plaxis 3D). Deux cas réels de stabilité des tranchées sont également exposés.

Quant à la deuxième partie, une étude de l'influence des boues de forage sur le frottement latéral est menée. En fonction de la boue utilisée (en bentonite ou en polymère), les propriétés de l'interface sol-béton sont modifiées. Dans le cadre de cette étude, une série d'essais de cisaillement est réalisée dans le laboratoire de Soletanche Bachy International. La procédure inclut la fabrication des « tricouches » sol-interface-béton et le cisaillement de ceux-ci. Des diagrammes  $\tau$  (résistance au cisaillement) –  $\delta h$  (déplacement horizontal) sont fournis pour évaluer la résistance maximale et résiduelle de l'interface. Des conclusions en fonction des paramètres d'essais (type de boue, temps de filtration etc.) sont données à la fin et des pistes pour une recherche supplémentaire concernant ce sujet sont récapitulées.

## **I. STABILITE DES TRANCHEES DE PAROIS MOULEES**

### **I.1 OBJET DE L'ETUDE**

L'objet de cette étude est de présenter les différentes méthodes utilisées pour déterminer le coefficient de sécurité concernant la stabilité d'une tranchée de paroi moulée. La méthode proposée par la Norme DIN 4126 est discutée en détail et son application à travers quelques logiciels est également présentée. Un modèle simple aux éléments finis est construit pour valider les méthodes analytiques et donner des indications pour l'établissement des mécanismes de rupture plus réalistes.

### **I.2 ETAT DE L'ART - METHODES EXISTANTES**

#### **I.2.1 Généralités**

Alors que la stabilité d'un mur de soutènement appartient aux vérifications usuelles des ouvrages géotechniques, l'analyse de la stabilité d'une tranchée soutenue par le fluide stabilisateur (boue bentonitique ou en polymère) est moins populaire et est surtout basée sur le retour d'expérience des entreprises de construction en fonction de la localisation du chantier. Cependant, le coefficient de sécurité est un indice important de la conception d'une tranchée. Dans le cas des tranchées de parois moulées, le talus forme un angle de  $90^\circ$  avec l'horizontale et toutes les facettes de l'excavation sont soumises à la pression de la boue. A ce jour, les méthodes existantes utilisées pour déterminer la stabilité des tranchées de parois moulées sont classées dans les trois catégories suivantes : la méthode d'équilibre limite, l'analyse aux éléments finis (Finite element method – FEM) et la méthode du calcul à la rupture. Dans le cadre de cette étude nous nous focaliserons sur la première catégorie en la comparant avec quelques résultats issus de la deuxième. La méthode cinématique du calcul à la rupture sera simplement commentée sans aller plus loin concernant son application.

La Figure 1 donne une représentation graphique d'une tranchée remplie avec une boue de forage. Toutes les notations sont expliquées ci-après et seront conservées sur l'intégralité de l'étude.

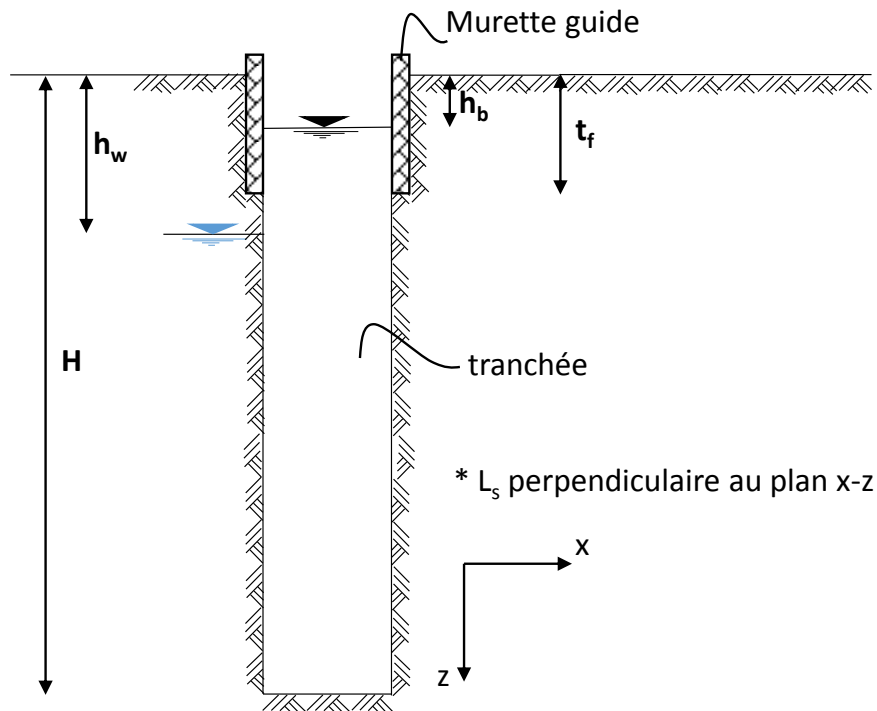


Figure 1 : Représentation graphique d'une tranchée – Vue en coupe transversale - Détails.

Avec :  $L_s$  : longueur du panneau

$H$  : hauteur du panneau

$h_w$  : profondeur du toit de la nappe phréatique

$h_b$  : profondeur du toit de la boue dans la tranchée

$t_f$  : niveau bas de la murette guide

En ce qui concerne les matériaux utilisés, on adopte les notations suivantes tout au long de l'étude :

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

$\gamma_b$  : poids volumique de la boue

$\gamma$  : poids volumique humide du sol

$\gamma'$  : poids volumique déjaugé du sol

$\varphi$  : angle de frottement du sol

$c$  : cohésion du sol

### **I.2.2 Méthodes d'équilibre limite**

Les différentes méthodes d'équilibre limite sont couramment utilisées dans la pratique en raison de leur relative simplicité. Elles sont basées sur la discrétisation en tranches dont les conditions d'équilibre statique global sont satisfaites. Le but donc de l'application de ces méthodes est d'en déduire la réaction de la tranchée (=poussée des terres) qui doit être équilibrée par la pression différentielle boue-eau (pression de la boue – pression

hydrostatique) afin que la stabilité de la tranchée soit assurée. De cette manière on définit le coefficient de sécurité sur chaque profondeur comme :

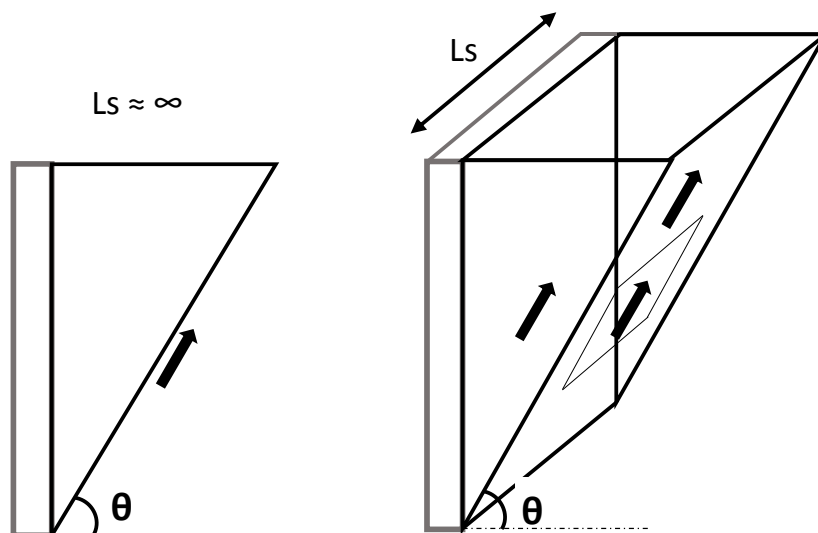
$$FoS = \frac{\text{pression boue} - \text{pression eau}}{\text{poussées des terres}}.$$

### I.2.2.1 Equilibre limite et prismes de rupture associés

Dans ce paragraphe, on présente seulement les mécanismes de rupture proposés par les différentes méthodes sans faire référence aux équations qui donnent la valeur de la poussée des terres (qui se trouve au dénominateur de l'équation ci-dessus). Les équations sont données dans la suite pour la méthode retenue.

En première approximation, la solution 2D d'un « coin de Coulomb » triangulaire (surface de rupture plane) avec une longueur de tranchée infinie ( $L_s \rightarrow \infty$ ) peut être appliquée. C'est la méthode proposée par Nash & Jones [16] qui prend en compte l'angle critique de Coulomb  $\theta = \pi/4 + \varphi/2$ . Il s'agit d'une approche qui néglige complètement la longueur de la tranchée (effet 3D) et qui donne par conséquent une surestimation de la réaction des terres.

La transition la plus simple d'une solution 2D à une solution 3D se fait par prise en compte des forces de cisaillement sur toutes les facettes (arrière qui est déjà prise en compte et latérales) du prisme de rupture. Cette méthode initialement introduite par Morgenstern & Amir-Tahmassebi [15] est présentée dans la Figure 2 en comparaison avec la solution conservatrice 2D mentionnée ci-dessus. Il s'agit de la méthode sur laquelle on va « bâtir » les modèles dans la suite de l'étude.



**Figure 2 : Prismes de rupture correspondant à une solution 2D (gauche) et 3D (droite).**

Washbourne [24] a modifié la forme du massif de rupture en supposant un angle  $\alpha = \pi/4 - \varphi/2$  entre chaque facette latérale et la face de la tranchée comme le montre la Figure 3.

Néanmoins, plusieurs analyses aux éléments finis ont démontré que cette valeur de l'angle  $\alpha$  est sous-estimée et par conséquent cette méthode n'est pas retenue dans le cadre de notre étude.

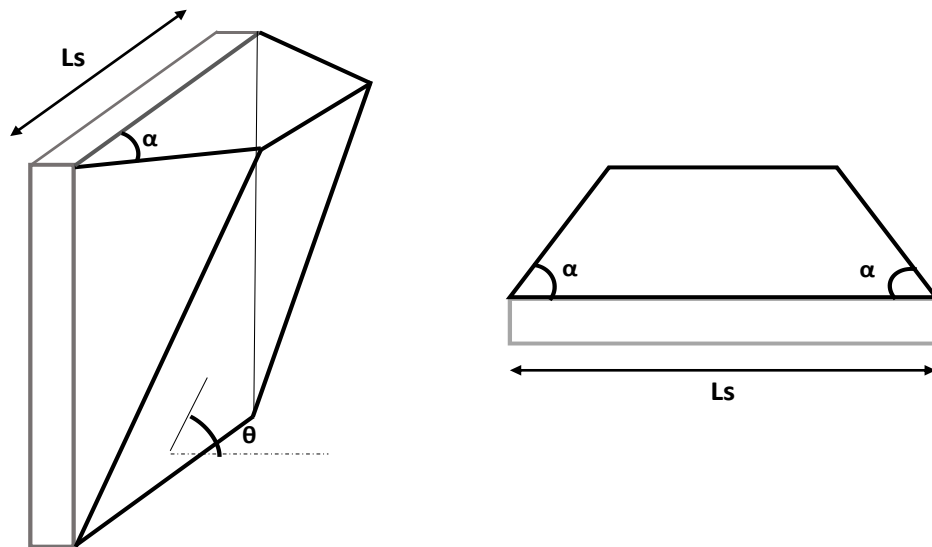


Figure 3 : Schématisation de la méthode proposée par Washbourne (1984) – Vue 3D (gauche) et vue en plan (droite)

La solution proposée par Piaskowski et Kowalewski [18] utilise un cylindre elliptique vertical « coupé » par un plan critique. Cette approche a une profonde justification en termes d'effets de voûte dans les plans horizontaux rencontrés dans la mécanique des roches. Etant donné sa géométrie plus compliquée que celle des autres méthodes, cette méthode n'est pas retenue. Les dernières solutions 3D développées par Tsai and Chang [23] utilisent des surfaces de rupture plus réalistes (lisses et convexes), cependant leur complexité rend leur application difficile. Les prismes de rupture de ces deux solutions sont schématisés dans la figure suivante :

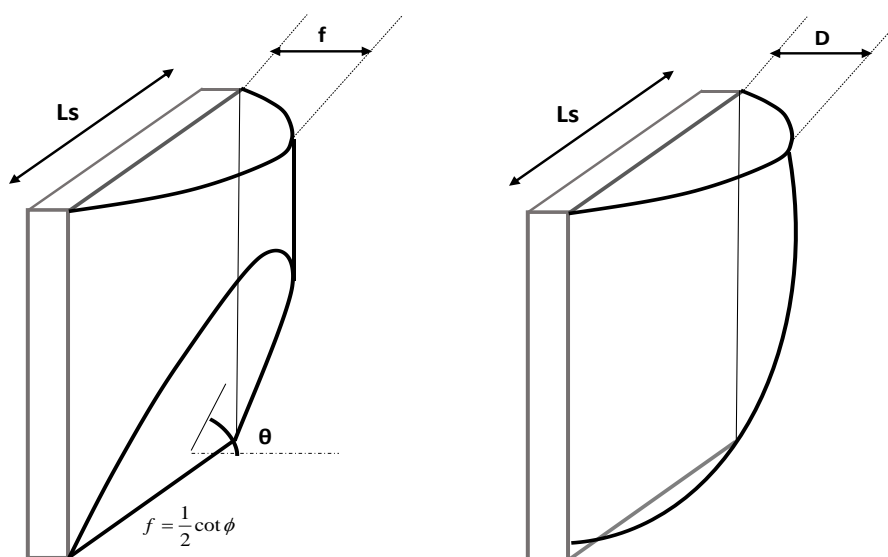
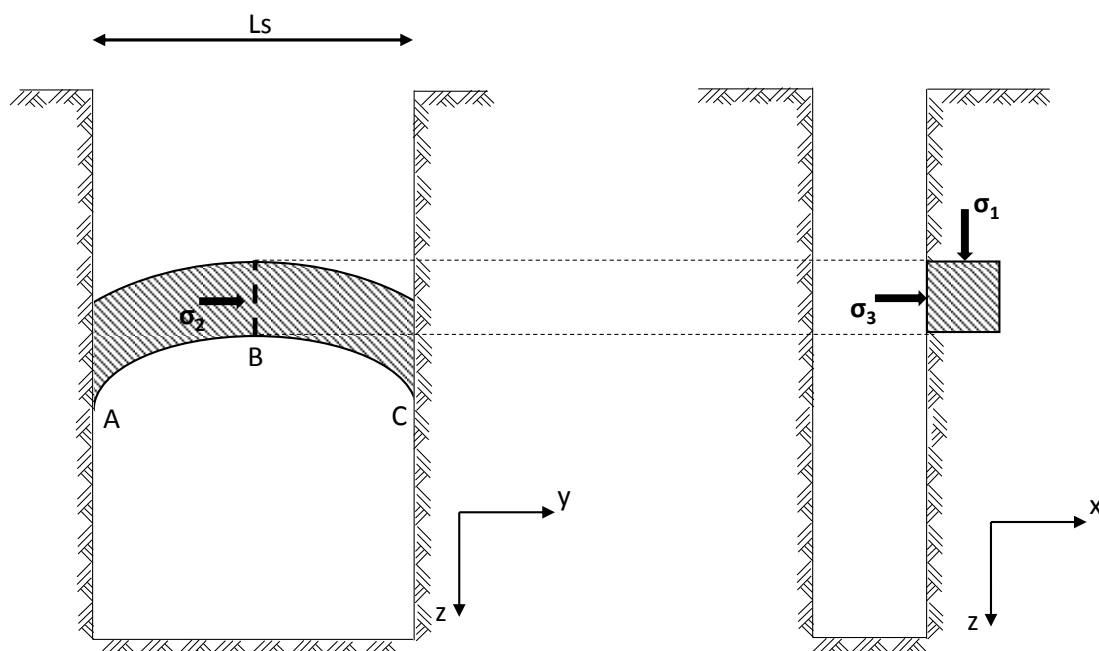


Figure 4 : Prismes de rupture proposés par Piaskowski et Kowalewski (gauche) et Tsai and Chang (droite).

### ***1.2.2.2 Equilibre limite - Solution analytique proposée par Schneebeli***

Une solution analytique a été proposée par Schneebeli [22]. Selon sa théorie et de manière analogue aux méthodes d'équilibre limite, la stabilité d'une tranchée est assurée par la pression de la boue de forage qui s'exerce sur la paroi et qui doit au minimum équilibrer la pression hydrostatique de la nappe d'eau et la poussée du terrain. La solution que Schneebeli propose pour l'évaluation de la poussée du terrain prenant en compte la longueur de la tranchée est basée sur des effets de voûte sur le plan vertical.

Nous admettons qu'à la surface de l'excavation règne un état de contraintes tel que la plus petite contrainte principale  $\sigma_3$  est perpendiculaire au plan yz de la tranchée. La plus grande contrainte principale  $\sigma_1$  et la contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  se trouvent donc au voisinage de la paroi dans des plans parallèles à celle-ci. Une représentation graphique de la configuration mentionnée est donnée dans la Figure 5. Dans les plans parallèles à yz et voisins de la surface de la tranchée, la répartition des contraintes est influencée par des « effets de voûte » de sorte que les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  tendent vers une valeur limite lorsque la profondeur z augmente. Nous considérons qu'il se forme au voisinage de l'excavation des arcs limités par des surfaces ABC.



**Figure 5 : Effet de voûte sur le plan vertical d'une tranchée et contraintes principales – Méthode Schneebeli.**

L'équation qui donne la répartition de la poussée qui doit être équilibrée par la pression de la boue et qui a été initialement proposée pour des sols purement frottants est la suivante (démonstration dans l'article de Schneebeli [22]):

$$\sigma_3 = \frac{\gamma L_s}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \sin^2 \varphi} (1 - e^{-\sin 2\varphi(z/L_s)})$$

Si le sol est cohérent, l'équation ci-dessus devient :

$$\sigma_3 = \frac{\gamma L_s}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \sin^2 \varphi} (1 - e^{-\sin 2\varphi(z/L_s)}) - \frac{c}{\tan \varphi} \frac{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 1}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

La cohésion provoque une réduction uniforme de la poussée et améliore ainsi beaucoup la stabilité. La formule ne s'applique pas aux terrains purement cohérents.

Le coefficient de sécurité est également donné par le rapport entre la pression différentielle boue-eau et la contrainte principale  $\sigma_3$ . Ce coefficient sera comparé dans la suite avec le coefficient obtenu par la méthode d'équilibre limite utilisée par la Norme. La méthode de Schneebeli a été fortement utilisée pendant des années surtout en France pour donner un ordre de grandeur de la longueur des panneaux à construire mais est finalement considérée assez pénalisante.

### **I.2.3 Analyse 3D à l'aide des éléments finis [FEM]**

La modélisation par éléments finis basée sur la mécanique du milieu continu peut être utilisée pour déterminer les déformations du terrain sous l'action des charges ou le coefficient de sécurité par itérations numériques.

Une vraie analyse en trois dimensions (3D) est requise puisque les tranchées de parois moulées sont constituées de sections L x B x H (L : longueur, B : largeur, H : hauteur de la tranchée respectivement). Même dans les méthodes déterministes 3D mentionnées dans le paragraphe I.2.2, la largeur B de la tranchée n'est jamais prise en compte. Une simulation aux EF donne également la possibilité d'observer le prisme de rupture ainsi que son évolution lors de l'excavation. Il permet alors de conclure sur sa géométrie en éliminant des hypothèses simplificatrices faites par certains auteurs pour pouvoir analyser facilement le phénomène. Finalement, des chargements ponctuels peuvent s'appliquer et l'impact sur la déformation du terrain naturel peut être évalué.

Le modèle bâti, la méthode de calcul, les résultats fournis et la comparaison avec les résultats des méthodes d'équilibre limite sont présentés dans le paragraphe I.5. Il convient de mentionner que la méthode utilisée pour en déduire le coefficient de sécurité est la c- $\varphi$  réduction qui est fondamentalement différente à la méthode d'équilibre limite. Ici, le coefficient de sécurité est obtenu de la manière suivante :



$$FoS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{red}} = \frac{c}{c_{red}}$$

où  $c_{red}$  et  $\phi_{red}$  sont les paramètres du sol requis pour qu'une instabilité globale de la tranchée apparaisse.

#### **I.2.4 Méthode cinématique du calcul à la rupture**

L'analyse limite par sa définition vise à évaluer des bornes supérieures et inférieures de la charge limite provoquant ou résistant à la rupture d'une structure composée des matériaux parfaitement plastiques. En ce qui concerne les pentes (dont notre cas est un cas particulier), une borne sur sa géométrie (par exemple hauteur) peut être recherchée si le poids volumique du sol est donné. De la même manière, si le chargement et la géométrie sont connus, il est possible de définir un coefficient de sécurité égal à :

$$FoS = \frac{W_{sr} + D}{W_s}$$

où  $W_{sr}$  est la puissance de l'effort appliquée par la boue sur les facettes verticales,  $D$  est un terme qui se réfère sur la dissipation de l'énergie interne le long de la surface de rupture et  $W_s$  et la puissance des forces de pesanteur développées dans le champs de vitesse virtuelle. Cette définition est proposée par Han et al. [8] et est spécialement adaptée pour décrire la stabilité d'une tranchée de géométrie donnée remplie avec une boue de forage.

D'après la théorie du calcul à la rupture, la borne supérieure peut être obtenue à partir de la méthode cinématique dans laquelle un champ de vitesse cinématiquement admissible définit un mécanisme de rupture potentiel. La vitesse des déformations résultant du champ de vitesse choisi doit satisfaire la règle d'écoulement associée au critère de rupture (qui est souvent le Mohr-Coulomb pour les sols). Les vitesses doivent satisfaire les conditions aux limites. Un tel exemple est donné dans le paragraphe I.7 sans rentrer dans le détail et sans l'appliquer dans le cadre de notre étude.

### **I.3 METHODE PROPOSEE PAR LA NORME ALLEMANDE DIN 4126**

#### **I.3.1 Généralités**

La méthode proposée par la Norme DIN 4126 utilise le prisme de rupture décrit initialement par Morgenstern & Amir-Tahmassebi [15] (cf. paragraphe I.2.2). Il s'agit d'une méthode simple qui, en même temps, simule d'une manière assez précise le comportement du massif de sol lors de l'instabilité. Cette conclusion sera validée dans la suite par le modèle 3D.

### I.3.2 Etude de l'équilibre du coin de terre

#### I.3.2.1 Bilan des forces

Le prisme est soumis à :

- Son poids propre  $G$  ;
- La résultante de la surcharge  $Vq$  ;
- La résultante de la cohésion  $F_c$  sur la facette arrière ;
- La résultante de frottement  $Q$  faisant un angle  $\phi$  avec la facette arrière ;
- La réaction de cisaillement  $T$ , sur chacune des facettes latérales, se décomposant en un terme de frottement  $T\phi$  et en un terme de cohésion  $Tc$  ( $T$  est parallèle à la facette arrière) ;
- La réaction horizontale (=poussée des terres)  $E$  de la tranchée.

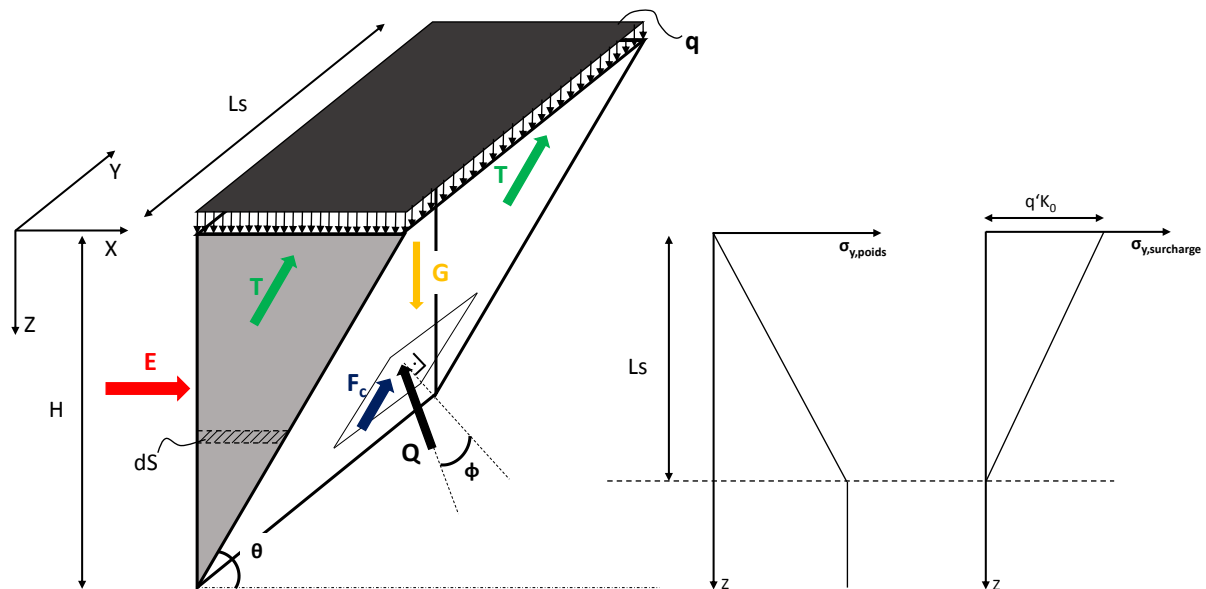


Figure 6 : Représentation graphique du prisme de rupture selon la Norme DIN 4126 et conventions concernant la force T.

On note que  $\theta$  est l'angle du prisme étudié par rapport à l'horizontale.

La Norme DIN impose que :

- la distribution de la contrainte verticale -et par conséquent celle de la contrainte normale (selon l'axe  $y$ ) exercée sur chaque face latérale- due au poids propre est limitée à sa valeur calculée à la profondeur  $L_s$  ;
- la contrainte normale (selon l'axe  $y$ ) exercée sur chaque facette latérale du prisme de rupture qui est due aux surcharges  $q$  décroît linéairement jusqu'à zéro sur la profondeur  $L_s$ .

- Une cohésion réduite  $c_{red} = c/1,5$  doit être prise en compte dans toutes les équations impliquant le terme de la cohésion.

Ces conventions doivent être prises en compte lors de la définition des équations dans la suite.

Par définition :

$$G = \gamma \cdot \int_0^H dS \cdot L_s$$

$$V_q = q \cdot L_s \cdot \frac{H}{\tan\theta}$$

$$T = \int_0^H \tau dS = \int_0^H (c_{red} + \sigma_y(z) \cdot \tan\phi) dS$$

$$F_c = L_s \frac{H}{\sin\theta} c_{red}$$

### 1.3.2.2 Equation d'équilibre – Réaction de tranchée

La Figure 7 représente le polygone des forces s'exerçant sur le prisme de rupture.

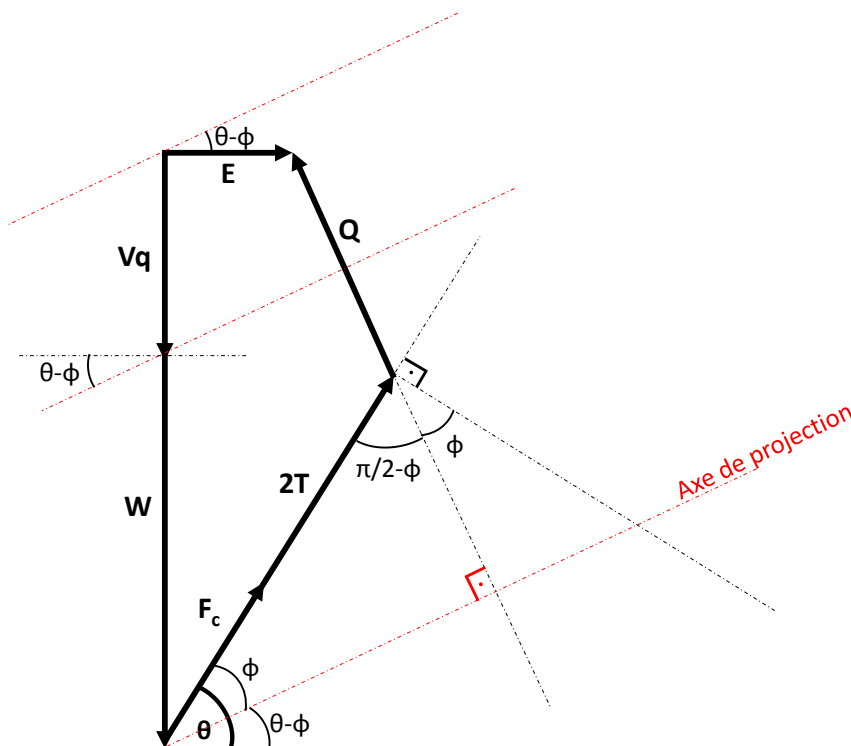


Figure 7 : Polygone des forces pour l'équilibre du prisme de rupture.

En choisissant comme axe de projection l'axe perpendiculaire à la réaction du sol Q, on obtient la relation suivante pour la réaction de la tranchée E :

$$E \cos(\theta - \phi) = (G + V_q) \sin(\theta - \phi) - (F_c + 2T) \cos\phi$$

Soit

$$E = \frac{(G + V_q) \sin(\theta - \varphi) - (F_c + 2T) \cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi)}$$

$$E = \frac{(G + V_q)(\sin \theta - \cos \theta \tan \varphi) - (F_c + 2T)}{\cos \theta + \sin \theta \tan \varphi}$$

Contrairement à la plupart de méthodes proposées dans le paragraphe I.2.2 ou  $\theta = \pi/4 + \varphi/2$ , ici on fait varier l'angle  $\theta$  de façon à obtenir la valeur maximale de la réaction de la tranchée E qui donne le coefficient de sécurité le plus faible.

### **I.3.3 Poussée différentielle boue-eau**

#### **I.3.3.1 Pression de boue hydrostatique**

La relation qui donne la pression de la boue exercée sur la tranchée en supposant une distribution hydrostatique est la suivante :

$$S_H = \frac{1}{2} L_s \gamma_b (H - h_b)^2$$

#### **I.3.3.2 Prise en compte de la pénétration de la boue dans le sol**

Selon la Norme DIN 4126 la pénétration du coulis dans le sol doit être prise en compte. On suppose qu'elle est faite sur une longueur s. Le gradient hydraulique associé  $f_{s0}$  est estimé selon l'expression suivante :

$$f_{s0} = \frac{2 \cdot \tau_F}{d_{10}}$$

Avec  $\tau_F$  le seuil d'écoulement de la boue (en kPa)

$d_{10}$  le diamètre du tamis qui laisse passer 10% du matériau (en m)

La relation qui donne la longueur de pénétration s de la boue dans le sol en fonction du gradient hydraulique  $f_{s0}$  est la suivante :

$$f_{s0} = \frac{\Delta p}{s} = \frac{(H - h_b) \gamma_b - (H - h_w) \gamma_w}{s}$$

Soit

$$s = \frac{(H - h_b) \gamma_b - (H - h_w) \gamma_w}{f_{s0}}$$

On constate que l'existence d'une nappe phréatique diminue la pression exercée par la boue sur le sol et par conséquent la longueur de sa pénétration.

Un schéma décrivant la différence de pression  $\Delta p$  le long du chemin de pénétration s sur un élément de sol qui se situe dans une profondeur H est donné ci-après :

$H-h_b$  : hauteur de la boue

$H-h_w$  : hauteur de la nappe

$\Delta p = p_1 - p_2$  : différence de pression entre le début et la fin du chemin de pénétration de la boue

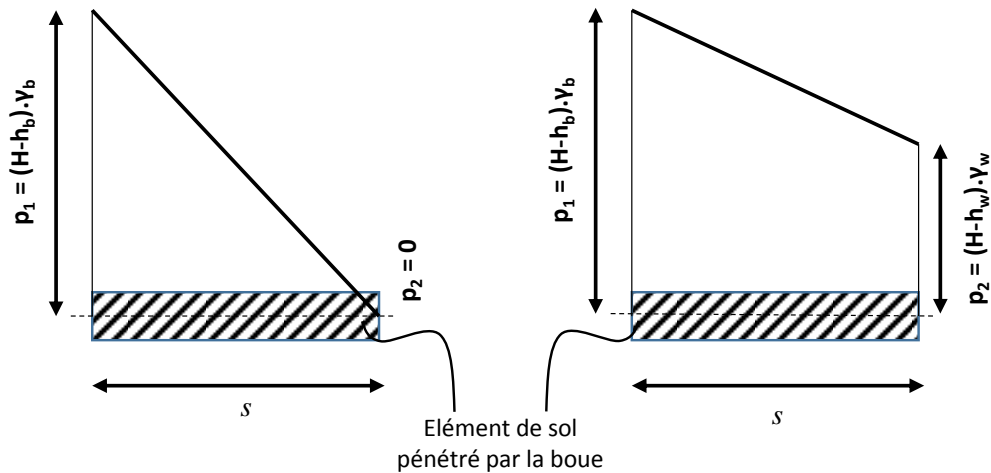


Figure 8 : Pression de la boue le long du chemin de pénétration en absence (à gauche) et en présence (à droite) d'une nappe phréatique au-dessus de la profondeur examinée.

Si  $f_{s0} > 200 \text{ kN/m}^3$ , on peut prendre en compte une pression de boue hydrostatique (effet membrane). Sinon, il existe deux possibilités :

- i. On majore le coefficient de sécurité requis :
  - Par 0,2 si  $100 \text{ kN/m}^3 < f_{s0} < 200 \text{ kN/m}^3$
  - Par 0,3 si  $50 \text{ kN/m}^3 < f_{s0} < 100 \text{ kN/m}^3$
  - Par 0,5 si  $f_{s0} < 50 \text{ kN/m}^3$
- ii. On prend en compte une pression de boue  $S$  minorée en la limitant à une valeur  $S_R$  obtenue en considérant l'interférence entre le plan de cisaillement considéré d'une part et la zone de pénétration de la boue dans le terrain de l'autre part selon le schéma ci-après (à droite) :

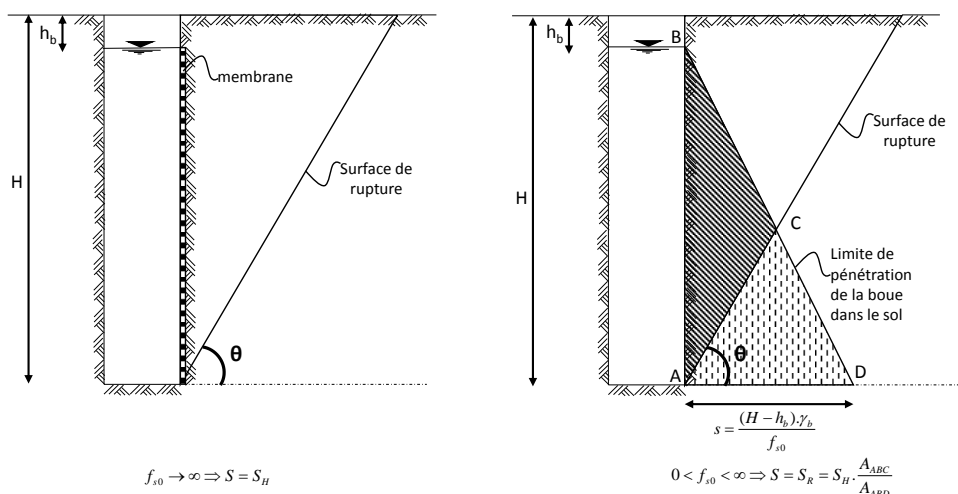


Figure 9 : Schématisation de l'effet membrane (à gauche) et de l'effet de la pénétration du coulis (à droite) en absence d'eau.

La relation qui donne la pression réduite de la boue devient :

$$S_R = \frac{1}{2} L_s \gamma_b \frac{(H - h_b)^3}{(H - h_b) + s \cdot \tan \theta}$$

On constate bien que si la longueur de pénétration de la boue  $s$  est égale à 0, la pression réduite de la boue dévient égale à sa pression hydrostatique.

### **I.3.3.3 Résultante de la pression différentielle**

La résultante de pression différentielle boue-eau vaut :

$$S' = S - W$$

avec  $S=S_H$  ou  $S=S_R$  selon le cas ;

$$W = \frac{1}{2} L_s \gamma_w (H - h_w)^2 \text{ si } H > h_w \text{ (sinon } W=0).$$

Pour la détermination de la réaction le long des murettes-guides, la pression des terres au repos, résultant du poids propre du sol et des charges permanentes uniformément réparties, peut être utilisée à la place de la force hydrostatique de la boue à condition que les murettes-guides soient dimensionnées pour de telles charges (norme DIN 4126 [1]).

De cette manière la dernière relation devient :

$$\boxed{S' = S - W + E(G_{wall})}$$

$$\text{avec } E(G_{wall}) = \max \left\{ \frac{1}{2} K_0 \gamma t_f^2 L_s + K_0 q t_f L_s - \frac{1}{2} \gamma_b (t_f - h_b)^2 L_s ; 0 \right\}$$

**Nota :** En absence de surcharge ou dans le cas de surcharge appliquée à une distance  $d$  de la tranchée, la formule à considérer est celle présentée ci-dessus avec  $q=0$ .

### **I.3.4 Coefficient de sécurité**

On en déduit le coefficient de sécurité de la stabilité d'une tranchée comme le rapport entre la pression différentielle boue-eau  $S'$  et la réaction de la tranchée  $E$  :

$$\boxed{FoS = \eta = \frac{S'}{E}}$$

Selon la Norme DIN 4126, un coefficient de 1,3 est requis dans le cas ou des installations structurales se trouvent dans une zone (dite critique) à proximité de la tranchée et de 1,1 en leur absence.

## **I.4 MODELISATION – LOGICIELS STABOU ET GGU**

### **I.4.1 Généralités**

Le calcul de la stabilité d'une tranchée est fait habituellement conformément à la norme DIN 4126 [1]. Alors que dans le cas d'un milieu homogène, le calcul de la stabilité suivant la Norme peut se faire même « à la main » en utilisant des équations simples, la situation devient un peu plus compliquée quand il existe plus d'une couche des propriétés mécaniques différentes. Dans ce cas, la décomposition en tranches (mailles) est requise et l'utilité des outils informatiques devient évidente.

Deux logiciels sont à notre disposition : GGU (commercialisé) et STABOU (logiciel interne). L'objet de ce chapitre est de comparer les résultats des logiciels et de les valider sur des cas simples à l'aide d'un calcul de vérification « à la main ». Toutes les formules des paramètres impliqués dans les équations sont données en fonction des indications de la Norme. Une nappe phréatique est aussi mise en jeu. Les particularités et limitations éventuelles de ces logiciels sont également exposées. On rappelle que le but final est d'en déduire le coefficient de sécurité minimale concernant la stabilité d'une tranchée.

### **I.4.2 Hypothèses de calcul**

Les hypothèses suivantes ont été adoptées afin de pouvoir comparer les résultats avec des calculs faits à l'aide d'un tableur Excel (cf. paragraphe I.2.1 et Figure 1).

- Sol homogène à surface libre horizontale ;
- Massif baigné partiellement par la nappe phréatique ;
- Toit de la nappe au-dessus de la profondeur  $L_s$  ( $h_w < L_s$ );
- Niveau bas de la murette guide au-dessus du toit de la nappe ( $t_f < h_w$ ).

Toutes les notations sont en cohérence avec celles présentées dans le paragraphe I.2.1 et dans la Figure 1. Les hypothèses sont « schématisées » sur la figure suivante :

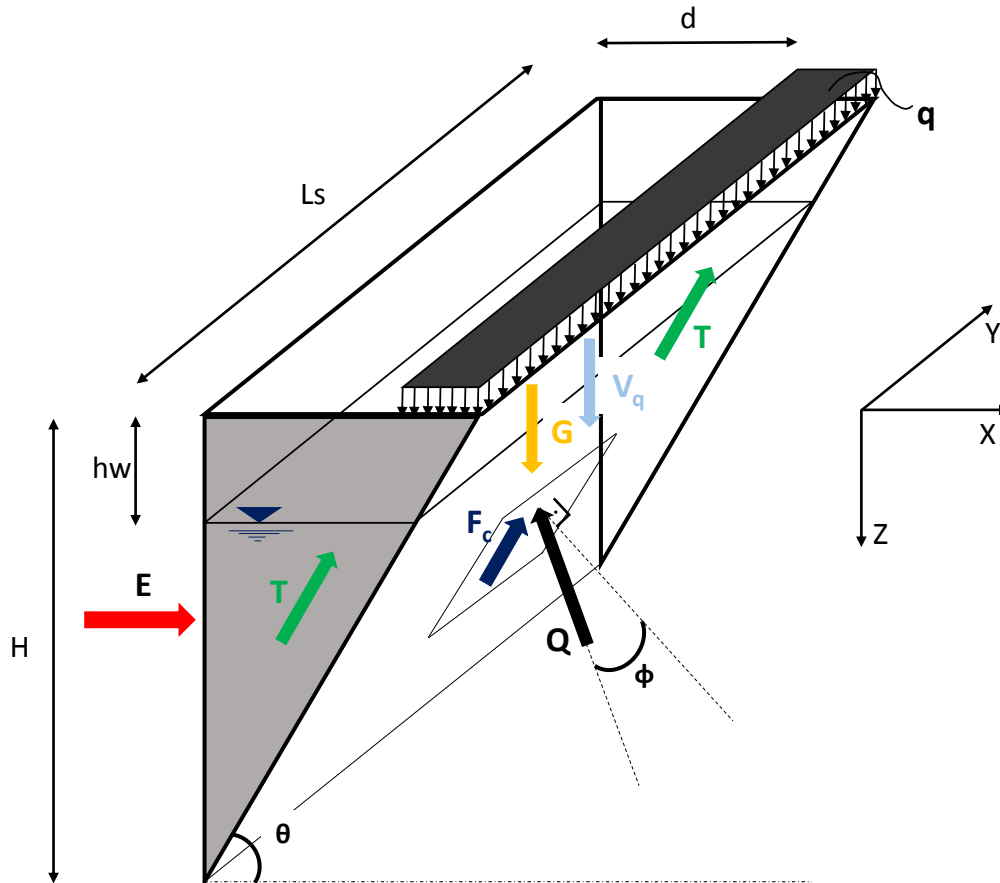


Figure 10 : Représentation graphique du prisme de rupture selon les hypothèses effectuées.

On note que  $d$  est la distance à partir de laquelle la surcharge  $q$  est appliquée.

### **I.4.3 Expressions analytiques de différentes forces agissant sur le prisme de rupture**

Afin d'en déduire la valeur de la réaction des terres  $E$  qui donne le coefficient de sécurité minimal, il faut définir les formules qui donnent les forces agissant sur le prisme de rupture en fonction de l'angle  $\theta$ .

#### **I.4.3.1 Poids propre $G$**

Le poids propre du prisme de rupture sous les hypothèses ci-dessus est donné par la formule suivante :

$$G = L_s h_w \frac{(2H - h_w)}{2} \frac{\gamma}{\tan\theta} + L_s \frac{(H - h_w)^2}{2 \tan\theta} \gamma'$$

#### **I.4.3.2 Résultante due à la surcharge**

D'après la Figure 11, la formule générale de la résultante due à une surcharge s'appliquant dans une profondeur  $Z$ , peut s'écrire sous la forme suivante :



$$V_q = L_s q \min \left\{ \max \left\{ \frac{(H-Z)}{\tan \theta} - d ; 0 \right\} ; B \right\}$$

Apparemment, quand la surcharge est uniforme et illimitée la formule ci-dessus se réduit à :

$$V_q = L_s q \left( \frac{H}{\tan \theta} - d \right)$$

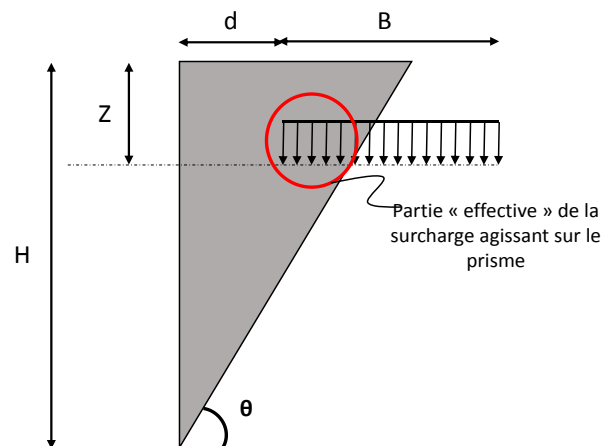


Figure 11 : Surcharge enterrée – partie agissant sur le prisme de rupture.

#### **I.4.3.3 Résultante de cohésion selon la facette arrière**

$$F_C = L_s \frac{H}{\sin \theta} c_{red}$$

avec  $c_{red} = \frac{c}{1,5}$  selon la norme DIN 4126

#### **I.4.3.4 Résultante de cohésion selon chaque facette latérale**

$$T_C = \frac{H^2}{2 \tan \theta} c_{red}$$

avec  $c_{red} = \frac{c}{1,5}$  selon la norme DIN 4126

#### **I.4.3.5 Résultante de frottement due au poids propre selon chaque facette latérale**

Selon la Norme DIN 4126, la distribution de la contrainte verticale -et par conséquent celle de la contrainte normale exercée sur chaque face latérale- due au poids propre est limitée à sa valeur calculée à la profondeur  $L_s$  comme le montre la Figure 12 :

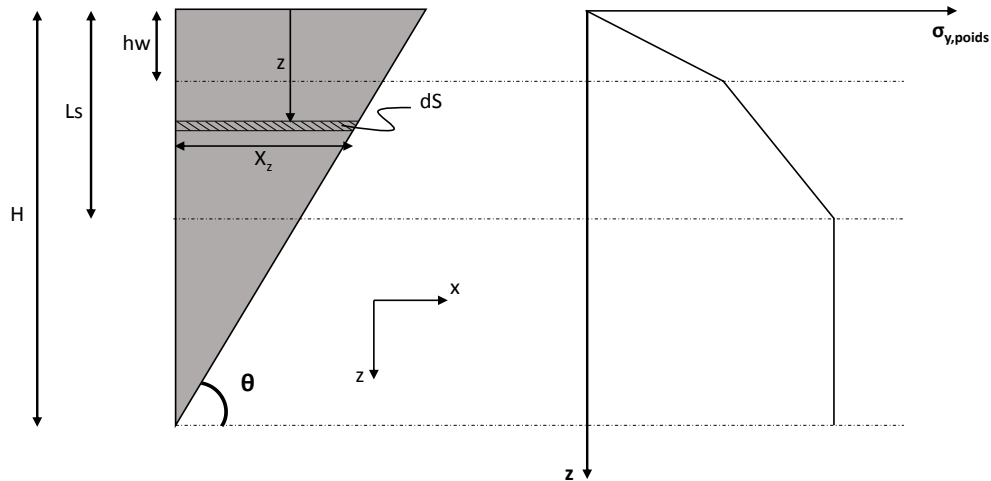


Figure 12 : Distribution de la contrainte normale exercée aux facettes latérales du prisme de rupture.

Pour le cisaillement sur chaque facette latérale on obtient de manière générale :

$$T_{\phi} = \iint_{S_{latérale}} \sigma'_y(z) \tan\phi \, dS$$

$$T_{\phi} = \iint_{S_{latérale}} K_0 \tan\phi \sigma'_z(z) \, dS \text{ avec } K_0 = 1 - \sin\phi$$

$$\text{On a également : } \iint_{S_{latérale}} dS = \int_0^h X_z dz = \frac{1}{\tan\theta} \int_0^h (H - z) dz$$

Dans le cadre de cette étude comparative et pour qu'on puisse simplifier les calculs à l'aide du tableur Excel on fait l'hypothèse que  $h_w < L_s$ . On peut donc décomposer  $T_{\phi}$  en trois termes :

$T_{\phi 1}$  résultante sur la hauteur  $h_w$  ;

$T_{\phi 2}$  résultante sur la hauteur  $(L_s - h_w)$  ;

$T_{\phi 3}$  résultante sur la hauteur  $(H - L_s)$ .

En absence d'eau, les trois termes sont réduits à deux.

En calculant les intégrales ci-dessus, on obtient les expressions analytiques de  $T_{\phi 1}$ ,  $T_{\phi 2}$  et  $T_{\phi 3}$  :

$$T_{\phi 1} = \frac{K_0 \tan\phi}{\tan\theta} \int_0^{h_w} \gamma_{red} z (H - z) dz \text{ soit}$$

$$T_{\phi 1} = \frac{K_0 \tan\phi}{\tan\theta} \gamma \left( \frac{h_w^2 H}{2} - \frac{h_w^3}{3} \right)$$

$$T_{\phi 2} = \frac{K_0 \tan\phi}{\tan\theta} \int_{h_w}^{L_s} [\gamma h_w + \gamma (z - h_w)] (H - z) dz \text{ soit}$$

$$T_{\phi 2} = \frac{K_0 \tan\phi}{\tan\theta} \left[ (\gamma - \gamma') h_w H L_s + \frac{1}{2} \gamma' H L_s^2 - \frac{1}{2} (\gamma - \gamma') h_w L_s^2 - \frac{1}{3} \gamma' L_s^3 \right. \\ \left. - (\gamma - \gamma') H h_w^2 - \frac{1}{2} \gamma' H h_w^2 + \frac{1}{2} (\gamma - \gamma') h_w^3 + \frac{1}{3} \gamma' h_w^3 \right]$$

$$T_{\phi 3} = \frac{K_0 \tan \phi}{\tan \theta} \int_{h_w}^{L_s} [\gamma_{red} h_w + \gamma'_{red} (L_s - h_w)] (H - z) dz \text{ soit}$$

$$T_{\phi 3} = \frac{K_0 \tan \phi}{\tan \theta} [\gamma h_w + \gamma' (L_s - h_w)] \frac{1}{2} (H - L_s)^2$$

**Nota :** Toutes les équations introduites dans Stabou concernant les termes  $T_{\phi}$  prennent en compte des poids volumiques « réduits »  $\gamma_{red}$  et  $\gamma'_{red}$  qui valent :

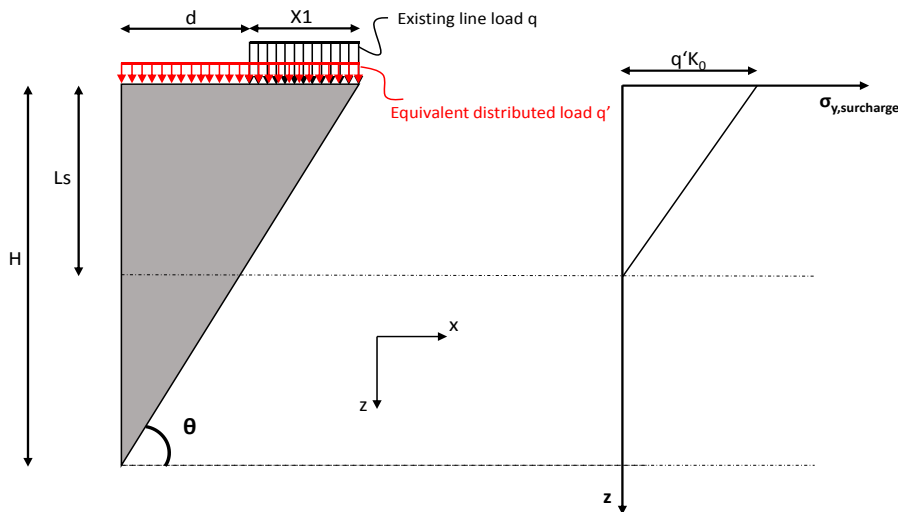
$$\gamma_{red} = \max \left\{ \gamma - \frac{2c_{red}}{L_s} \sin \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right); 0 \right\} \text{ et } \gamma'_{red} = \max \left\{ \gamma' - \frac{2c_{red}}{L_s} \sin \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right); 0 \right\}$$

Ces termes ont été introduits dans Stabou pour reproduire des effets 3D supplémentaires liés à la longueur de la tranchée et la cohésion du terrain.

Néanmoins, il n'existe pas d'indications dans la norme DIN qui imposent l'utilisation de ces termes. Dans GGU d'ailleurs les paramètres  $\gamma$  et  $\gamma'$  (et non  $\gamma_{red}$  et  $\gamma'_{red}$ ) sont toujours appliqués dans toutes les formules.

#### **I.4.3.6 Résultante de frottement due à la surcharge sur chaque facette latérale**

Selon la Norme DIN 4126, la contrainte normale exercée sur chaque facette latérale du prisme de rupture décroît linéairement jusqu'à zéro sur la profondeur  $L_s$  comme présenté dans la Figure 13.



**Figure 13 : Distribution de la contrainte normale exercée sur chaque facette latérale du prisme de rupture due à la surcharge.**

La surcharge équivalente  $q'$  est calculée ci-après :

$$q \cdot X1 = q' \cdot (d + X1) \Leftrightarrow q \cdot (X1 + d - d) = q' \cdot (d + X1) \Leftrightarrow q' = q \left( 1 - \frac{d}{d + X1} \right)$$

D'après la Figure 13, on obtient :  $\tan \theta = \frac{H}{d + X1}$

Donc,  $q' = q \left( 1 - \frac{d \cdot \tan\theta}{H} \right)$

La résultante de frottement due à la surcharge sur chaque facette latérale s'écrit de la manière suivante :

$$T_{\phi q} = \iint_{S_{latérale}} \sigma'_y(z) \tan\phi \, dS$$

On utilise la relation démontrée dans le paragraphe I.4.3.5 :  $\iint_{S_{latérale}} dS = \frac{1}{\tan\theta} \int_0^h (H - z) dz$

On obtient :

$$T_{\phi q} = \int_0^{L_s} q' K_0 \tan\phi \frac{1}{\tan\theta} (H - z) \frac{L_s - z}{L_s} dz$$

$$T_{\phi q} = \frac{K_0 \tan\phi}{\tan\theta \cdot L_s} q' \int_0^{L_s} (H - z)(L_s - z) dz$$

$$T_{\phi q} = K_0 \tan\phi \left( \frac{H}{\tan\theta} - d \right) q \frac{L_s}{2} \left( 1 - \frac{L_s}{3H} \right)$$

Si maintenant la surcharge est limitée s'appliquant à une profondeur Z à une distance d sur une largeur B (cf. Figure 14), on obtient la formule générale qui suit :

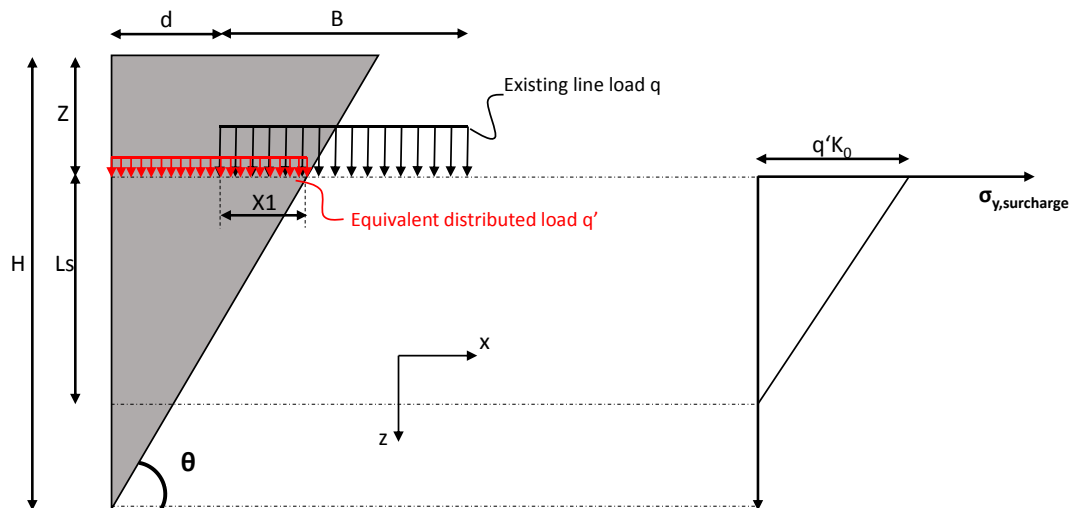


Figure 14 : Schématisation d'une surcharge limitée de largeur B s'appliquant à une profondeur Z du haut de la tranchée.

$$T_{\phi q} = K_0 \tan\phi q \frac{L_s}{2} \left( 1 - \frac{L_s}{3(H - Z)} \right) \min \left\{ \max \left\{ \frac{H - Z}{\tan\theta} - d ; 0 \right\} ; B \right\}$$

#### I.4.4 Cas tests - Comparaisons

Les équations décrites dans le paragraphe I.4.3 ont été intégrées dans un tableur Excel.

Huit (8) cas simples ont été ensuite examinés pour évaluer l’impact de différents paramètres.

Les hypothèses de calculs sont rassemblées dans le Tableau 1 :

N° Cas	H <sub>tranchée</sub> (m)	Ls (m)	$\varphi$ (°)	c (kPa)	d <sub>10</sub> (m)	s unif (kPa)	s limitée				coeff GGU surch.	Terrassement	
							q (kPa)	d1 (m)	d2 (m)	Z (m)		d1 (m)	prof. (m)
1	10	6	30	0	5.00E-05 (effet membrane)	-	-	-	-	-	-	-	
2	10	6	30	5		-	-	-	-	-	-	-	
3	10	6	30	0		50	-	-	-	-	-	-	
4	10	6	30	10		100	-	-	-	-	-	-	
5	10	6	30	0		-	50	1	5	0	1	-	-
6	12	3	30	5		-	50	1	6	0	1	-	-
7	10	6	30	0		-	50	1	4	3	1	-	-
8	10	6	30	0		-	-	-	-	-	-	1	2

Tableau 1 : Cas tests – Hypothèses des calculs.

#### **I.4.4.1 Explication des notations**

- s unif : surcharge uniforme illimitée
- s limitée : surcharge d’intensité q entre les abscisses d1 et d2
- terrassement : excavation à partir de l’abscisse d1 dans une profondeur donnée
- coef. GGU surch. : le coefficient de prise en compte des surcharges sur le frottement des facettes latérales « factor lat. pressure » a été introduit dans GGU pour simuler le cas d’un chargement de longueur sensiblement inférieure à la longueur de la tranchée (ex. semelle de faibles dimensions, poteau d’un bâtiment etc.). Dans ce cas la pression latérale due à cette charge peut être négligée et ce coefficient qui est choisi par l’utilisateur doit être pris égal à 0. La valeur de ce coefficient varie entre 0 et 1. Ce cas ne peut pas être simulé dans STABOU (coef. toujours égal à 1).

Toutes les configurations géométriques sont également présentées sous forme de figures dans l’Annexe 1.

#### **I.4.5 Présentation des résultats**

Les résultats sont présentés ci-après sous forme de tableau. Ces résultats concernent le coefficient de sécurité obtenu dans chaque cas en base de la murette et en base du panneau pour les deux logiciels et seulement en base du panneau pour le tableur Excel.

Une comparaison des résultats de STABOU et GGU est présentée sous forme graphique dans l’Annexe 1. On souligne que les différences entre les deux logiciels sont dues à l’utilisation d’un poids volumique réduit  $\gamma_{red}$  dans STABOU. Cette réduction qui dépend de la cohésion du sol ainsi que de la longueur de la tranchée conduit à une différence significative dans le cas 6.

N° Cas	Coefficient de sécurité (base murette et base panneau)					
	GGU		STABOU		Tableur EXCEL	
	base murette	base panneau	base murette	base panneau	base murette	base panneau
1	1.59	1.60	1.59	1.60	-	1.60
2	999.00	3.49	999.00	3.28	-	3.49
3	1.62	0.95	1.62	0.95	-	0.95
4	2.16	1.17	2.15	1.13	-	1.17
5	1.55	0.94	1.40	0.93	-	0.94
6	999.00	6.81	999.00	4.81	-	6.81
7	1.59	1.23	1.59	1.40	-	1.11
8	1.59	1.76	1.59	2.44	-	-

Tableau 2 : Cas tests – Résultats des calculs.

#### I.4.6 Conclusions sur les comparaisons

- Les calculs montrent une concordance satisfaisante entre les deux logiciels. Tout écart est dû à l'utilisation d'un poids volumique réduit dans STABOU lors de la détermination du terme  $T_\phi$ . C'est pour cela d'ailleurs que les différences apparaissent dans les sols cohérents (cf. relation du  $\gamma_{red}$ ). On conclue que l'introduction des paramètres  $\gamma_{red}$  et  $\gamma'_{red}$  n'est pas pertinente puisqu'elle ne s'applique pas sur tous les termes concernés en ayant par conséquent un effet défavorable (diminution du frottement sur les facettes latérales) qui n'est pas réaliste. On propose donc soit d'enlever le paramètre soit de l'appliquer même sur l'équation du poids propre en diminuant de cette manière la valeur de cette force déstabilisatrice.
- GGU ne donne pas des valeurs pour les résultats « intermédiaires » ( $T_\phi$ ,  $T_c$ ,  $F_c$  etc.) mais la totalité des charges sur les directions principales x et z. La vérification se fait donc après la transformation suivante :
 
$$\text{Body forces } x = [F_c + 2.(T_\phi + T_{\phi q} + T_c)] \cos \theta$$

$$\text{Body forces } z = W + V_q - [F_c + 2.(T_\phi + T_{\phi q} + T_c)] \sin \theta$$
 Les valeurs de la réaction de terres E, de la pression différentielle boue-eau S' et du coefficient de sécurité FoS sont directement comparées.
- Quand la surcharge est limitée et exercée dans une profondeur Z (cas 7), il n'y pas lieu de comparer les résultats entre GGU et STABOU puisque la modélisation n'est pas identique (cf. paragraphe suivant). Entre le tableur Excel et GGU les résultats sont très satisfaisants (différences très faibles qui sont probablement dues aux différentes approximations concernant les surcharges).
- Les terrassements horizontaux conduisent aux résultats avec de petites différences au niveau de l'allure de la courbe  $\eta = f(\text{profondeur})$  mais à une différence significative au

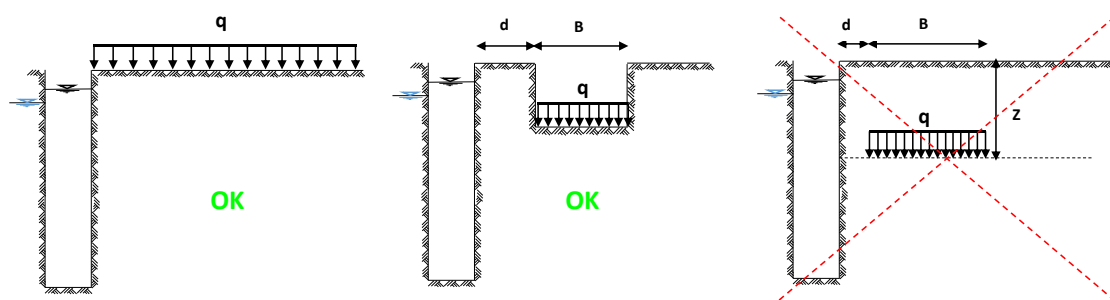
niveau de la valeur du coefficient de sécurité en base du panneau (cas 8). Une différence sur les angles  $\theta$  entre les deux logiciels est aussi remarquable.

- Le coefficient de prise en compte des surcharges sur le frottement des facettes latérales « factor lat. pressure » de GGU (valeurs entre 0 et 1) doit bien être pris égal à 1 dans le cadre de cette étude comparative. Ce coefficient a été introduit dans GGU pour simuler le cas d'un chargement de longueur sensiblement inférieure à la longueur de la tranchée. Dans un tel cas la pression latérale due à cette charge peut être négligée et ce coefficient qui est choisi par l'utilisateur doit être pris égal à 0. Pour les cas intermédiaires des valeurs intermédiaires doivent également être prises en compte. Ce cas ne peut pas être simulé dans STABOU.

#### **I.4.7 Particularités et limitations des logiciels**

##### **I.4.7.1 STABOU**

- Il ne prend pas en compte l'effet de la filtration sur la pression de la boue tel qu'envisagé par la norme allemande DIN 4126. On peut facilement l'intégrer dans ce logiciel interne en implémentant les équations décrites dans le paragraphe I.3.3.2.
- Il ne simule pas le cas d'un chargement sans impact sur le frottement exercé aux facettes latérales (factor lat. pressure toujours égal à 1). On peut aussi intégrer cet artifice en donnant à l'utilisateur la possibilité de l'affecter sur la valeur de  $T_{\phi q}$ .
- Il ne considère que des surcharges situées sur la surface libre du terrassement comme présenté dans la Figure 15. La configuration à droite peut dorénavant être simulée, en intégrant dans le code du logiciel les équations décrites dans le paragraphe I.4.3.6 concernant les surcharges enterrées.

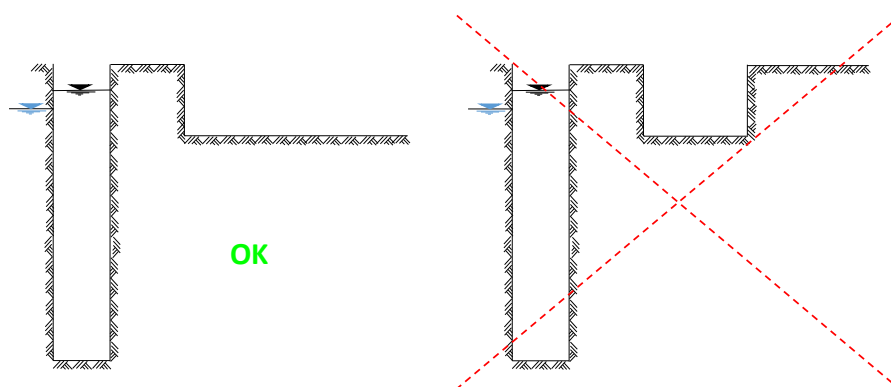


**Figure 15 : Modélisation des surcharges actuellement dans STABOU – différentes possibilités.**

- On ne peut pas simuler le cas d'une nappe artésienne (autrement captive). STABOU ne nous donne pas la possibilité de considérer une distribution quelconque de la pression d'eau. Ce cas peut être simulé dans GGU.

### **I.4.7.2 GGU**

- On ne peut pas simuler une excavation de dimensions « limitées ». Il faut que ça soit un terrassement continu à droite de la tranchée comme le montre la figure suivante :



**Figure 16 : Modélisation des terrassements dans GGU.**

## **I.5 MODELISATION NUMERIQUE AUX EF – PLAXIS 3D**

### **I.5.1 Généralités**

Une évaluation de la stabilité des tranchées en utilisant la méthode des éléments finis est l'objectif du présent chapitre. La forme du prisme de rupture considéré par les méthodes d'équilibre limite doit être vérifiée et les marges de sécurité doivent être estimées.

### **I.5.2 Modèle bâti**

Le modèle est bâti sous le logiciel Plaxis 3D Foundations. Une tranchée verticale de 10 m de profondeur  $H$ , 1 m de largeur  $B$  et 6 m de longueur  $L$  est considérée. En raison de deux plans de symétrie, le modèle est réduit à un quart du modèle initial ( $H=10$  m,  $B=0,5$  m et  $L=3$  m). Le sol s'étend sur un bloc des dimensions  $H=15$  m,  $L=12$  m et  $B=14$  m. La translation horizontale est bloquée dans les deux directions ( $x$  et  $z$ ) sur les surfaces verticales alors que la base du modèle est bloquée dans toutes les directions. Les éléments constituant le modèle sont 6669 au total à 15 nœuds.

Le processus d'excavation est réalisé par suppressions successives des couches de sol de 1 m d'épaisseur dans chaque phase de calcul et l'application de la pression de la boue. Par souci de simplification, la pression de la boue est modélisée comme un chargement stabilisateur externe qui augmente linéairement avec la profondeur et est appliqué sur toutes les faces de la tranchée y compris la base. Le niveau de la boue est maintenue stable au TN pendant toutes les phases et son poids volumique est pris égal à  $10,5 \text{ kN/m}^3$ . Aucun effet de pénétration de la boue dans le sol n'est modélisé (effet membrane considéré). Le niveau de la nappe est à -2 m du TN ( $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ).



La procédure de  $c$ - $\phi$  réduction est adoptée afin d'en déduire le coefficient de sécurité pendant le processus d'excavation de la tranchée. Selon cette méthode, on a :

$$FoS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{red}} = \frac{c}{c_{red}}$$

En raison de cette « artificielle » réduction aux caractéristiques intrinsèques du sol, l'équilibre des forces est perturbé. Le logiciel résout le nouvel équilibre qui est traduit dans la suite par des déformations. Ces déformations supplémentaires n'ont pas de sens physique mais donnent une indication du mécanisme de rupture potentiel. Une fois que la valeur du coefficient de sécurité se stabilise (convergence du calcul), ces déformations peuvent être utilisées pour en obtenir un ordre de grandeur au moment de la rupture.

On souligne que cette méthode de définition du coefficient de sécurité ne coïncide pas avec la méthode proposée par la Norme DIN où le coefficient de sécurité est déduit à travers l'équilibre des forces ( $FoS = S'/E$ ). Des écarts sont donc attendus. Cependant, on va essayer de passer par le FoS directement donné par les logiciels utilisant la Norme (Stabou, GGU) à un FoS « cohérent » avec celui de Plaxis à l'aide d'un processus itératif : en diminuant la valeur de  $\phi$  jusqu'à obtenir un coefficient de sécurité égal à 1 pour la profondeur examinée et en utilisant cette valeur de  $\phi$  comme  $\phi_{red}$ . On peut donc définir -manuellement- un FoS égal à  $\tan\phi/\tan\phi_{red}$  toujours issu par les logiciels Stabou/GGU.

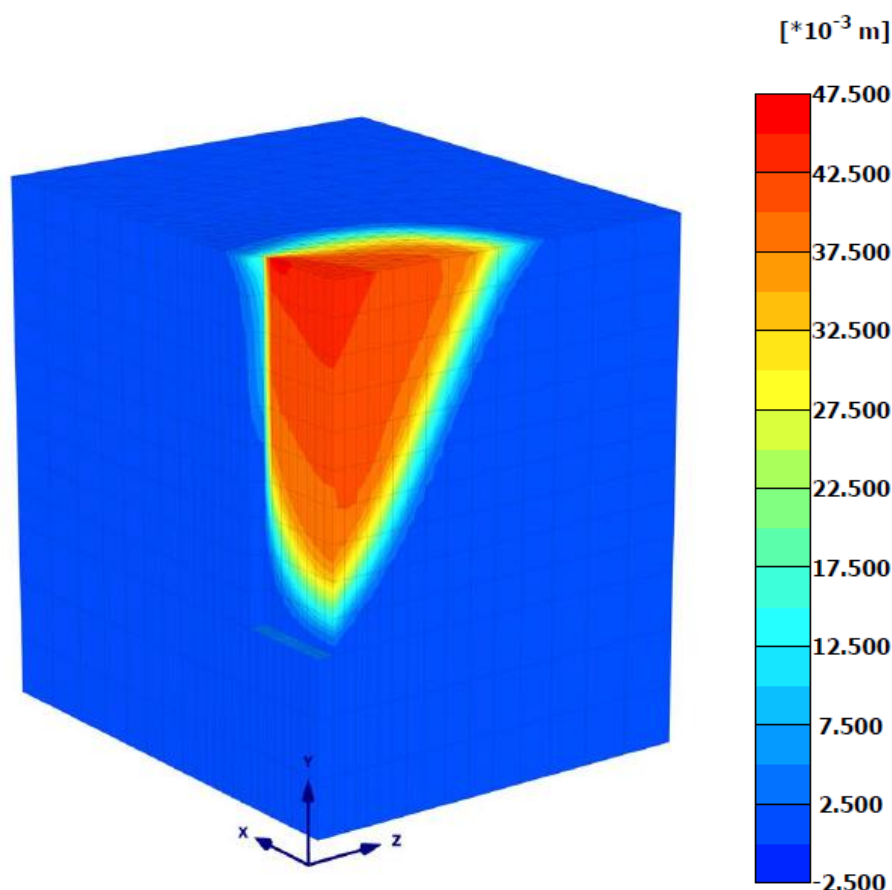
Les propriétés du sol utilisé sont rassemblées sur le tableau suivant (modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb) :

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$E$ (MPa)	$\nu$
18,5	8,5	32	0	70	0,25

Tableau 3 : Propriétés du sol homogène utilisé dans le modèle 3D.

### **I.5.3 Résultats du calcul**

Une vue du modèle après la fin de l'excavation et de la  $c$ - $\phi$  réduction est donnée dans la Figure 17:



**Figure 17 : Déplacements totaux 3D au moment de rupture.**

Lorsque la valeur du FoS commence à se stabiliser au cours de la  $c-\phi$  réduction, les déplacements maximaux atteignent la valeur de 50 mm. Le prisme de rupture se développe presque linéairement (surface de rupture plane) et la valeur de l'angle qui forme avec l'horizontale est environ  $\theta = \pi/4 + \phi/2$  (légèrement supérieur). Une étude paramétrique effectuée montre que cet angle  $\theta$  diminue quand on augmente la longueur  $L_s$  de la tranchée pour une profondeur  $H$  donnée et tend finalement vers  $\pi/4 + \phi/2$  (2D solution de Coulomb) quand  $L_s$  tend vers l'infini. Cette conclusion est validée par les calculs Stabou/GGU également.

En ce qui concerne la forme du prisme de rupture, on peut considérer que la plupart des solutions proposées dans le paragraphe I.2.2 peuvent simuler d'une manière assez précise le phénomène (surtout celle de Tsai [23] – surface convexe). Néanmoins, on remarque que la solution de Washbourne [24] concernant l'angle  $\alpha$  est très pessimiste. La méthode proposée par la Norme DIN 4126 semble d'être suffisamment proche à la réalité à des fins d'ingénierie. Dans la Figure 18, on présente les résultats concernant la valeur du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur pour les trois méthodes de calcul (équilibre limite, méthode Schneebeli et EF)). Quant à la méthode de l'équilibre limite deux courbes en sont liées : une

qui donne le FoS directement à partir des logiciels Stabou/GGU et une correspondant à sa transformation en termes de  $c-\phi$  réduction comme expliqué avant.

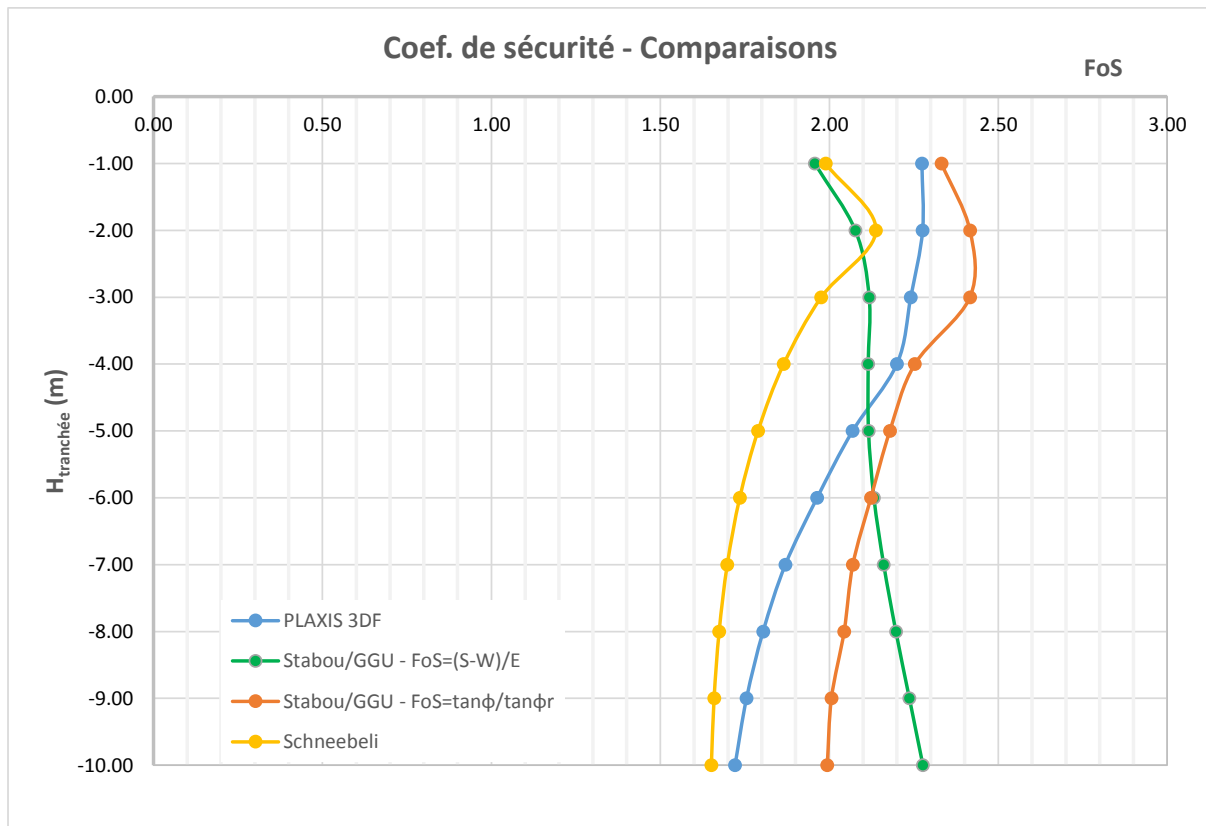


Figure 18 : Comparaison des coefficients de sécurité issus de différentes méthodes.

On remarque directement que la méthode proposée par la Norme DIN 4126 donne une courbe dont la « tendance » ne rassemble pas aux deux autres. En « transformant » cette courbe d'une manière à ce qu'elle corresponde à la méthode  $c-\phi$  réduction utilisée par Plaxis, les résultats semblent beaucoup plus cohérents.

Les coefficients de sécurité obtenus pas la méthode de l'équilibre limite proposée par la Norme sont plus favorables que ceux donnés par le calcul aux EF (comparer courbes verte et orange avec la bleue). Gorska [5] avait aussi comparé la méthode de l'équilibre limite avec un calcul aux EF et avait retiré la même conclusion. La méthode de Schneebeli donne le FoS le plus défavorable, comme attendu.

Dans le cas de la  $c-\phi$  réduction (courbes orange et bleue), il existe une tendance -pour ce cas particulier d'un sol purement frottant- de diminution du coefficient de sécurité avec la profondeur. Cette tendance n'est pas validée par la méthode de la Norme (courbe verte) où le coefficient de sécurité minimal se situe aux premiers mètres de l'excavation. Il faut souligner d'ailleurs que plusieurs auteurs (Schneebeli notamment) ont remarqué qu'il arrive souvent d'avoir un risque d'instabilité plus élevé dans une profondeur plus faible que la hauteur finale

de la tranchée. Cette conclusion est aussi validée par le retour d'expérience de différents chantiers de Soletanche Bachy.

Il convient de remarquer que les temps de calculs requis pour mettre en œuvre l'approche d'équilibre limite sont considérablement inférieurs à ceux nécessités par un calcul élastoplastique par éléments finis.

#### **I.5.4 Conclusions**

On conclue qu'une simulation simple du phénomène aux éléments finis permet d'observer des mécanismes de rupture qui ne sont pas loin de ceux qu'on a supposés à partir des méthodes d'équilibre limite. Si on se focalise sur les coefficients de sécurité ainsi obtenus, on constate que la méthode aux EF donne des résultats plus défavorables. Les écarts obtenus peuvent être expliqués en partie par la différence des méthodes utilisées pour en déduire ces coefficients de sécurité. Cependant, il faut peut-être reconsidérer quelques points de la méthodologie proposée par la Norme en tenant toujours compte du fait que le modèle bâti aux EF est assez simple. Si on veut reproduire au plus près la situation examinée, il faut modéliser les murettes guides ainsi que l'imprégnation de la boue dans le sol et la filtration de sa pression (implémentation d'une loi de comportement avancée, cf. Grandas et Triantafyllidis [6]). Ce cas fera probablement le sujet d'un stage suivant.

### **I.6 RETRO-ANALYSES ET CAS REELS**

#### **I.6.1 Généralités**

Le calcul de la stabilité d'une tranchée selon la Norme DIN 4126 est un calcul préliminaire qui nous permet de donner un ordre de grandeur sur la longueur des panneaux à réaliser en fonction des caractéristiques mécaniques des sols et des propriétés de la boue de forage. La longueur choisie ainsi que le type et les caractéristiques de la boue utilisée sont souvent le résultat du retour d'expérience de l'entreprise de construction. Dans ce paragraphe, on donne quelques exemples de calcul de stabilité des tranchées de parois moulées qui sont déjà construites ou en cours de construction.

#### **I.6.2 Plaza Claro - Colombie**

Sur le chantier de Plaza Claro en Colombie, lors du bétonnage des tranchées de parois moulées, des sur-volumes significatifs ont été remarqués. Afin de comprendre si ces sur-volumes sont dus à des éboulements globaux des tranchées, on effectue des calculs de stabilité à l'aide du logiciel GGU.

Les caractéristiques géométriques ainsi que les propriétés mécaniques des sols et de la boue étant connues, on peut donner directement une estimation du coefficient de sécurité ainsi obtenu. La stabilité est donc toujours assurée avec un coefficient de sécurité très élevé ( $FoS \rightarrow \infty$ ) dû notamment à la nature des terrains (purement cohérents).

Néanmoins, si les sur-volumes de béton sont dus aux instabilités globales de la tranchée, les paramètres géotechniques que l’on avait déduits sont moins bons que prévus ; fait qui nous poserait d’autres gros problèmes de dimensionnement de la paroi. C’est pour cela que l’on a fait une étude paramétrique sur la cohésion non drainée (caractéristique dimensionnante) des couches argileuses rencontrées sur le site (U2a, U2b, U2c) ainsi que sur la densité de la boue en polymère. Tous les résultats et les hypothèses faites sont rassemblés sur la Figure 19.

Conf. 1	Conf. 2	Conf. 3	Conf. 4	
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	0,00
$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	-4,00 U1
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=43 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	-10,00 U2a
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=45 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	-16,00 U2b
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	-22,00 U2c
$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	-28,00 U2d
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	-35,00 U2e
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	-40,00 U3
$\gamma_{\text{boue}} = 10,3 \text{ kN/m}^3$ $\eta \rightarrow \infty$	$\gamma_{\text{boue}} = 10,3 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,04 \text{ à } -14,5 \text{ m}$	$\gamma_{\text{boue}} = 11,0 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,24 \text{ à } -14,5 \text{ m}$	$\gamma_{\text{boue}} = 11,0 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,04 \text{ à } -14,5 \text{ m}$	

\*Logiciel : GGU  
 \*Etude paramétrique sur la cohésion des couches U2a, U2b et U2c seulement  
 \*Pas de pondération sur la cohésion (normalement selon la norme DIN :  $c_{\text{red}}=c/1,5$ )  
 \*Effet membrane considéré partout  
 \*Surcharge appliquée à 4,00 m de la MG pour une grue LBH 853 + benne de 11 T ( $q=93 \text{ kPa}$ )

$h_{\text{boue}} = -0,5 \text{ m}$   
 $h_{\text{murette}} = -1 \text{ m}$   
 $h_w = -3 \text{ m}$   
 $H_{\text{tranchée}} = 40 \text{ m}$   
 $L_{\text{tranchée}} = 6,2 \text{ m}$   
 $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - 10 \text{ kN/m}^3$

Figure 19 : Hypothèses et résultats du calcul de stabilité des tranchées sur le site de Plaza Claro.

Les calculs sont présentés dans l’Annexe 2.

Un coefficient de sécurité égal à 1 (=limite d’équilibre de la tranchée) est obtenu en supposant une cohésion non-drainée très faible (environ 3,5 fois inférieure à celle déterminée par les différents essais géotechniques). On conclue également qu’une augmentation de la densité ne résoudrait pas le problème. Si, de manière générale, il n’y a pas d’instabilité de panneau, les sur-volumes sont peut-être dus à une consolidation horizontale du sol due à la pression de bétonnage. Dans ce cas, la modification de la densité de la boue ne changerait non plus le problème.

### I.6.3 Thomson Line - Singapour

Des calculs de stabilité des tranchées ont été faits même avant le démarrage de la construction de la paroi au Singapour dans le cadre du contrat « Thomson Line ». Ces calculs démontraient la faisabilité du projet sans problème d’instabilité des tranchées.

Néanmoins, des problèmes des éboulements ont été rencontrés lors de l’excavation. Plusieurs phénomènes peuvent être la raison pour ces éboulements survenus comme l’augmentation des pressions interstitielles au fur et à mesure de l’excavation, le passage à un comportement drainé du sol puisque les panneaux restent ouverts pendant plusieurs jours ou même une réaction chimique entre la bentonite et le sol.

La démarche suivie pour la vérification de notre côté est récapitulée ici :

- Définition de la stratigraphie et des caractéristiques mécaniques des sols à proximité des panneaux éboulés ;
- Calcul sous conditions drainées et non-drainées des sols ;
- Calcul sans et avec augmentation des pressions interstitielles (des piézomètres ont été installés sur site et ont confirmé l’augmentation des pressions lors de l’excavation) ;
- Calcul avec la nappe au niveau détecté lors des forages (environ -5 m du TN) et au niveau indiqué par les piézomètres (différent du cas mentionné ci-dessus).

Les résultats concernant un panneau éboulé sont récapitulés sous forme de diagramme sur la figure suivante :

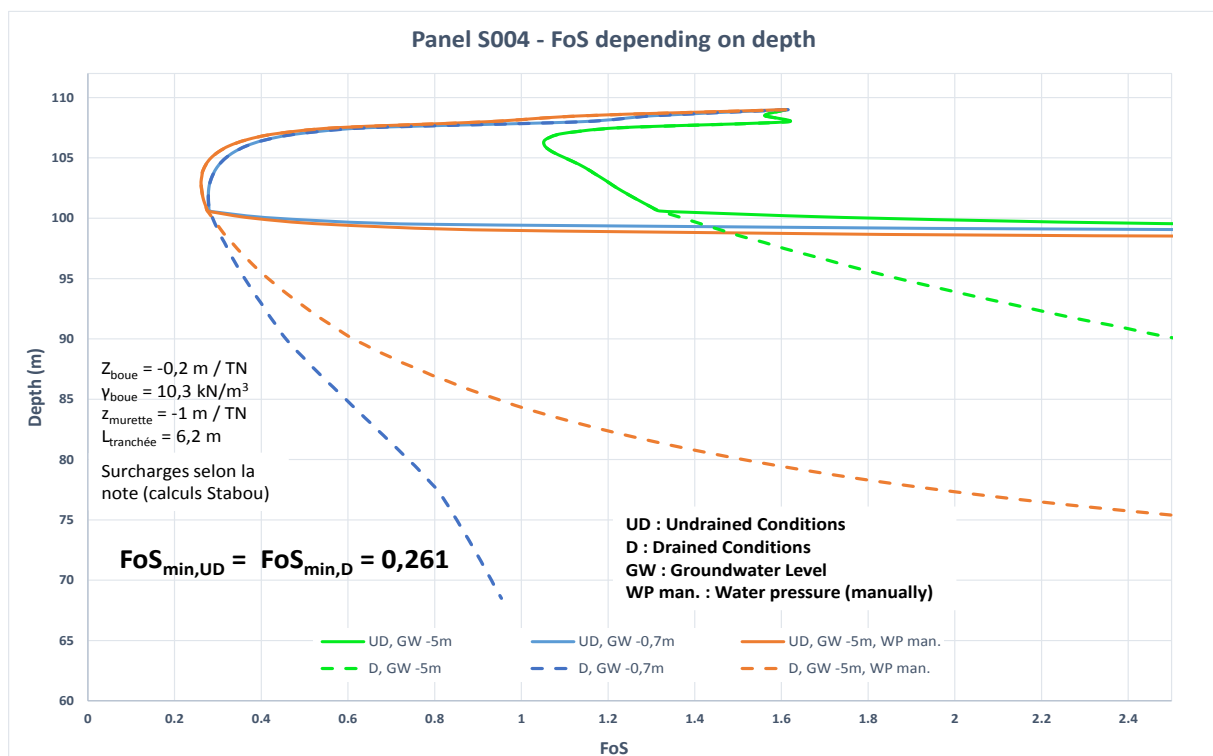


Figure 20 : Coefficient de sécurité en fonction de la profondeur pour les différents cas.

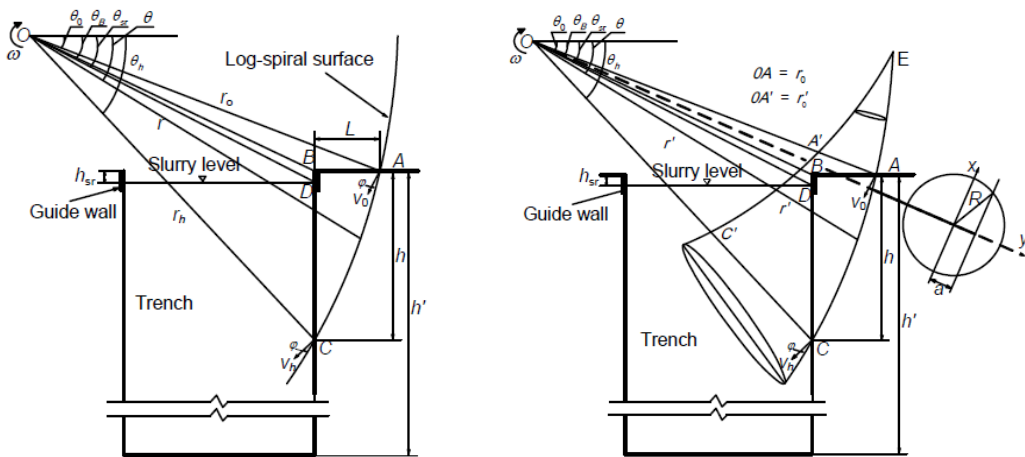
On conclue que le coefficient de sécurité minimale est identifié dans une profondeur d'environ 10 m du TN et qu'il est identique pour les conditions drainées et non-drainées. En revanche, il existe un impact sur la forme de la courbe en fonction de ces conditions (comparer lignes continues et en pointillé). L'impact de la remontée de la nappe ainsi que de l'augmentation des pressions interstitielles pour les conditions drainées et non-drainées est très significatif (on passe d'un FoS de 1,054 à 0,261). Enfin il n'y pas d'influence de la pression d'eau introduite manuellement en gardant le niveau de la nappe à -5 m du TN et en la faisant remonter sous conditions non-drainées (comparer courbes bleue et orange en ligne continue). Cependant, il y a une influence sur l'allure mais pas sur la valeur min du FoS sous conditions drainées (comparer courbes bleue et orange en pointillé).

L'analyse a mis en évidence la probabilité forte d'une instabilité sur le site en question. La solution qui a été proposée par le Bureau des Méthodes était de renforcer le sol à l'aide de la technique de soil-mixing afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques. Une alternative pourrait être la mise en place des pointes filtrantes afin de rabattre volontairement la nappe et « tomber » sur les courbes vertes.

## **I.7 RECHERCHE SUPPLEMENTAIRE**

Etant donné que la vérification de la stabilité des tranchées est une procédure qui est surtout basée sur le retour d'expérience des entreprises de construction, il s'agit d'un « champ vierge » au niveau des méthodologies de calcul dont plusieurs aspects sont en train de se développer. A titre indicatif, on cite quelques cas relatifs rencontrés dans la bibliographie :

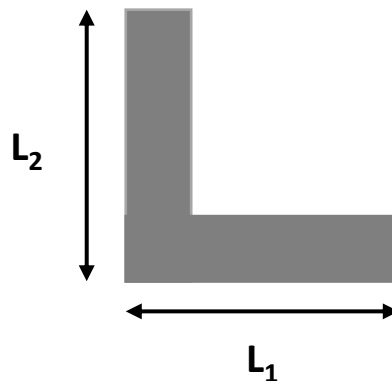
- Analyse de la stabilité des tranchées à l'aide de l'approche cinématique du calcul à la rupture avec des mécanismes plus complexes et plus réalistes que ceux proposés par la Norme et les méthodes déterministes. Un tel exemple est les mécanismes de rupture en rotation proposés initialement pour des pentes par Michalowski et al. [14] et repris par Han et al. [7] dans le cadre des tranchées verticales de parois moulées. Ces mécanismes (2D et 3D respectivement) sont présentés dans la Figure 21. Dans le cas 3D, la surface de rupture a la forme d'un cône curviligne (corne) dont les contours supérieurs et inférieurs sont définis par des spirales logarithmiques.



**Figure 21 : Mécanismes de rupture (2D gauche et 3D droite) en rotation pour un sol frottant et cohérent proposés par Han et al. [7].**

Cette partie est déjà reprise par Soletanche Bachy et fera probablement l'objet d'un stage suivant.

- Analyse de la stabilité des tranchées d'un panneau d'angle comme le montre la figure suivante et pour laquelle il n'existe pas de solution analytique validée.



**Figure 22 : Vue en plan d'un panneau d'angle.**

Ce cas a été traité par Grandas et Triantafyllidis [6] à l'aide des éléments finis pour un sol argileux. Il apparaît que les panneaux d'angle sont très sensibles aux instabilités lors de leur excavation. Les solutions analytiques existantes sont très conservatrices.



## **II. IMPACT DE LA BOUE DE FORAGE SUR LE FROTTEMENT LATERAL**

### **II.1 OBJET DE L'ETUDE**

Sous certaines conditions, un forage vertical à sec n'est pas possible en raison du risque des effondrements des parois latérales. Dans ces cas, l'utilisation des techniques de forage sous fluides « stabilisateurs » (fluides de forage) est requise. Le rôle d'une boue de forage, parmi d'autres, et de maintenir dans l'intégralité les parois avant la mise en place des éléments permanents, en entretenant une pression sur les formations traversées et en respectant en même temps leurs limites d'élasticité pour ne pas perturber l'état des contraintes dans le sol ; la pression devant donc être ni trop faible ni excessive. Dans le cadre de cette étude, quatre boues de forage différentes seront examinées : deux boues bentonitiques et deux boues en polymères qui présentent une grande différence concernant leur comportement mécanique. Le but est d'évaluer l'impact de la boue de forage choisie sur le frottement latéral à travers des essais de cisaillement faits au laboratoire à échelle réduite. La série des essais présentée dans ce rapport est la poursuite du travail de Samudio M. [21] qui a été également fait au sein du laboratoire de Soletanche Bachy International.

### **II.2 BOUES DE FORAGE**

#### **II.2.1 Boues bentonitiques**

Une boue bentonitique est formée par l'hydratation de la bentonite qui est une poudre d'argile composée principalement de la montmorillonite minérale. La structure d'une montmorillonite peut être observée sur la Figure 23 ; deux couches de silice entourent chaque couche de gibbsite. Une quantité d'eau considérable peut occuper l'espace entre deux feuillets de montmorillonite, ce qui donne très facilement une suspension colloïdale stable. Aux dosages habituels de 2,5 à 5% de bentonite sur la masse totale de l'eau, la densité de la suspension varie de 1,014 à 1,028 g/cm<sup>3</sup>. La plupart des poudres bentonitiques disponibles dans le commerce est modifiée par une faible quantité de polymère afin d'améliorer les propriétés rhéologiques de la suspension. Deux bentonites des caractéristiques différentes seront utilisées pour les essais prévus.

Pour que le puits puisse rester stable, le niveau de la boue doit être suffisamment supérieur au niveau de la nappe phréatique. En effet le gradient de pression conduit à la pénétration de la boue dans le sol (cf. paragraphe I.3.3.2). Lors de la pénétration, le sol agit comme un filtre, et

ainsi un film de plaquettes d'argile est progressivement déposé sur la paroi du puits de forage, formant ce qu'on appelle le « cake de filtration ». L'épaisseur de ce cake de boue thixotropique augmente avec le temps conduisant à la formation d'une membrane de faible perméabilité à l'encontre de laquelle la pression de la boue peut s'appliquer. C'est cette pression d'ailleurs qui garantit la stabilité de l'excavation. Par la nature même de ce mécanisme, le développement d'un tel cake sera très limité dans des formations de faible perméabilité telles que les argiles.

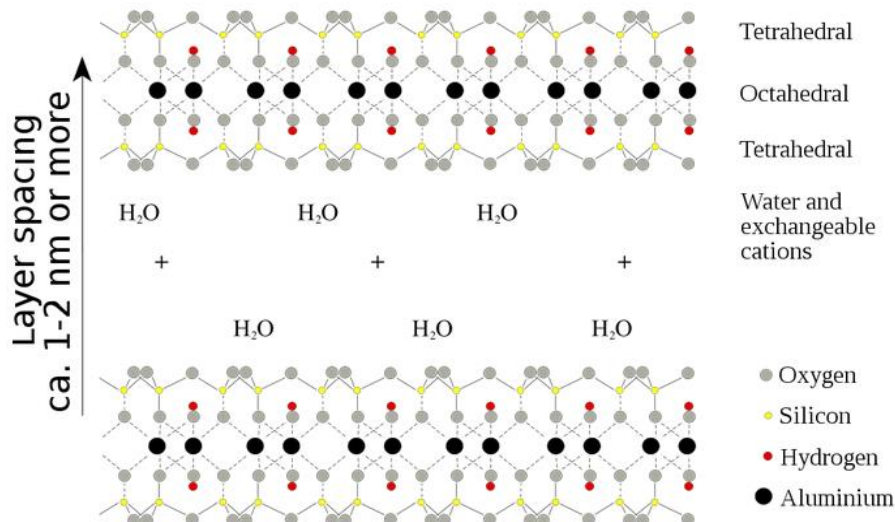


Figure 23 : Composition de montmorillonite.

Une fois le cake suffisamment épais, les conditions ressemblent à la Figure 24. La membrane est soumise à la pression de la boue d'un côté et de la nappe de l'autre, ce qui entraîne une contrainte effective dirigée vers l'extérieur qui agit sur le sol. C'est donc la combinaison de la membrane et de la pression différentielle boue-eau qui garde le puits stable.

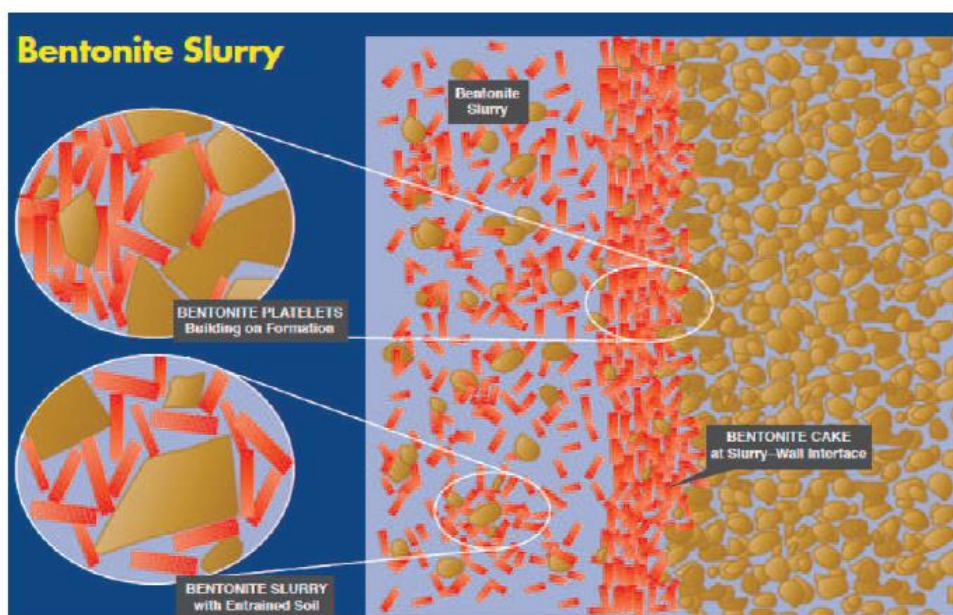


Figure 24 : Boue de bentonite à l'intérieur d'un puits.

## II.2.2 Boues en polymères

Les polymères sont constitués des unités assemblées (monomères) reliées entre elles pour former des macromolécules. Une seule macromolécule peut contenir des centaines de milliers de monomères. Dans l'industrie de la géotechnique, la plupart des boues de forage en polymères sont des produits synthétiques comme les PHPA (partially hydrolyzed polyacrylamides) mais des polymères organiques ainsi que semi-synthétiques sont aussi disponibles (gomme xanthane ou cellulose carboxyméthyle) même si leur utilisation est moins fréquente. Notre attention sera focalisée sur un polymère PHPA (en longues chaînes) et un polymère cellulosique (en courtes chaînes) qui ont déjà été utilisés par Soletanche Bachy dans le cadre de différents projets.

Les polymères sont généralement utilisés à une concentration de 0,5 à 2 kg/m<sup>3</sup> (dosage de 0,05 à 0,2% sur la masse totale d'eau) qui est environ 25 à 50 fois inférieure au dosage des bentonites. Ces conditions conduisent à une densité de boue d'environ 1 g/cm<sup>3</sup>. C'est pour cela d'ailleurs qu'il est fortement conseillé de maintenir un niveau de boue au moins 1 m au-dessus du niveau de la nappe phréatique pour assurer la stabilité de la tranchée (cf. paragraphe I.3.3).

En ce qui concerne le mécanisme de stabilisation de la paroi, les boues en polymères agissent d'une manière différente que les boues bentonitiques. Il n'y a presque pas de cake formé sur les parois du forage comme on va vérifier à travers les essais dans la suite de l'étude. Cela s'explique principalement par l'agrégation des polymères sur la surface de fines particules qui encapsule ces particules en empêchant leur gonflement et dispersion et en améliorant ainsi le contact sol/béton [9]. Le mécanisme de stabilisation des tranchées à l'aide des polymères est présenté dans la Figure 25.

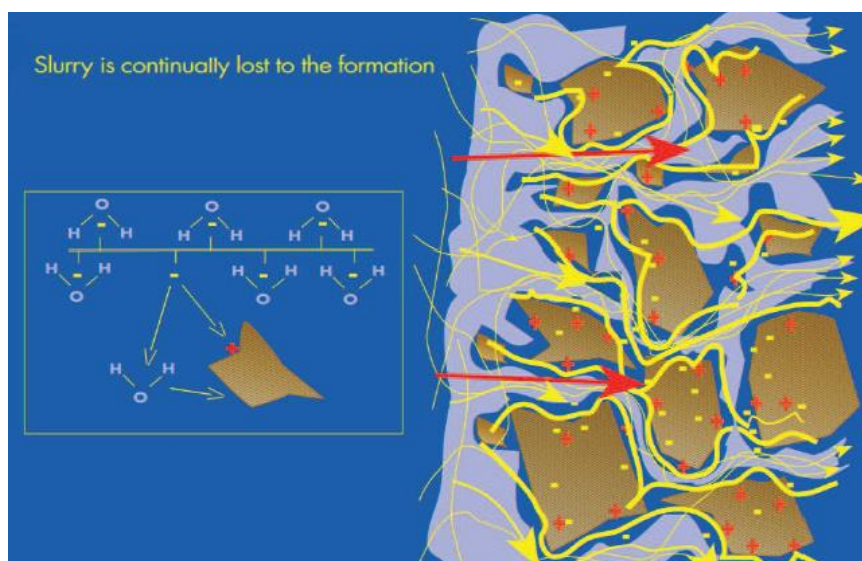
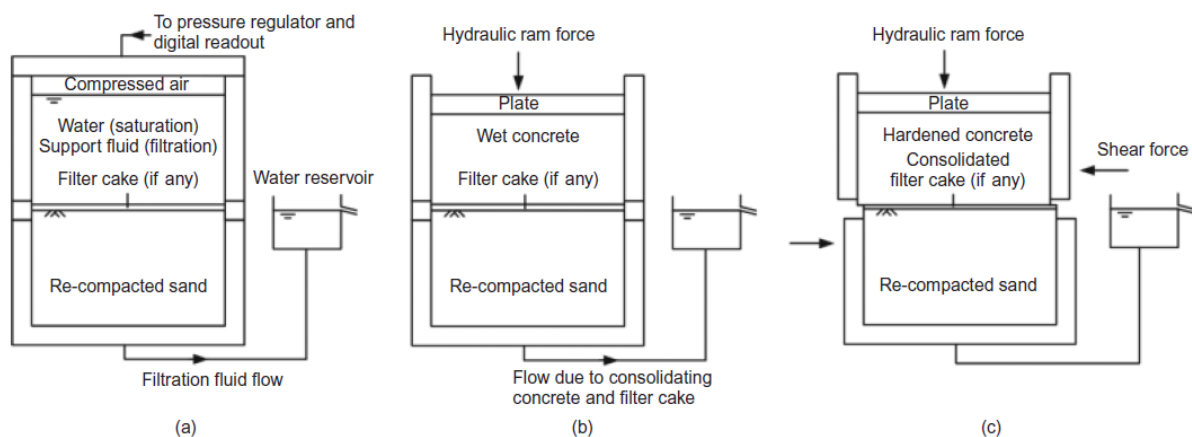


Figure 25 : Boue en polymère à l'intérieur d'un puits (KB Technologies 2002).

## II.3 ESSAIS AU LABORATOIRE

### II.3.1 Généralités – Cas de référence

Lam et al. [10] ont récemment effectué une série des tests sur le comportement au cisaillement de l'interface sol/béton concernant des puits excavés à l'aide d'un fluide de forage, en utilisant une boîte de cisaillement « personnalisée ». Elle permettait l'injection de la boue de forage sous pression et la cure du béton soumis à une contrainte normale. Le dispositif est schématisé sur la Figure 26.



**Figure 26 : Schématisation de la procédure suivie par Lam et al. [10]. Trois phases sont distinguées : (a) saturation du sol et filtration de la boue ; (b) cure du béton ; (c) cisaillement du tricouche.**

La taille de la boîte était suffisante pour recevoir un béton représentant des mélanges normaux (20 mm d'agrégats grossiers). Le sol testé était un sable Thanet à une densité d'environ  $1,4 \text{ g/cm}^3$ . La pression de filtration de la boue était de 230 kPa alors que la pression de cure du béton était de 360 kPa ; valeurs qui correspondent à une profondeur approximative de 22 m. La vitesse de cisaillement était de 2 mm/min. Ce type d'essais modélise l'interface isolée à un niveau très local et non la structure (par exemple pieu) dans son intégralité. Cependant, il permet d'obtenir des résultats intéressants à moindre coût dans le laboratoire, fournissant des pistes à confirmer à travers les essais in situ à grande échelle.

Les essais réalisés par Lam et al. incluent des boues bentonitiques ainsi qu'en polymères. Les résultats sont présentés dans l'Annexe 4.

### II.3.2 Détermination des paramètres relatifs à l'essai

Ce qu'il faut souligner est que nous nous intéressons non seulement sur la comparaison des résultats des essais faits au laboratoire mais aussi sur la reproduction de la réalité à échelle réduite. Il faut alors choisir tous les paramètres judicieusement d'une manière à ce qu'ils correspondent autant que possible sur les conditions que l'on aurait rencontrées si on faisait des essais in situ (par exemple essais de chargement sur pieux/barrettes).

Le phasage utilisé est identique au phasage proposé par Lam et al. (cf. Figure 26). Toute différence est due à la différence de l'équipement que l'on avait à notre disposition.

### **II.3.2.1 Pression et temps de filtration de la boue (phase a)**

La pression appliquée lors de la formation du cake correspond à la différence entre le niveau de la boue et le niveau de la nappe phréatique comme le montre la formule suivante :

$$p' = \gamma_b(z - h_b) - \gamma_w(z - h_w)$$

La pression de filtration peut donc varier entre 15-20 kPa sur des chantiers avec une nappe phréatique élevée jusqu'à 200 kPa ou plus (aux profondeurs importantes) sur des chantiers avec une nappe phréatique basse.

Dans le cadre de notre étude, une pression de **1 bar = 100 kPa** a été choisie pour simuler une différence de 10 m entre le niveau de la boue et le niveau de la nappe.

Lam avait une grande série des résultats en fonction du temps de filtration : 0.5h, 3h, 7.5h, 12h et 24h. Il conclut (comme Nash K.L. [17]) que l'épaisseur du cake augmente linéairement avec la racine carrée du temps et par analogie la résistance au cisaillement de l'interface diminue linéairement avec la racine carrée du temps quand on utilise une boue bentonitique. Dans le cas de notre série des essais, on adopte deux temps de filtration : **4h et 24h** respectivement dont l'impact on va essayer d'interpréter ultérieurement.

### **II.3.2.2 Pression de consolidation du tricouche – Cure du béton (phase b)**

La pression exercée lors du bétonnage (wet concrete pressure) est calculée selon la loi bilinéaire proposée par Lings et al. [12] :

$$p_b(z) = \sigma_{tot,h}(z) = \begin{cases} \gamma_1 \cdot z, & \text{si } z \leq h_{crit} \\ (\gamma_1 \cdot h_{crit}) + \gamma_2 \cdot (z - h_{crit}), & \text{si } z > h_{crit} \end{cases}$$

Avec :  $\gamma_1$  le poids volumique du béton

$\gamma_2$  le poids volumique de la boue

$z$  la profondeur à partir du TN

$h_{crit} = H/3$  où  $H$  est la profondeur de la tranchée

On fait l'hypothèse que dans le cas d'une boue bentonitique ainsi que dans le cas d'une boue en polymère la pression due au bétonnage est bloquée dans un premier temps. C'est la conséquence de la création d'une membrane imperméable due à l'infiltration de la boue (c'est pour cela d'ailleurs que cette remarque est plus vraie dans le cas d'une bentonite que dans le cas d'un polymère). On peut donc appliquer la formule de Lings.

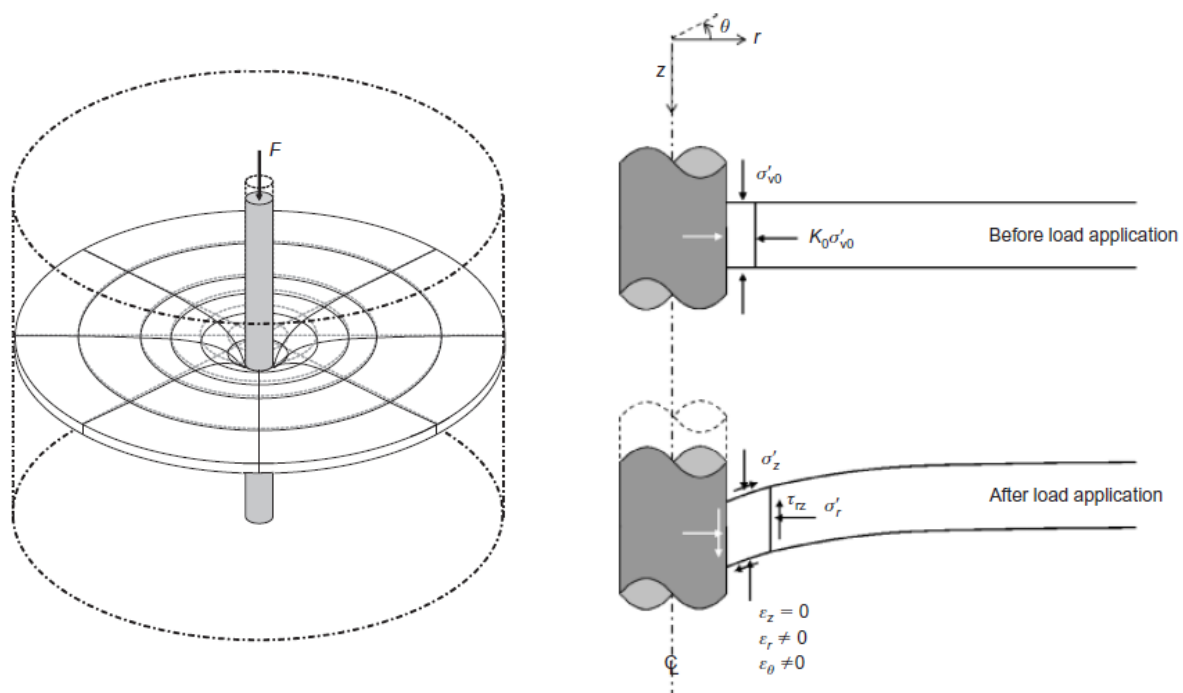
On propose une pression  $p_b = 153 \text{ kPa}$  pour la simulation d'une profondeur de 10 m ( $z = H = 10 \text{ m}$ ,  $\gamma_1 = 25 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 10,5 \text{ kN/m}^3$ ).

Le temps de cure du béton est pris généralement entre **1 et 3 jours**. Des études comparatives ont été menées pour évaluer l'impact de ce paramètre comme mentionné dans la suite de l'étude.

Nota : Le béton doit correspondre autant que possible au béton utilisé sur site. C'est pour cela d'ailleurs que l'on n'a pas choisi d'utiliser une pâte de ciment simple.

### II.3.2.3 Contrainte normale appliquée lors du cisaillement (phase c)

La contrainte normale appliquée lors de l'essai de cisaillement est un paramètre d'incertitude élevée pendant la simulation du phénomène au laboratoire. On essaie d'expliquer le phénomène à travers un exemple courant. Dans la Figure 27, on donne donc l'évolution de l'état des contraintes lors du chargement d'un pieu (Loukidis & Salgado [13]). La section examinée est supposée être loin de la tête et de la pointe du pieu.



**Figure 27 : Mécanismes de déformation du sol dans le cas d'un pieu sous chargement axial (extrait de la réf. [13]).**

On constate que la contrainte radiale  $\sigma_r'$  (=contrainte normale au plan de cisaillement) évolue pendant le cisaillement. Plus précisément, si le sol est dilatant, les éléments de sol à proximité du pieu exercent une pression aux éléments voisins qui se situent dans le même plan horizontal mais plus loin du pieu. Ce mécanisme conduit à l'accumulation d'une contrainte effective normale (notée  $\sigma_r'$  dans la Figure 27). Une fois que le déplacement

vertical est suffisamment grand, le sol à proximité du pieu atteint son état critique, arrête de se dilater et la résistance de l'interface atteint sa valeur limite. Ce comportement rassemble au comportement proposé par Boulon et Foray [3] issu de leurs essais au laboratoire.

Pour qu'on puisse donc modéliser ce mécanisme proprement, il faut pouvoir fournir le couplage entre le déplacement normale  $\Delta u$  et la contrainte normale  $\Delta\sigma$  (notée  $\sigma_r$  ci-dessus). L'utilisation d'un dispositif particulier qui s'appelle « Constant Normal Stiffness direct shear box » (CNS boîte de cisaillement) est requise (Boulon et Foray). Ce dispositif permet d'appliquer une contrainte normale à travers un ressort de raideur k constante comme le montre la Figure 28. Dans le cas d'un pieu de rayon  $R_0$  et d'un sol de module pressiométrique  $E_p$  cette raideur vaut :

$$k = \frac{2E_p}{R_0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta u}$$

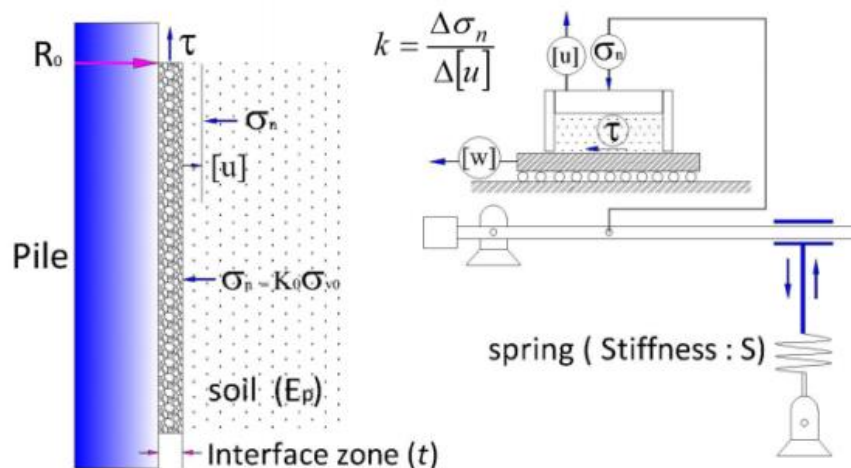


Figure 28 : Analogie entre une interface sol/pieu et un essai de cisaillement CNS.

Dans le cadre de notre série d'essai, la **contrainte normale appliquée** pendant le cisaillement est **constante** ; on parle d'un essai CNL (constant normal load/stress) qui est couramment utilisé parce qu'il représente une version simplifiée de l'essai CNS.

Apparemment sous conditions CNL, on a :  $k=0$ ,  $\Delta\sigma=0$  et  $\Delta u \neq 0$  alors que sous conditions CNS on obtient :  $k=\text{constant} \neq 0$ ,  $\Delta\sigma \neq 0$  et  $\Delta u \neq 0$ . Il existe encore une catégorie des conditions, sous lesquelles on peut effectuer des essais, dite : Constant Volume (CV). Dans ce cas  $k=\infty$ ,  $\Delta\sigma \neq 0$  et  $\Delta u=0$ . Toutes ces conditions sont récapitulées dans la Figure 29. On conclue facilement qu'un essai effectué sous conditions CNL donne une valeur sécuritaire (borne inférieure) concernant la contrainte de cisaillement alors qu'un essai sous conditions CV en donne une estimation favorable (borne supérieure). L'essai CNS est le cas intermédiaire d'où l'intérêt de son utilisation.

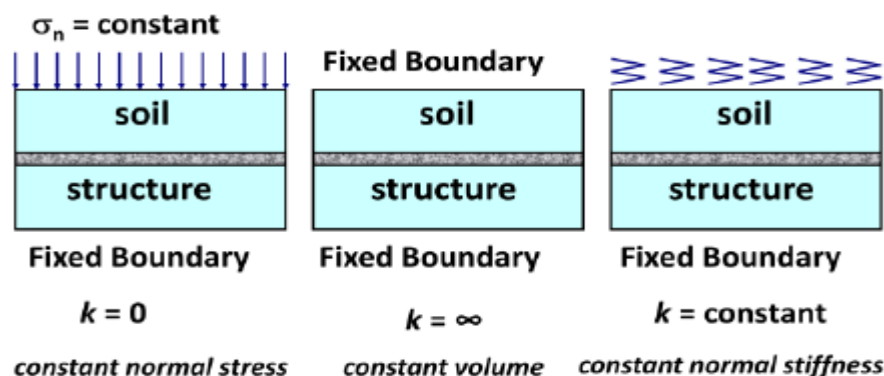


Figure 29 : Conditions limites pour les essais de cisaillement d'une interface sol/structure selon Fakharian & Evgin [4].

Lam et al. ont considéré que la contrainte normale de cisaillement reste égale à la pression exercée pendant le durcissement du béton (essais sous conditions CNL également) ; hypothèse qui dépend entre autres de la saturation du sol (si le sol est complètement saturé, le béton se dilatera pendant le durcissement en raison de l'absorption de l'eau et la pression de contact augmentera ; le contraire sera vrai pour les sols peu saturés).

Dans le cadre de notre étude, on a décidé de partir sur une pression  $q = K \cdot \gamma \cdot z$  avec  $K \approx K_0$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  et  $K_0 \approx 0,5$  pour le sable de Fontainebleau conduisant à une valeur de 55 kPa (presque 1/3 de la pression du béton) en se basant sur l'article de Loukidis and Salgado [13]: les perturbations sont assez petites quand le forage est exécuté correctement sous boue bentonitique ou en polymère et donc on peut supposer que la densité du sol et l'état des contraintes autour de l'excavation restent les mêmes que dans les conditions géostatiques initiales. Pour une profondeur d'environ **5-10 m**, cette contrainte vaut :  **$q \approx 55 \text{ kPa}$** .

#### **II.3.2.4 Vitesse de cisaillement**

Enfin, en ce qui concerne la vitesse de cisaillement on a adopté une vitesse de 0,5 mm/min pour les essais des tricouches, qui se trouve bien dans l'intervalle des vitesses proposées par Lam et al. ([10]).

### **II.3.3 Conditions d'essais et propriétés des matériaux**

#### **II.3.3.1 Boîte de cisaillement « personnalisée »**

Une boîte de cisaillement classique a été utilisée pour les essais. Elle est circulaire avec un diamètre de 6 cm. Afin de ne pas imposer le plan de cisaillement, 4 cales étalon propres de 8 mm de hauteur ont été placées entre les demi-boîtes inférieure et supérieure comme montré dans la Figure 30.



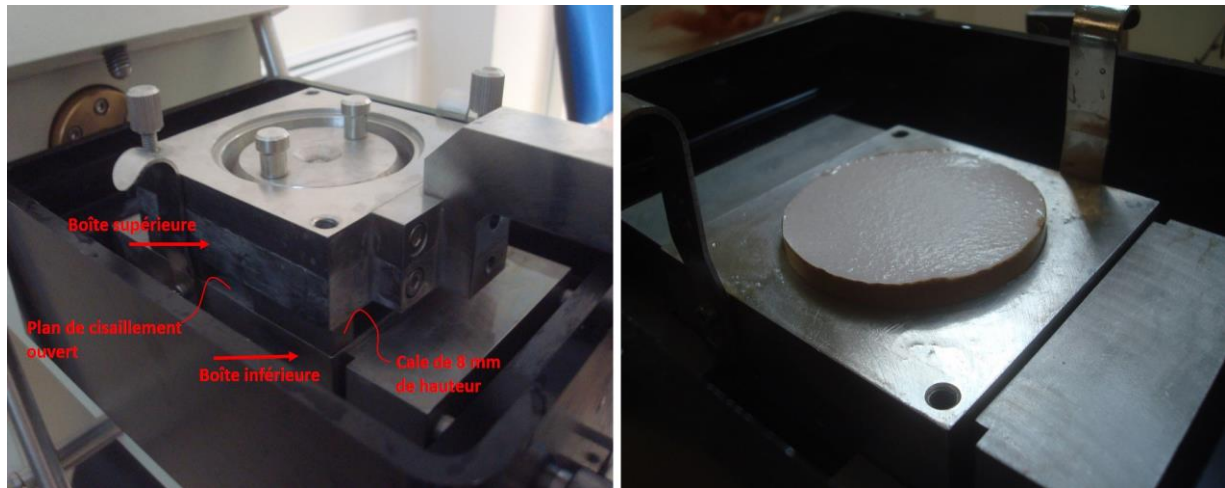


Figure 30 : Boîte de cisaillement et détails (gauche) – Mis en place du tricouche dans la demi-boîte inférieure (droite).

C'est une astuce qui nous a permis d'observer le comportement de la surface de cisaillement qui se produisait librement. Une contrainte normale constante (conditions CNL) s'applique pendant toute la durée de l'essai (d'où l'intérêt de l'existence du piston métallique au-dessus du tricouche dans la Figure 30).

### **II.3.3.2 Caractéristiques du sol**

Le sol testé est un Sable de Fontainebleau couramment utilisé dans différents essais en France. Ses propriétés sont récapitulées dans le Tableau 4 qui suit. Une densité relative  $D_r = 90\%$  a été utilisée qui correspond à une densité sec  $\rho_d = 1,68 \text{ g/cm}^3$ .

Paramètre	Valeur
D50 (mm)	0.2
CU	1.71
$e_{\min}$	0.54
$e_{\max}$	0.97
$\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.65
$\rho_{\min} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.35
$\rho_{\max} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.73

Tableau 4 : Propriétés du sable de Fontainebleau.

### **II.3.3.3 Propriétés du béton**

Comme il a été déjà mentionné, l'utilisation du béton au lieu d'une pâte de ciment simple est très importante, étant donné que sa rugosité impacte la contrainte normale exercée sur l'interface et conduit donc aux différentes contraintes de cisaillement.

Le béton utilisé est un microbéton dont la fabrication se fait selon le dosage présenté dans le Tableau 5. Le dosage est élevé en ciment afin d'atteindre rapidement une résistance suffisante. La taille d'agrégats utilisés est limitée par les dimensions de la boîte de

cisaillement. Le mélange résultant présente une excellente maniabilité et une grande résistance au jeune âge (environ 38 MPa en 3 jours), ce qui permet de réaliser facilement les essais dans un délai court.

Constituant	Quantité (kg)
Ciment CEM I 52,5 D50	541
Sable 0/4 point P	801
Gravillon 4/6,3	801
Eau	243

Tableau 5 : Dosage pour la fabrication de 1 m<sup>3</sup> de béton.

#### **II.3.3.4 Propriétés des boues bentonitiques**

Deux boues bentonitiques différentes sont utilisées dans le cadre des essais réalisés au laboratoire. La première bentonite utilisée est la C2T au dosage 41 kg/m<sup>3</sup>. La boue est mélangée à 1500 r/min et est laissée pour hydratation pour 1h avant utilisation. La deuxième bentonite est la CM10T au dosage 32 kg/m<sup>3</sup>. Le processus d'hydratation est identique à celui de la première boue. Les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant.

Paramètre	C2T	CM10T
Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	41	32
Densité (g/cm <sup>3</sup> )	1.02	1.02
pH	9.5	9.2
Viscosité Marsh 1h (s)	36 - 38	36 - 38
Viscosité Marsh 24h (s)	38 - 40	37 - 39
Gel strength YV (Pa) -1h	6	7
Bleeding 24h (%)	< 1	< 1
Fluid Loss 30 min (mL)	17	18
Cake 30 min (mm)	< 1	< 1

Tableau 6 : Propriétés des boues bentonitiques.

#### **II.3.3.5 Propriétés des boues en polymères**

Deux boues en polymère différentes sont également utilisées pendant les essais. Le premier polymère appartient à la catégorie des polymères dits celluloseux alors que le deuxième fait partie des polymères PHPA. Pour la fabrication de la première boue (CMC1) le polymère SC VIS HVP a été utilisé au dosage 3,5 kg/m<sup>3</sup>. L'eau est initialement traitée au carbonate de soude (Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) à 0,5 kg/m<sup>3</sup> afin d'augmenter son pH. Le polymère est ensuite versé lentement dans l'eau pour 5 min en mélangeant en même temps à 750 r/min pour une durée totale de 10 min. Avant son utilisation, 1h d'hydratation est requise. En ce qui concerne la deuxième boue, un polymère PHPA dit Polymud a été utilisé au dosage 1,5 kg/m<sup>3</sup>. L'eau est

initialement traitée à la soude (NaOH) à  $0,25 \text{ kg/m}^3$  afin d'augmenter son pH. Le reste de la démarche reste inchangeable. Les propriétés sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Paramètres	Polymud	CMC1
Dosage ( $\text{kg/m}^3$ )	1.5	3.5
Densité ( $\text{g/cm}^3$ )	1	1
pH	12*	8.5
Viscosité Marsh 1h (s)	60 - 80	40 - 45
Viscosité Marsh 24h (s)	70 - 80	42 - 45
Gel strength YV (Pa) -1h	0	4
Bleeding 24h (%)	0	0
Fluid Loss 30 min (mL)	0	0
Cake 30 min (mm)	0	0

Tableau 7 : Propriétés des boues en polymères.

### II.3.4 Phasage – Procédure d'essais

En essayant toujours de se baser sur le phasage suivi par Lam et al., on définit les phases suivantes liées aux paramètres déjà déterminés (cf. paragraphe II.3.2) :

- a) **Filtration** : Un presse filtre (API) est utilisé pour la préparation des échantillons. Une trousse coupante cylindrique de diamètre  $d = 6 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 4 \text{ cm}$  est initialement mise au fond de l'embase de la cellule. Une couche de sable de  $2 \text{ cm}$  de hauteur est placée à l'intérieur de la trousse, compactée de sorte que sa densité sec soit égale à  $\rho_d = 1,68 \text{ g/cm}^3$ , puis saturé en ajoutant lentement de l'eau. Le presse filtre est ensuite rempli avec la boue (soit bentonite soit polymère) et s'enferme. Une pression de filtration de  $1 \text{ bar}$  est appliquée et maintenue constante pour  $4\text{h}$  ou  $24\text{h}$  selon le cas. Une fois le temps écoulé, le récipient est vidé et l'extérieur de la trousse coupante est nettoyé. Le béton est coulé à la surface du cake (ou du sol recouvert de la couche de polymère) sur sa hauteur restante d'environ  $2 \text{ cm}$ . Le tricouche sable – interface – béton est déjà fabriqué.
- b) **Consolidation du tricouche** : La trousse cylindrique contenant le tricouche est transféré à l'œdomètre où la pression de cure du béton est appliquée.
- c) **Cisaillement du tricouche** : Le tricouche est transféré dans la boîte de cisaillement en s'assurant que l'interface se trouve au-dessus de la demi-boîte inférieure. On met en place les 4 cales de  $8 \text{ mm}$  d'épaisseur et puis la demi-boîte supérieure. On applique la contrainte normale de  $55 \text{ kPa}$  et on lance l'essai depuis un logiciel spécifique. Le déplacement horizontal, le tassement et la force de cisaillement sont enregistrés automatiquement tout au long de l'essai.

- d) **Diagramme  $\tau - \delta h$**  : On récupère les données brutes et on transforme la force de cisaillement à la contrainte de cisaillement. On trace le diagramme de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal et on en déduit la valeur max et la valeur résiduelle de celle-ci ( $\tau_{\max}$  et  $\tau_{\text{rés}}$  respectivement).
- e) **Comparaison** : On compare les résultats obtenus en évaluant l'impact de chaque paramètre (type de boue, temps de filtration, temps de durcissement du béton etc.)

### II.3.5 Série d'essais réalisés

La série d'essais réalisés est récapitulée dans le tableau suivant :

N° d'essai	Description interface	Boue	Temps de filtration (h)	Désignation
1	Bicouche sable-béton	Eau	-	Bicouche S.B
2	Cake bentonite C2T	-	-	Cake C2T
3	Cake bentonite CM10T	-	-	Cake CM10T
4	Tricouches sable-boue-béton	C2 (bentonite)	4	C2T - 4h
5			24	C2T - 24h
6		CM10 (bentonite)	4	CM10T - 4h
7			24	CM10T - 24h
8		CMC1 (polymère)	4	CMC1 - 4h
9			24	CMC1 - 24h
10		Polymud (polymère)	4	Polymud - 4h
11			24	Polymud - 24h

**Tableau 8 : Description des essais réalisés au laboratoire.**

L'essai sable-béton (bicouche) est réalisé pour caractériser la surface idéale entre les deux matériaux. Les essais des cakes des bentonites sont réalisés pour décrire le comportement mécanique des cakes purs qui représentent la résistance minimale que l'interface peut produire (ce cas n'existe pas aux polymères puisqu'il n'y a pas de cake). Les essais sable-bentonite-béton et sable-polymère-béton (tricouches) représentent les vraies conditions rencontrées sur site. Une étude paramétrique sur le temps de filtration a été effectuée dans ce cas pour déterminer son effet sur la résistance de l'interface.

Dans tous les cas, le temps de cure du béton (consolidation du tricouche) était de 1 à 3 jours sans influence sur les résultats finaux. Lam et al. ont également regardé l'impact du temps de cure du béton et ont conclu que son effet est négligeable (résultats entre 3 et 7 jours pratiquement identiques). Cet effet est probablement dû au fait que dès le 1<sup>er</sup> jour le béton atteint une résistance supérieure à celle de l'interface.



**Figure 31 : Bicouche sable-béton après cisaillement.**



**Figure 32 : Cake de bentonite CM10T pure après cisaillement.**



**Figure 33 : Tricouche sol-polymère-béton avant (à gauche) et après cisaillement (à droite).**

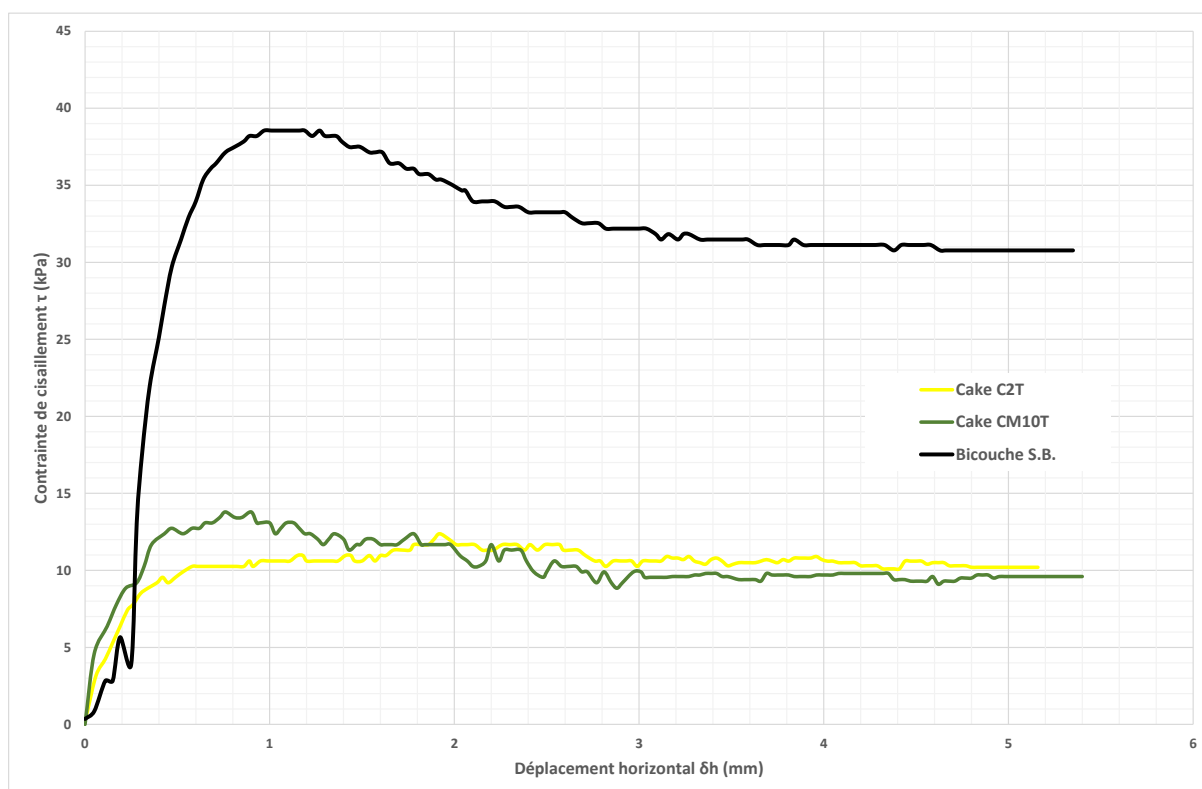


**Figure 34 : Tricouche sol-bentonite-béton après cisaillement.**

### II.3.6 Résultats

Pour chaque n° d'essai du Tableau 8, deux essais -au minimum- ont été réalisés. La moyenne de ces essais est considérée dans tous les diagrammes présentés dans la suite. Les dispersions étaient suffisamment faibles pour assurer que les conclusions ne sont pas impactées par des paramètres aléatoires liés à la démarche suivie au laboratoire. Dans l'intégralité de l'étude, un aspect critique a été gardé et des valeurs aberrantes ont été éliminées quand il a été jugé nécessaire.

Les résultats de l'interface idéale sol-béton (bicouche) sont également présentés dans les Figure 35 et Figure 36. Le comportement d'un sable dense surconsolidé est bien observé. Ce cas représente théoriquement la borne supérieure de notre fourchette d'essais étant donné que l'existence d'un cake en bentonite ou d'un film en polymère diminue la résistance de l'interface.



**Figure 35 : Essais de cisaillement concernant le bicouche sable-béton et les deux types de bentonites pures.** Néanmoins, il faut souligner que les valeurs pic et résiduelles du bicouche sable-béton peuvent être sous-estimées à cause de la présence des cales qui séparent les demi-boîtes inférieure et supérieure et qui font que le plan de cisaillement ne se situe pas exactement à l'interface sol-béton. De plus, la déformation dans le sens radial au niveau des cales n'est pas bloquée, ce qui conduit à une perte de confinement. Ces deux remarques permettent d'expliquer en partie pourquoi la valeur résiduelle du tricouche sol-CMC1-béton est

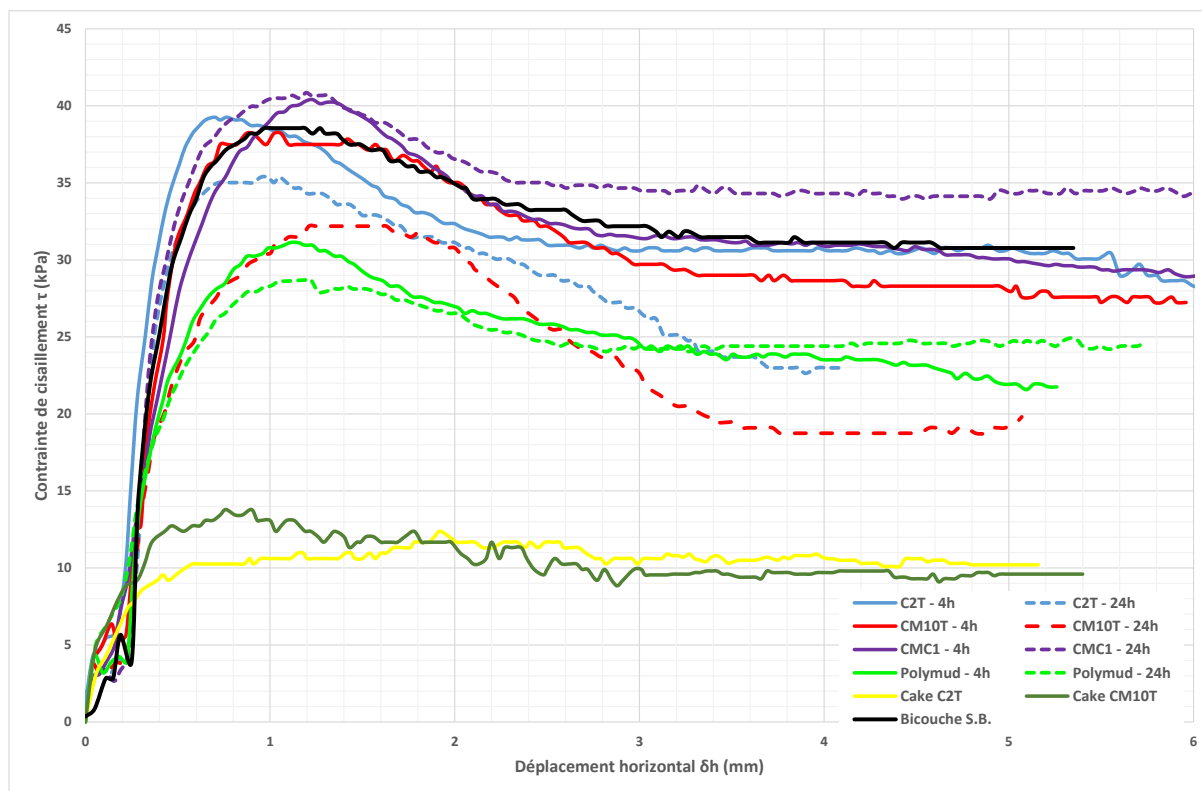
légèrement supérieure à celle du bicouche sable-béton (comparer courbes noire et mauve en pointillé de la Figure 36) qui n'était pas attendue. Ce point est mis sous considération pour la poursuite du travail afin d'améliorer le protocole des essais.

Les résultats des interfaces bentonitiques pures sont aussi mis en évidence (courbes jaune et verte foncée). Elles constituent théoriquement les bornes inférieures (cas le plus défavorable) de notre fourchette d'essais.

Nous avons aussi essayé de cisailer des interfaces en bentonites polluées étant donné que c'est une situation que nous rencontrons souvent sur chantier. La pollution de la boue bentonitique se fait par ajout du ciment dans une quantité de 5g/L de manière à représenter autant que possible les conditions réelles. Le temps requis pour former un cake très épais avec une boue bentonitique polluée est très faible. Dans le cas présent, des cakes d'épaisseur de 20 à 25 mm ont été formés sous pression de 1 bar dans un délai de 2 à 4 h. L'ordre de grandeur de ces paramètres (pression et temps de filtration) est très représentatif des conditions rencontrées sur site avec toutes les conséquences négatives impliquées. Selon Samudio [21] la résistance s'améliorait légèrement en comparaison avec les résultats des interfaces en bentonite pure. Cependant, nous ne retenons pas la même conclusion. Les essais effectués conduisent à une résistance très élevée qui n'est pas réaliste selon le retour d'expérience des chantiers de Soletanche Bachy. Une explication pourrait être donnée en raisonnant sur le rapport ciment/eau avant et après consolidation du cake. Si après la consolidation du cake (qui est dû à la pression du bétonnage) ce rapport est élevé, l'augmentation de la résistance peut s'expliquer par « prise » du ciment. La procédure est reprise par Soletanche Bachy et est en cours d'évaluation et c'est pour cela que les résultats ne sont pas inclus dans la version présente du rapport.

En ce qui concerne l'influence du temps de cure du béton (pris généralement entre 1 et 3 jours pendant la phase b, cf. paragraphe II.3.2.2), on remarque qu'elle reste négligeable. Cela est dû au fait que dès le 1<sup>er</sup> jour, le béton atteint une résistance supérieure à la résistance au cisaillement de l'interface.

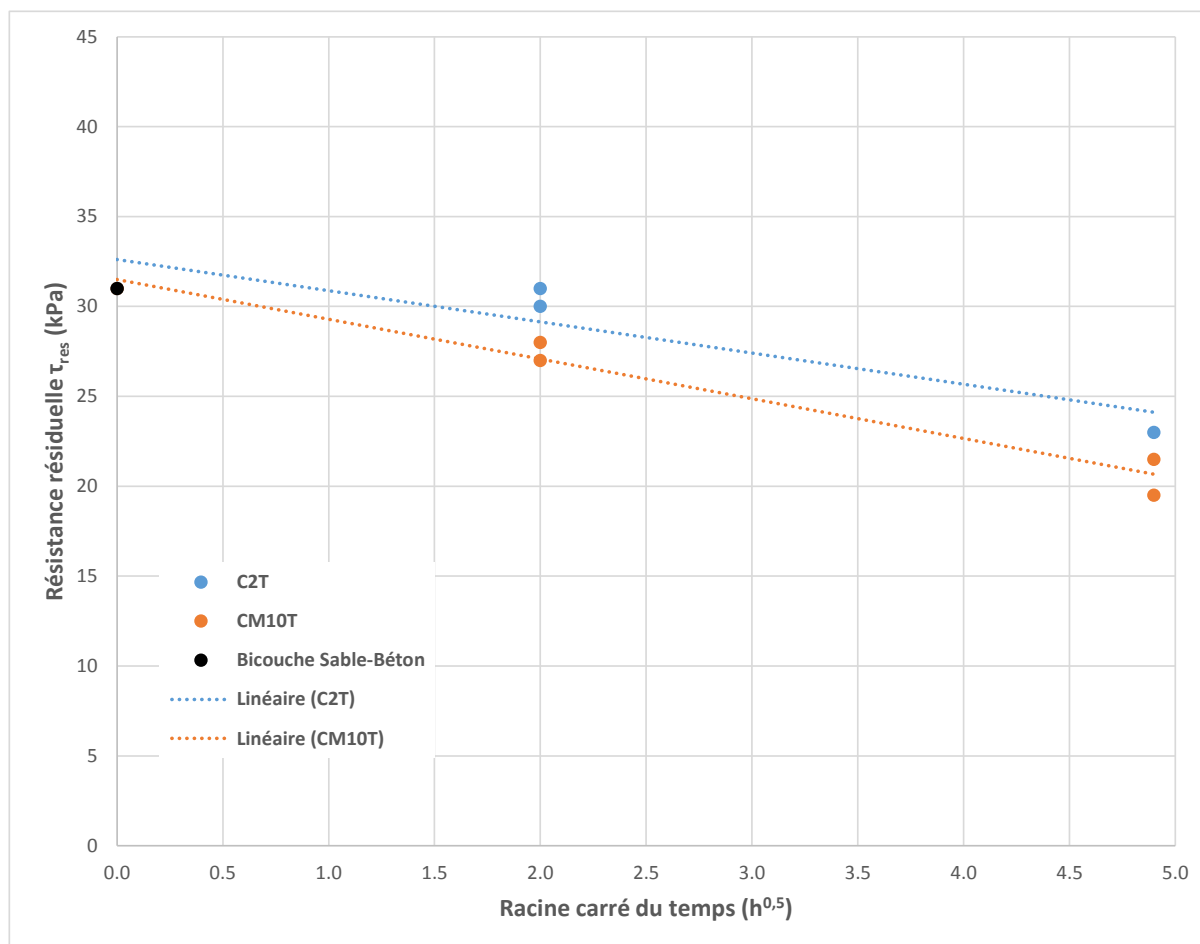
Quant à l'effet du temps d'exposition des interfaces à la boue, on remarque (comme attendu - Lam et al. [10]) que l'impact est significatif dans le cas des bentonites alors que l'influence sur les polymères peut être considérée comme négligeable.



**Figure 36 : Essais de cisaillement des interfaces sol-béton en existence des boues de forage.**

Plus précisément, quand les boues bentonitiques sont utilisées, on remarque une diminution de la résistance au cisaillement avec le temps et ce pour les deux bentonites différentes (comparer courbes en ligne continue et pointillé de la même couleur - bleue ou rouge respectivement). On constate également que le type de boue n'a pas un gros impact sur la résistance de l'interface qui signifie que l'interaction avec le sable ne dépend pas des propriétés spécifiques de la boue bentonitique (dosage, pH, viscosité etc.) mais de la nature elle-même de la bentonite. Cette conclusion est validée par les essais à 4h et 24h (comparer courbes bleues et rouges du même type de ligne - continue et en pointillé respectivement). La conclusion des plusieurs auteurs ([10] et [17]) que la résistance diminue de manière proportionnelle à la racine carrée du temps est justifiée selon la Figure 37. Dans cette figure, on donne l'évolution de la résistance résiduelle des tricouches en bentonites en fonction de la racine carré du temps de filtration. Les résultats de l'intégralité des essais (et pas seulement les valeurs moyennes) sont donnés afin d'avoir une droite constituée de plusieurs points. La valeur de départ ( $t=0$ ) doit correspondre -au plus près- à la valeur résiduelle de la résistance du bicouche sable-béton qui est bien le cas. Les fonctions linéaires sont présentées. On constate que même si les valeurs de la résistance résiduelle entre les deux boues ne sont pas identiques, les deux droites possèdent presque la même pente.





**Figure 37 : Résistance résiduelle en fonction de la racine carrée du temps de filtration pour les tricouches formés sous boues en bentonite.**

En ce qui concerne les polymères, il y a même une tendance d'augmentation de la résistance résiduelle de l'interface avec le temps de filtration de la boue dans les deux cas des polymères qui est plus accentuée dans le cas du polymère cellulosique CMC1. Une explication pourrait être donnée par l'imprégnation de la boue dans le sable avec le temps, qui conduit à un colmatage des chemins préférentiels près de l'interface et par conséquent à une augmentation de sa résistance. Des essais supplémentaires avec des temps de filtration s'étendant sur une gamme plus large sont en cours pour valider ce comportement. Il faut souligner que Lam et al. (2010) [11] avaient également retiré la même conclusion concernant cet effet en faisant des essais de chargement sur pieux à grande échelle in situ. Ils ont réalisé des essais sur 3 pieux forés sous : boue bentonitique (B1) et boue en polymère (P1 et P2). Le temps d'exposition du sol à la boue en polymère avant la mise en place du béton était de 7,5h pour le P1 et de 26h pour le P2. Le comportement du pieu P2 soumis au chargement était légèrement meilleur que celui du P1. Les résultats sont présentés dans l'Annexe 4.

D'une manière générale et au niveau comparatif global, on remarque que la résistance maximale est atteinte quand la boue en polymère cellulosique CMC1 est utilisée. La différence

avec l'autre boue en polymère PHPA est significative (différence des résistances maximales et résiduelles de l'ordre de 25%). Cette conclusion a été validée sur un chantier des barrettes à Dubai où la pollution de la boue bentonitique initialement utilisée a conduit à une épaisseur de cake de l'ordre de 2 cm. L'essai de chargement de barrettes construites sous boue bentonitique a montré les effets destructifs : le frottement mobilisable était largement inférieur à celui qui avait été pris en compte lors du dimensionnement. Le remplacement de la boue en bentonite par la boue en polymère CMC1 était capable d'améliorer significativement la situation.

## II.4 CONCLUSIONS ET RECHERCHE SUPPLEMENTAIRE

On peut résumer les conclusions sur les points suivants :

- L'augmentation du temps de filtration d'une boue bentonitique réduit la résistance au cisaillement de l'interface. Dans le cas d'une vraie excavation, cette résistance dépendra également d'autres paramètres tels que les propriétés de la boue dans une grande échelle, l'outil d'excavation et même la réalisation ou non d'un « brossage » après la fin de l'excavation et/ou avant la mise en place de la cage d'armatures. Il faut souligner que dans la pratique l'insertion d'une cage d'armatures ainsi que le bétonnage sont des démarches qui demandent un certain temps pour être réalisées. Par conséquent, même si un brossage se fait après la fin de l'excavation, on ne peut pas garantir un contact parfait entre sol et béton pour un forage exécuté sous boue bentonitique ;
- La résistance résiduelle de l'interface bentonitique diminue approximativement linéairement avec la racine carrée du temps de filtration. Une relation analytique du type  $\tau = f(t^{0.5})$  peut aussi être proposée ;
- La résistance de l'interface des échantillons fabriqués sous boue en polymère ne semble pas être impactée par le temps de filtration (pas de différence significative entre les résultats issus d'un essai à 4h et d'un essai à 24h de filtration).
- Les résultats montrent donc que les avantages de l'utilisation de boues en polymères ne sont pas limités aux facteurs environnementaux et d'exploitation couramment cités mais incluent également un comportement souvent meilleur et, sûrement, un temps d'ouverture de l'excavation sans impact sur la résistance. L'objet de cette étude est, parmi d'autres, de rendre les ingénieurs conscients des avantages que les polymères peuvent offrir en comparaison aux boues bentonitiques conventionnelles.

Les futurs sujets de recherche peuvent impliquer :

- Des essais de cisaillement sous conditions CNS pour pouvoir reproduire le couplage entre le déplacement et la contrainte normale au plan de cisaillement (cf. paragraphe II.3.2.3) ;
- Des essais in situ pour valider le choix des paramètres utilisés en échelle réduite au laboratoire ;
- L'utilisation des sols argileux et limoneux dont le comportement est a priori plus compliqué que celui du sable. Ces essais sont déjà en cours dans le laboratoire de Soletanche Bachy et nécessitent une approche différente concernant mêmes les paramètres d'essais choisis (cf. paragraphe II.3.2) ;
- L'utilisation de différents types de boue de forage pour généraliser les tendances rencontrées jusqu'à ce point ;
- L'étude de l'influence des agrégats du béton dépassant à travers le cake dans le sol sur la résistance au cisaillement quand une boue bentonitique est utilisée. Il apparaît que la rugosité de la surface du béton (qui est influencée par la taille maximale des agrégats utilisés) est un paramètre qui contrôle la résistance au cisaillement de l'interface (Lam et al. [10]). Une augmentation de la rugosité en raison des agrégats de grande taille conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement de l'interface.

## **CONCLUSION**

Le travail réalisé au sein de Soletanche Bachy dans le cadre de mon projet de fin d'études et qui est présenté dans ce rapport couvre deux sujets particuliers. Le premier est consacré à l'étude de la stabilité des tranchées de parois moulées et le deuxième se réfère à l'impact de la boue de forage sur le frottement latéral.

Plus précisément, les différentes méthodes actuellement utilisées pour en déduire le coefficient de sécurité concernant la stabilité d'une tranchée remplie avec une boue sont discutées. Dans ce contexte, l'accent est mis sur la méthode d'équilibre limite qui constitue un outil simple, rapide et suffisamment précis pour la description du phénomène. C'est la méthode d'ailleurs qui est utilisée par la Norme DIN 4126 et dont les principes sont intégrés dans deux logiciels de calcul que nous évaluons également lors de cette étude. Etant donné que l'un de deux logiciels (STABOU) est un outil interne de Soletanche Bachy, on essaie de se focaliser sur des améliorations éventuelles en se basant sur les capacités du logiciel commercialisé GGU.

Une comparaison entre cette méthode et la méthode des éléments finis est réalisée. La concordance est assez satisfaisante surtout au niveau du mécanisme de rupture observé. Les écarts concernant le coefficient de sécurité sont analysés et les raisons probables relatives sont discutées. La méthode de l'analyse limite est aussi mise en évidence sans rentrer, cependant, dans le détail. Des pistes de recherche supplémentaire sont donc lancées et peuvent sans doute faire partie des prochains stages/projets de recherche.

Quant à la deuxième partie de ce travail, une étude de l'influence des boues de forage sur le frottement latéral est menée. Une série d'essais de cisaillement est réalisée dans le laboratoire de Soletanche Bachy. La procédure inclut la fabrication des « tricouches » sol-interface-béton et le cisaillement de ceux-ci. Les résultats montrent qu'effectivement le type de boue utilisée impacte le frottement latéral mobilisé. Les résultats peuvent être différents même dans la même catégorie de boues (bentonitiques ou polymères) en fonction des caractéristiques particulières (caractéristiques mécaniques, temps de filtration etc). Les paramètres relatifs sont discutés en détail et la poursuite du travail est envisagée.

De manière générale et en faisant un bilan du travail réalisé, les objectifs semblent d'être atteints. La recherche supplémentaire sur les points mentionnés peut certainement éclairer encore plus les sujets évoqués.

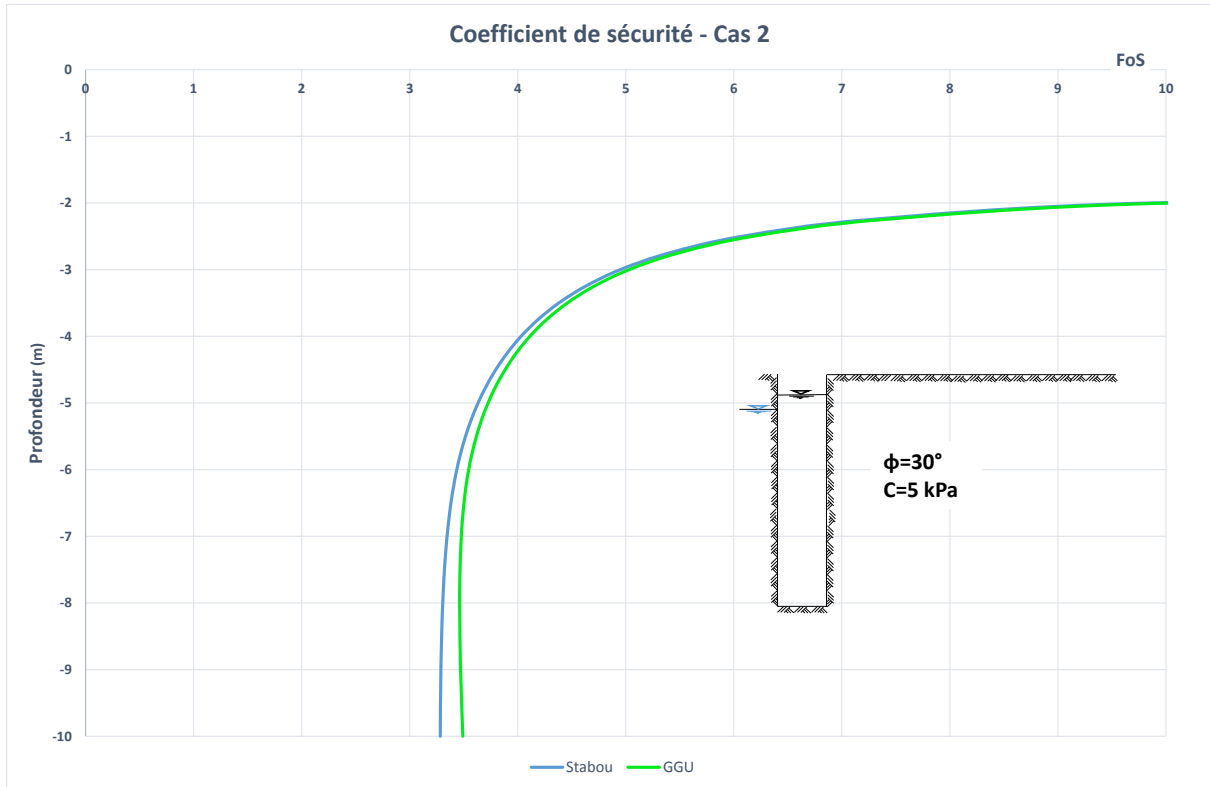
# **Bibliographie**

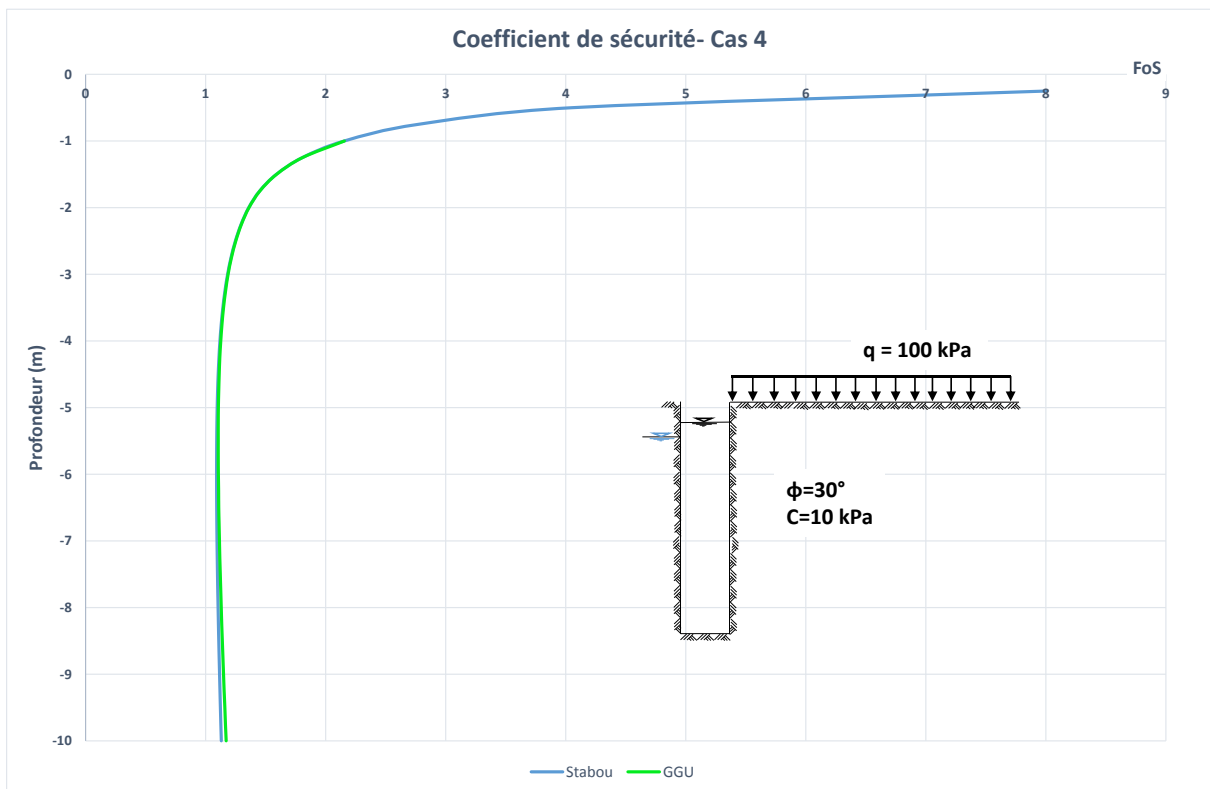
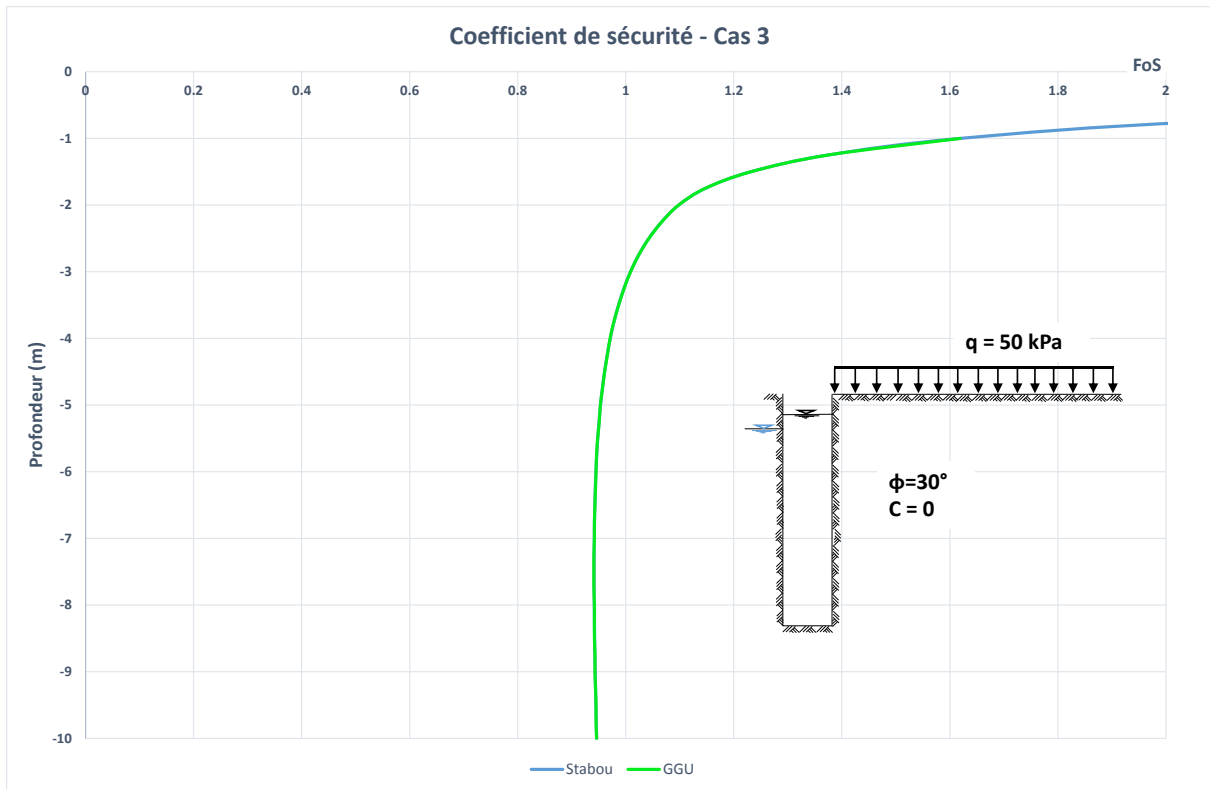
- [1]. DIN 4126 (1986). Cast-in-situ concrete diaphragm walls. Berlin.
- [2]. Brzakala, W., Gorska, K. (2008). *On-safety of slurry-wall trenches*. *Studia Geotechnica et Mechanica* XXX N°1-2, 199-206.
- [3]. Boulon, M., Foray, P. (1986). *Physical and numerical simulations of lateral shaft friction along offshore piles in sand*. 3rd International conference on Numerical Methods in offshore piling, Nante, pp. 127-147.
- [4]. Fakharian, K., Evgin, E. (1997). *Cyclic simple shear behaviour of sand-steel interface under constant normal stiffness condition*. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(12), pp. 1096-1105.
- [5]. Gorska, K. (2008). *Trench stability in cohesive soil*. Wroclaw University of Technology, Poland.
- [6]. Grandas, C., Triantafyllidis, T. (2012). *Simulation of a corner slurry trench failure in clay*. *Computers and Geotechnics* 45, 107-117.
- [7]. Han, C.Y., Chen, J.J., Wang, J.H & Xia, X.H. (2013). *2D and 3D stability analysis of slurry trench in frictional/cohesive soil*. *Journal of Wheijiang University-Sci A*, 14(2):94-100.
- [8]. Han, C.Y., Wang, J.H., Xia, X.H., Chen, J.J. (2012a). *Limit analysis for local and overall stability of slurry trench in cohesive soil*. *International Journal of Geomechanics*, in press [DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000268].
- [9]. Jefferis, S. & Lam, C. (2013). *Polymer support fluids: use and misuse of innovative fluids in geotechnical works*. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, No. 2006, pp 1-4.
- [10]. Lam, C., Jefferis, S., & Martin, C. (2014). *Effects of polymer and bentonite support fluids on concrete-sand interface shear strength*. *Géotechnique* 64, No. 1, 28-39.
- [11]. Lam, C., Troughton, V., Jefferis, S., & Suckling, T. (2010). *Effects of support fluids on pile performance – a field trial in east London*. *Ground Engineering*.
- [12]. Lings, M. L., Ng, C. W. W., & Nash, D. F. T. (1994). *The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite*. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, 107(3):163-172.
- [13]. Loukidis, D. & Salgado, R. (2008). *Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand*. *Géotechnique* 58, No. 4, 283-296.
- [14]. Michalowski, R.L. & Drescher, A. (2009). *Three-dimensional stability of slopes and excavations*. *Géotechnique* 59, No. 10, 839-850.
- [15]. Morgenstern, N.R., Amir-Tahmasseb, J. (1965). *The stability of a slurry trench in cohesionless soils*. *Géotechnique*, 15 (4), 387-395.
- [16]. Nash, J.K.T., Jones, G.K. (1963). *The support of trenches using fluid mud*. *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, London, 177-180.

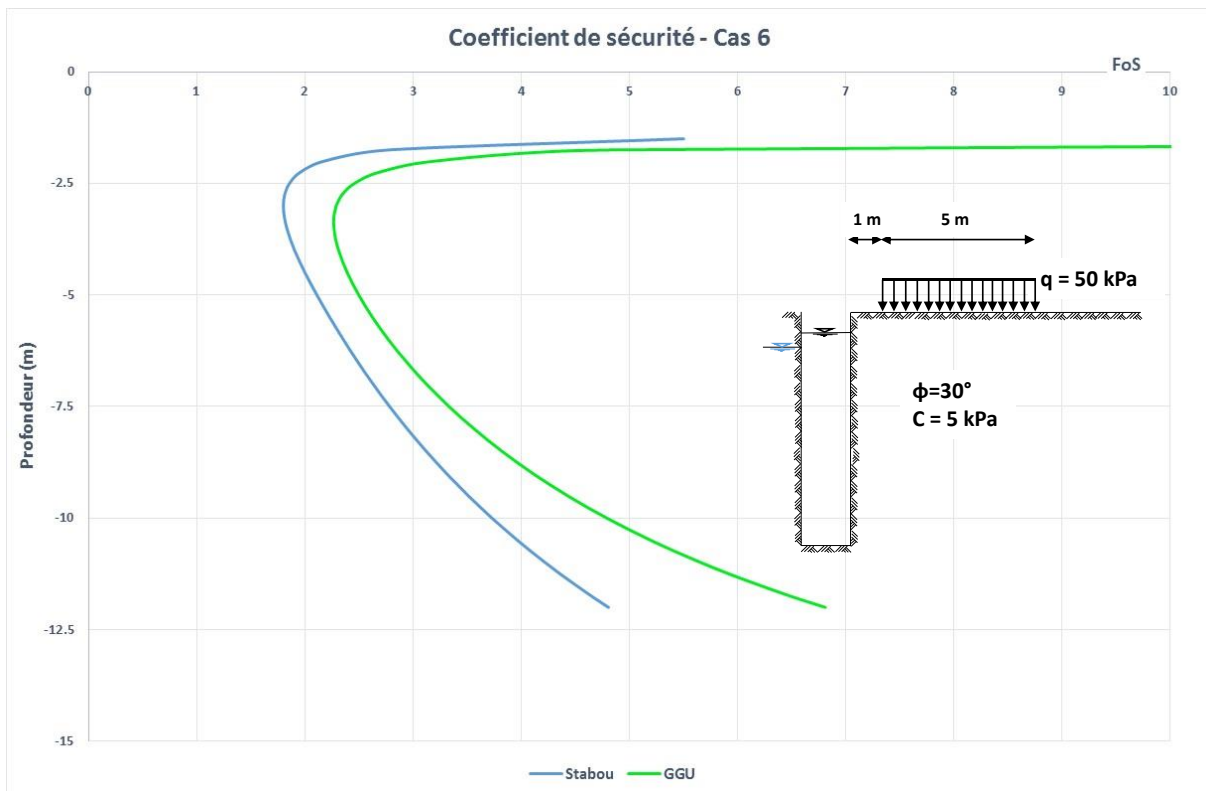
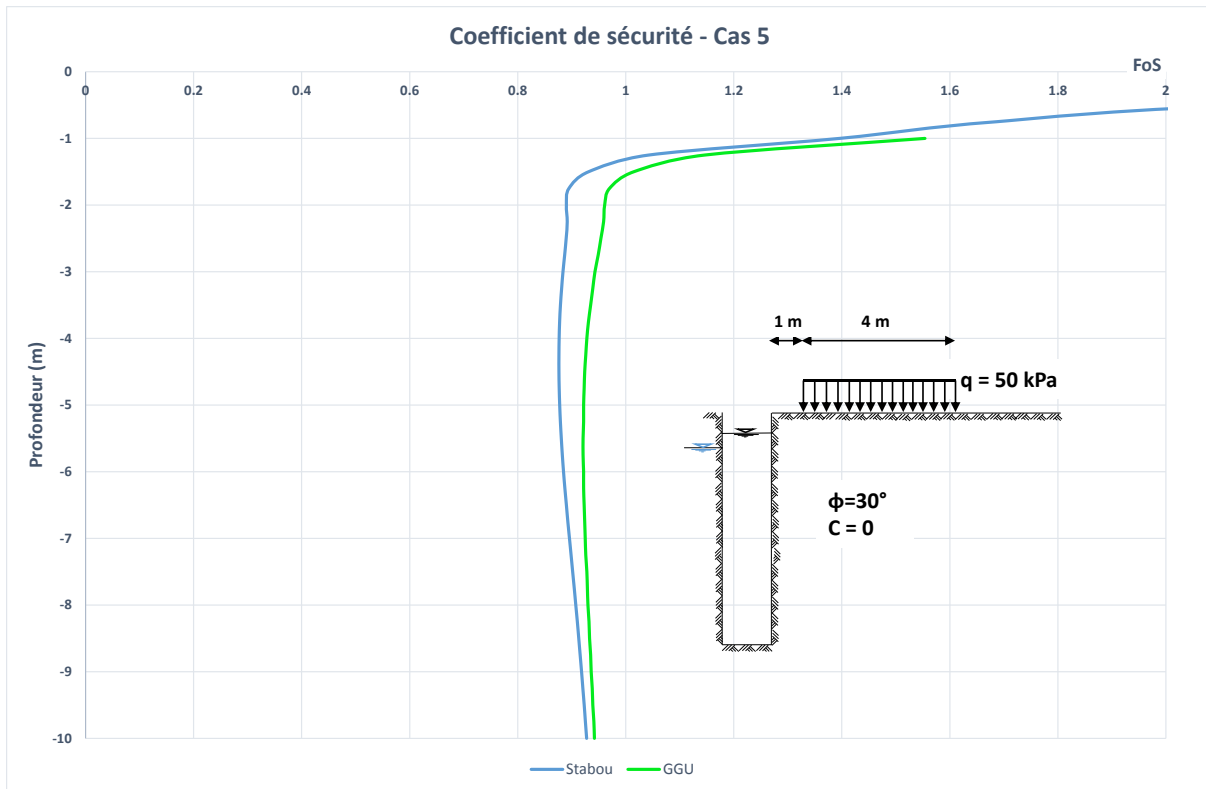
- [17]. Nash, K. L. (1974). *Stability of trenches filled with fluids*. Journal of the Construction Division, 100(4):533-542.
- [18]. Piaskowski, A., Kowalewski, Z. (1965). *Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting*. 6th Int. Conf. SMFE Montreal, Vol. III, 526-529.
- [19]. Pra-ai, S., Boulon, M. (2015). *Cyclic direct shear tests on sand-structure interface under constant normal stiffness (CNS) condition*. The 20<sup>th</sup> National Convention of Civil Engineering, Thailand.
- [20]. Reese, L., Tucker, K. (1984). *The effect of bentonite slurry on drilled shafts*. Research Report Number 351-1F conducted for Texas State Department of Highways and Public Transportation.
- [21]. Samudio, M. (2014). *Mechanical behavior of polymer-supported bored piles*. Research internship report, Paris.
- [22]. Schneebeli, G. (1964). *La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue*. La Houille Blanche, No 7.
- [23]. Tsai, J.S., Chang, J.C. (1996). *Three dimensional stability analysis for slurry trench wall in cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal, 33, 798-808.
- [24]. Washbourne, J. (1984). *The three dimensional stability analysis of diaphragm wall excavation*. Ground Engineering, 17(4), 24-29.
- [25]. Xanthakos, P.P. (1979). *Slurry wall as structural system*. New York, McGraw Hill.

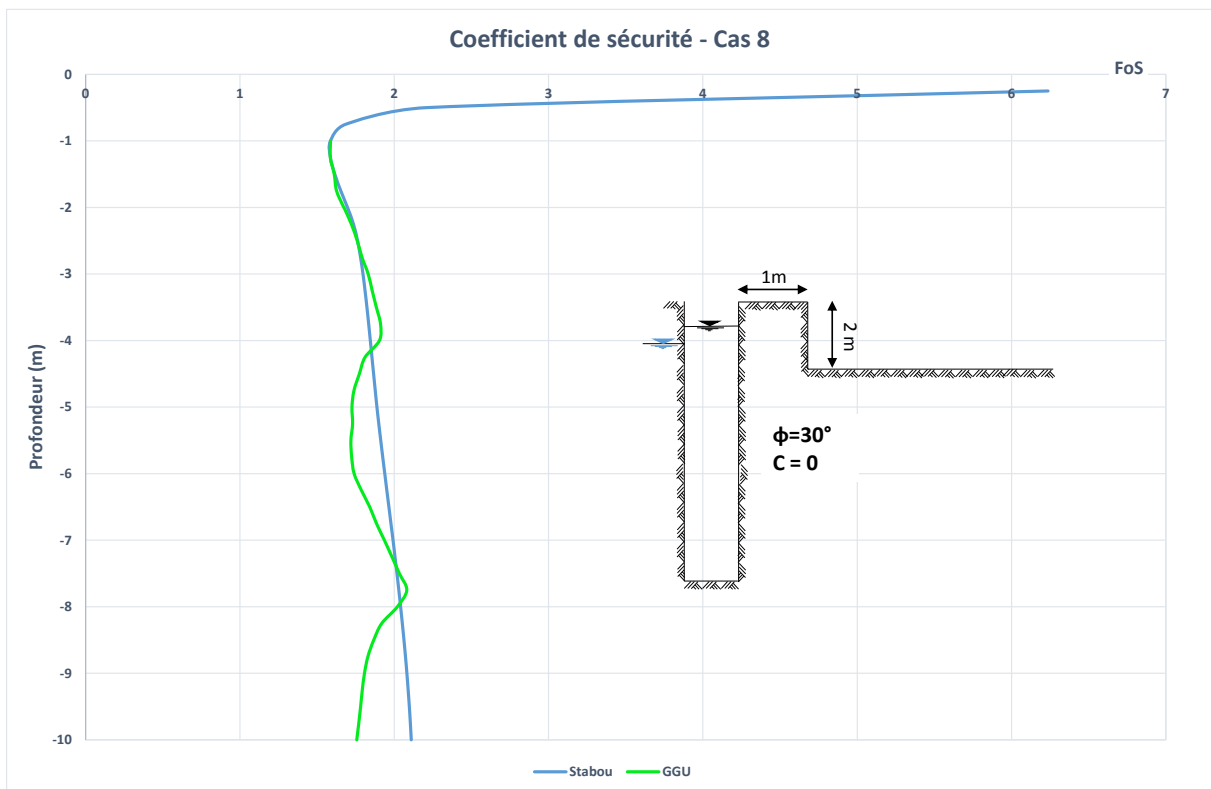
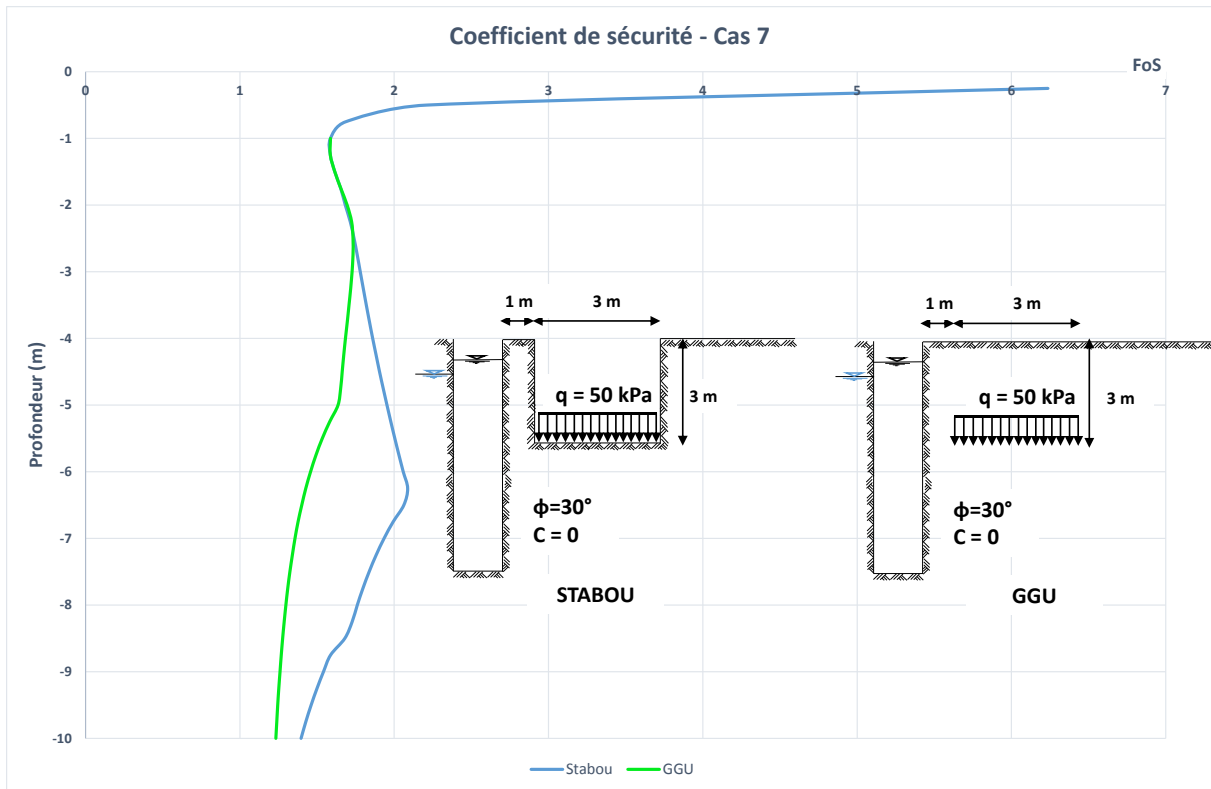
# **Annexe 1: Comparaisons STABOU – GGU**











## **Annexe 2: Plaza Claro - Colombie**

Conf. 1	Conf. 2	Conf. 3	Conf. 4
			0,00
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=18 \text{ kPa}, \phi=13^\circ$ <span style="float: right;">U1</span>
$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$ <span style="float: right;">U2a</span>
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=43 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$ <span style="float: right;">U2b</span>
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=45 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=12,5 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=11 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$ <span style="float: right;">U2c</span>
$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=14 \text{ kN/m}^3, c_u=50 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$ <span style="float: right;">U2d</span>
$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$	$\gamma=15 \text{ kN/m}^3, c_u=44 \text{ kPa}, \phi=0^\circ$ <span style="float: right;">U2e</span>
$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3, c=10 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$ <span style="float: right;">U3</span>
$\gamma_{\text{boue}} = 10,3 \text{ kN/m}^3$ $\eta \rightarrow \infty$	$\gamma_{\text{boue}} = 10,3 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,04 \text{ à } -14,5 \text{ m}$	$\gamma_{\text{boue}} = 11,0 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,24 \text{ à } -14,5 \text{ m}$	$\gamma_{\text{boue}} = 11,0 \text{ kN/m}^3$ $\eta=1,04 \text{ à } -14,5 \text{ m}$

\*Logiciel : GGU

\*Etude paramétrique sur la cohésion des couches U2a, U2b et U2c seulement

\*Pas de pondération sur la cohésion (normalement selon la norme DIN :  $c_{\text{red}}=c/1,5$ )

\*Effet membrane considéré partout

\*Surcharge appliquée à 4,00 m de la MG pour une grue LBH 853 + benne de 11 T ( $q=93 \text{ kPa}$ )

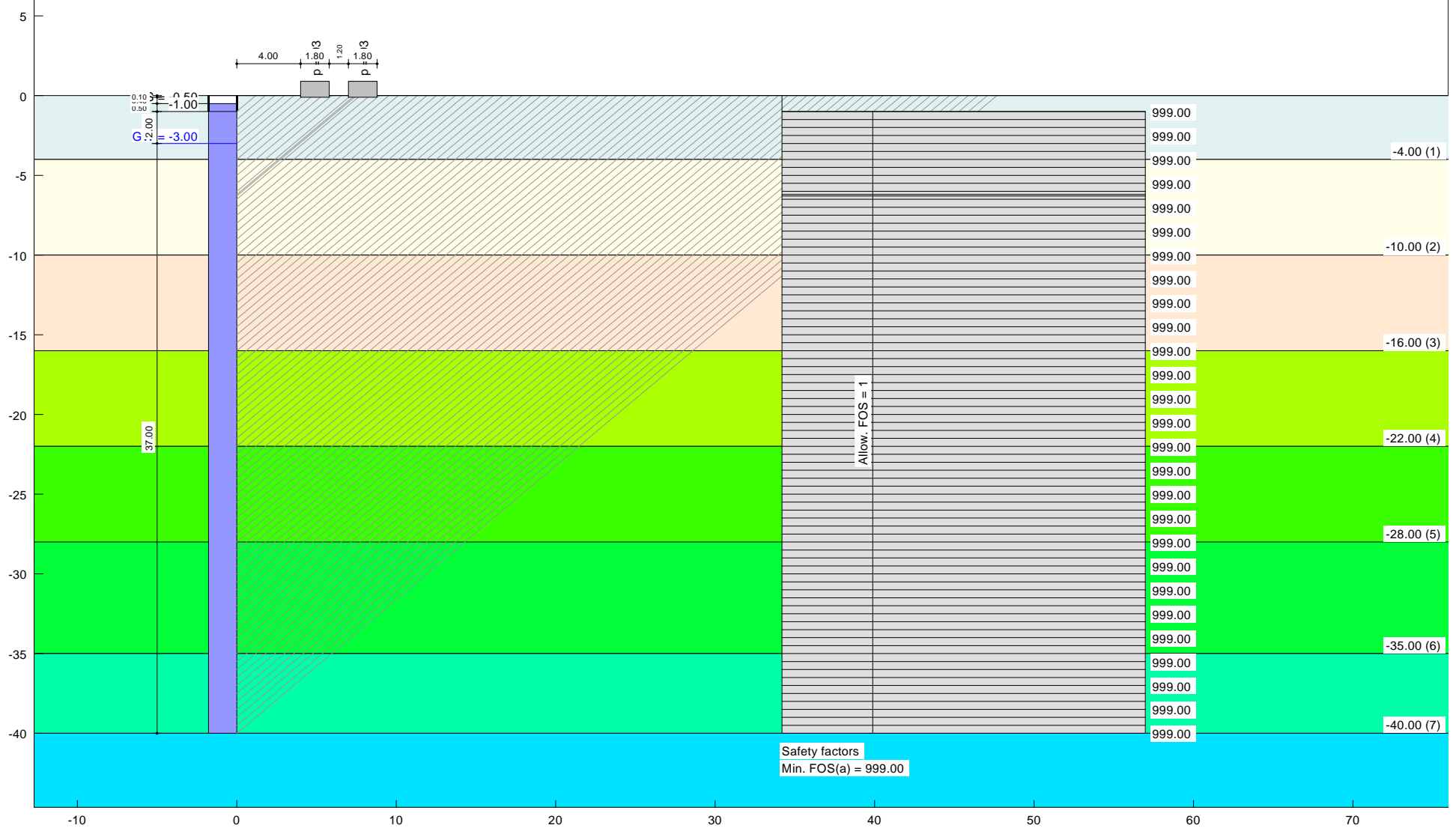
$h_{\text{boue}} = -0,5 \text{ m}$
$h_{\text{murette}} = -1 \text{ m}$
$h_w = -3 \text{ m}$
$H_{\text{tranchée}} = 40 \text{ m}$
$L_{\text{tranchée}} = 6,2 \text{ m}$
$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - 10 \text{ kN/m}^3$

Soil	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_{10}$ [m]	Designation
	18.0	8.0	13.0	18.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U1
	15.0	5.0	0.0	44.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2a
	14.0	4.0	0.0	43.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2b
	14.0	4.0	0.0	45.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2c
	14.0	4.0	0.0	50.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2d
	15.0	5.0	0.0	44.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2e
	18.0	8.0	25.0	10.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U3
	18.0	8.0	0.0	40.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U4
	16.0	6.0	0.0	80.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U5
	18.0	8.0	0.0	42.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U6

Cohesion FOS = 1.000  
 Slip surface cohesion factor = 1.000  
 Flank cohesion factor = 1.000

Initial analysis data  
 Standard: DIN 4126  
 Ground level = 0.00 m  
 Trench depth = -40.00 m  
 Guide wall depth = -1.00 m  
 Trench length = 6.20 m  
 $\gamma_{am}$  (suspension top) = 10.3 kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_{am}$  (suspension bottom) = 10.3 kN/m<sup>3</sup>  
 $\tau_{auf}$  (suspension) = 0.0100 kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{am}$  (water) = 10.000 kN/m<sup>3</sup>  
 Bilinear lateral pressure (DIN 4126)

At-rest pr. in front of guide wall  
 Minimum external stability  $\eta(a) = 999.000$   
 at a depth of -1.000 m  
 Minimum inner stability FOS(i) = 0.000  
 Groundwater ingress FOS = 1.100



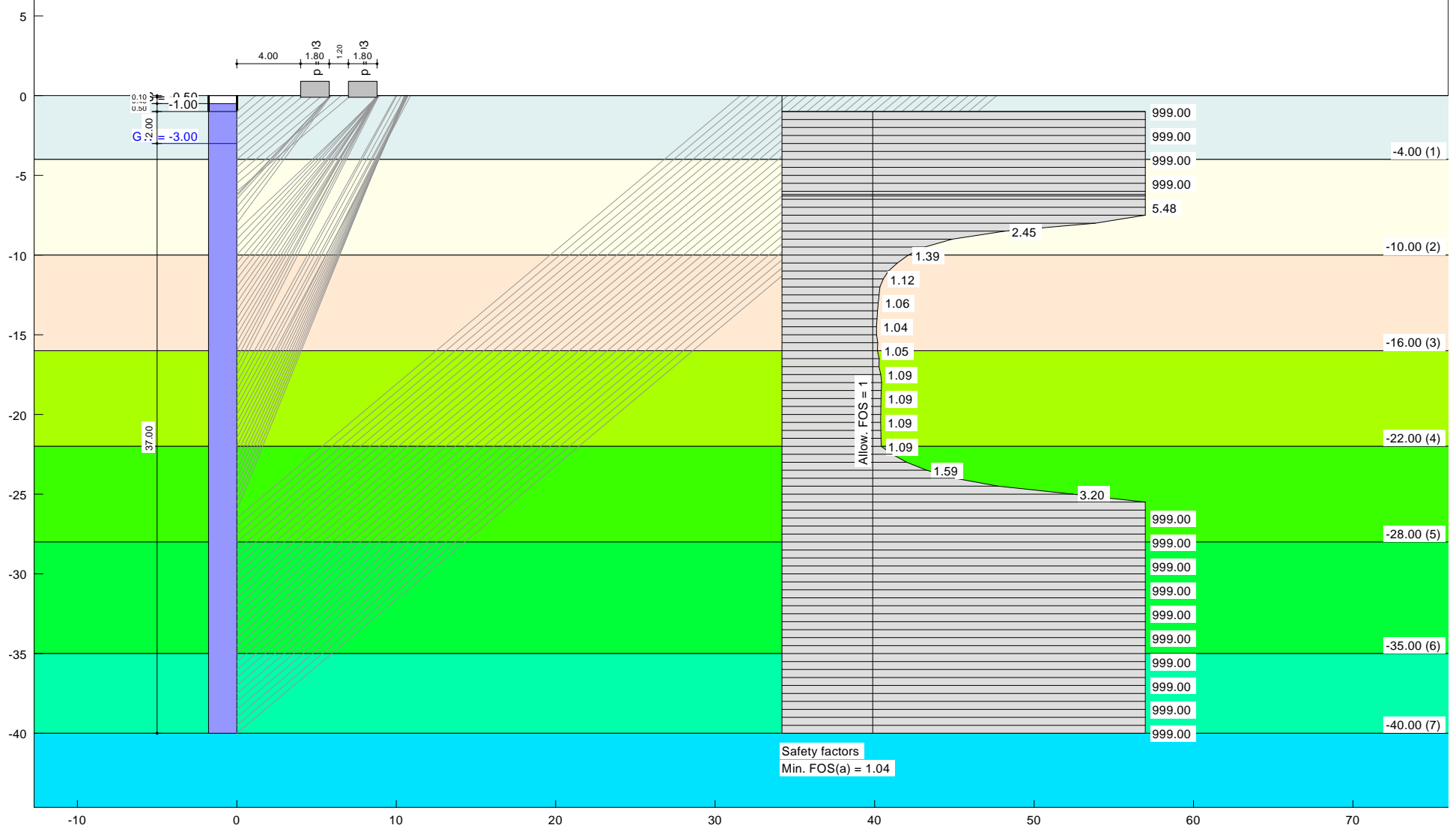
Safety factors  
 Min. FOS(a) = 999.00

Soil	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_{10}$ [m]	Designation
Light Blue	18.0	8.0	13.0	18.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U1
Light Yellow	15.0	5.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2a
Yellow	14.0	4.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2b
Light Green	14.0	4.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2c
Green	14.0	4.0	0.0	50.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2d
Light Green	15.0	5.0	0.0	44.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2e
Green	18.0	8.0	25.0	10.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U3
Light Blue	18.0	8.0	0.0	40.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U4
Blue	16.0	6.0	0.0	80.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U5
Dark Blue	18.0	8.0	0.0	42.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U6

Cohesion FOS = 1.000  
Slip surface cohesion factor = 1.000  
Flank cohesion factor = 1.000

Initial analysis data  
Standard: DIN 4126  
Ground level = 0.00 m  
Trench depth = -40.00 m  
Guide wall depth = -1.00 m  
Trench length = 6.20 m  
 $\gamma_{am}$  (suspension top) = 10.3 kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_{am}$  (suspension bottom) = 10.3 kN/m<sup>3</sup>  
 $\tau_{auf}$  (suspension) = 0.0100 kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{am}$  (water) = 10.000 kN/m<sup>3</sup>  
Bilinear lateral pressure (DIN 4126)

At-rest pr. in front of guide wall  
Minimum external stability  $\eta(a) = 1.040$   
at a depth of -14.500 m  
Minimum inner stability FOS(i) = 0.000  
Groundwater ingress FOS= 1.100



Safety factors  
Min. FOS(a) = 1.04

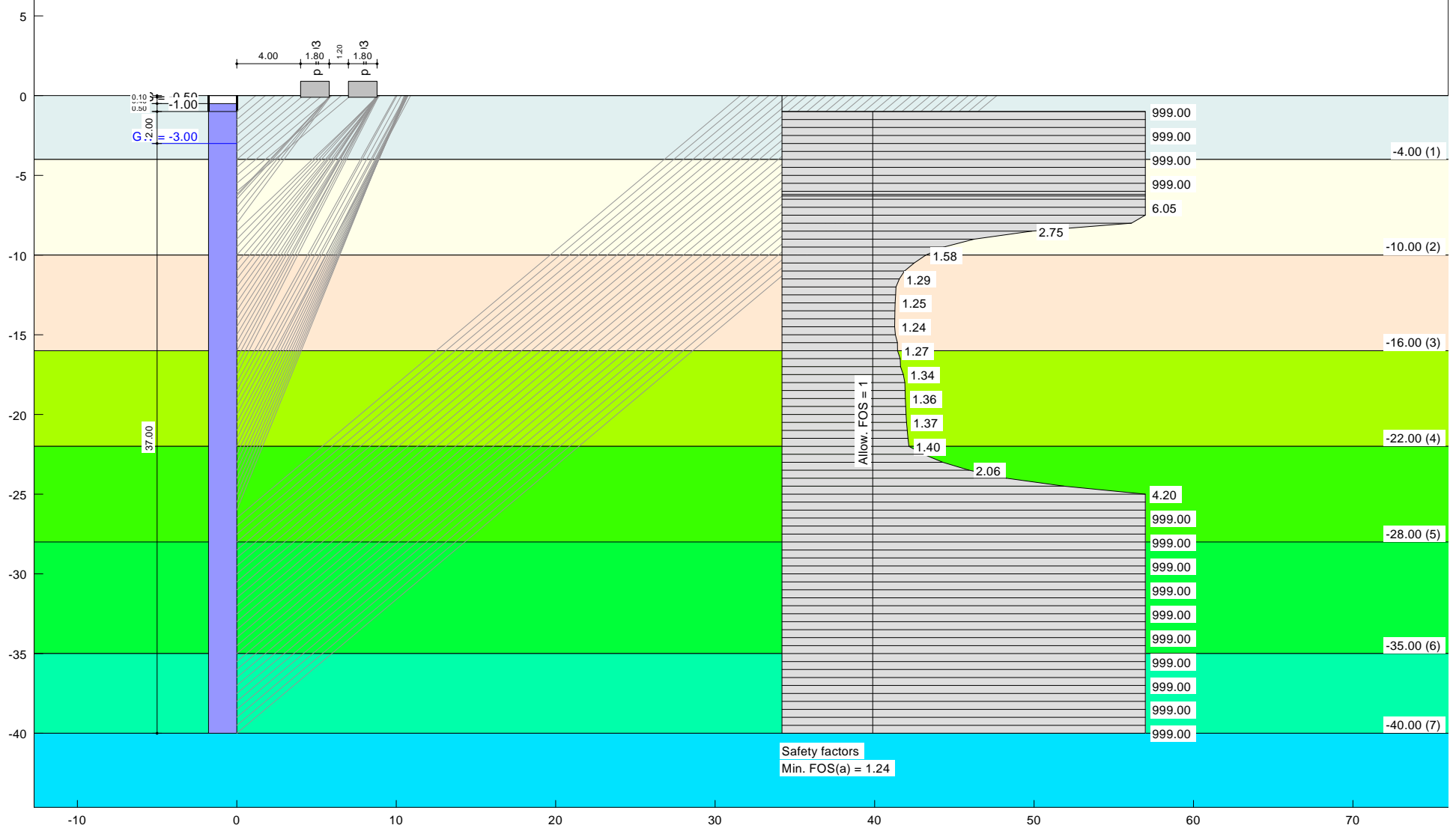


Soil	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_{10}$ [m]	Designation
U1	18.0	8.0	13.0	18.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U1
U2a	15.0	5.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2a
U2b	14.0	4.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2b
U2c	14.0	4.0	0.0	12.5	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2c
U2d	14.0	4.0	0.0	50.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2d
U2e	15.0	5.0	0.0	44.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2e
U3	18.0	8.0	25.0	10.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U3
U4	18.0	8.0	0.0	40.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U4
U5	16.0	6.0	0.0	80.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U5
U6	18.0	8.0	0.0	42.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U6

Cohesion FOS = 1.000  
 Slip surface cohesion factor = 1.000  
 Flank cohesion factor = 1.000

Initial analysis data  
 Standard: DIN 4126  
 Ground level = 0.00 m  
 Trench depth = -40.00 m  
 Guide wall depth = -1.00 m  
 Trench length = 6.20 m  
 $\gamma_{am}$  (suspension top) = 11.0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_{am}$  (suspension bottom) = 11.0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\tau_{auf}$  (suspension) = 0.0100 kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{am}$  (water) = 10.000 kN/m<sup>3</sup>  
 Bilinear lateral pressure (DIN 4126)

At-rest pr. in front of guide wall  
 Minimum external stability  $\eta(a) = 1.241$   
 at a depth of -14.500 m  
 Minimum inner stability FOS(i) = 0.000  
 Groundwater ingress FOS = 1.174



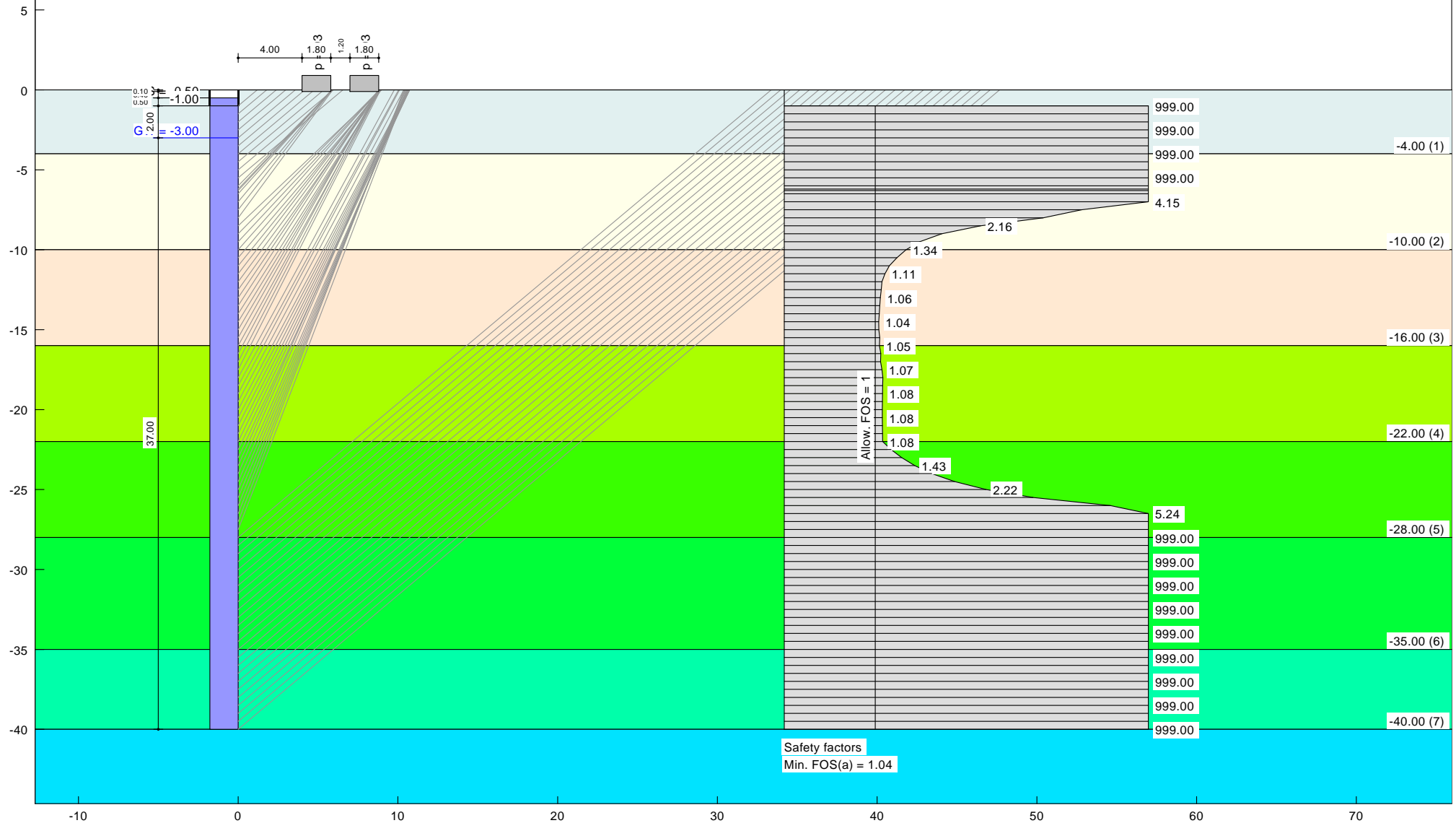
Safety factors  
 Min. FOS(a) = 1.24

Soil	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_{10}$ [m]	Designation
	18.0	8.0	13.0	18.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U1
	15.0	5.0	0.0	11.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2a
	14.0	4.0	0.0	11.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2b
	14.0	4.0	0.0	11.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2c
	14.0	4.0	0.0	50.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2d
	15.0	5.0	0.0	44.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U2e
	18.0	8.0	25.0	10.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U3
	18.0	8.0	0.0	40.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U4
	16.0	6.0	0.0	80.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U5
	18.0	8.0	0.0	42.0	$5.00 \cdot 10^{-5}$	U6

Cohesion FOS = 1.000  
 Slip surface cohesion factor = 1.000  
 Flank cohesion factor = 1.000

Initial analysis data  
 Standard: DIN 4126  
 Ground level = 0.00 m  
 Trench depth = -40.00 m  
 Guide wall depth = -1.00 m  
 Trench length = 6.20 m  
 $\gamma_{am}$  (suspension top) = 11.0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_{am}$  (suspension bottom) = 11.0 kN/m<sup>3</sup>  
 $\tau_{auf}$  (suspension) = 0.0100 kN/m<sup>2</sup>  
 $\gamma_{am}$  (water) = 10.000 kN/m<sup>3</sup>  
 Bilinear lateral pressure (DIN 4126)

At-rest pr. in front of guide wall  
 Minimum external stability  $\eta(a) = 1.038$   
 at a depth of -14.500 m  
 Minimum inner stability FOS(i) = 0.000  
 Groundwater ingress FOS = 1.174



## **Annexe 3: Photos – laboratoire**



**Figure 1 : Cellule API avec la trousse coupante à l'intérieur et le sable saturé (droite) et cellule sur le bâti de mise pression (gauche).**



**Figure 2 : Mise en place du béton après la filtration (gauche) et consolidation du tricouche dans la cellule œdométrique (droite).**



Figure 3 : Boîte de cisaillement.

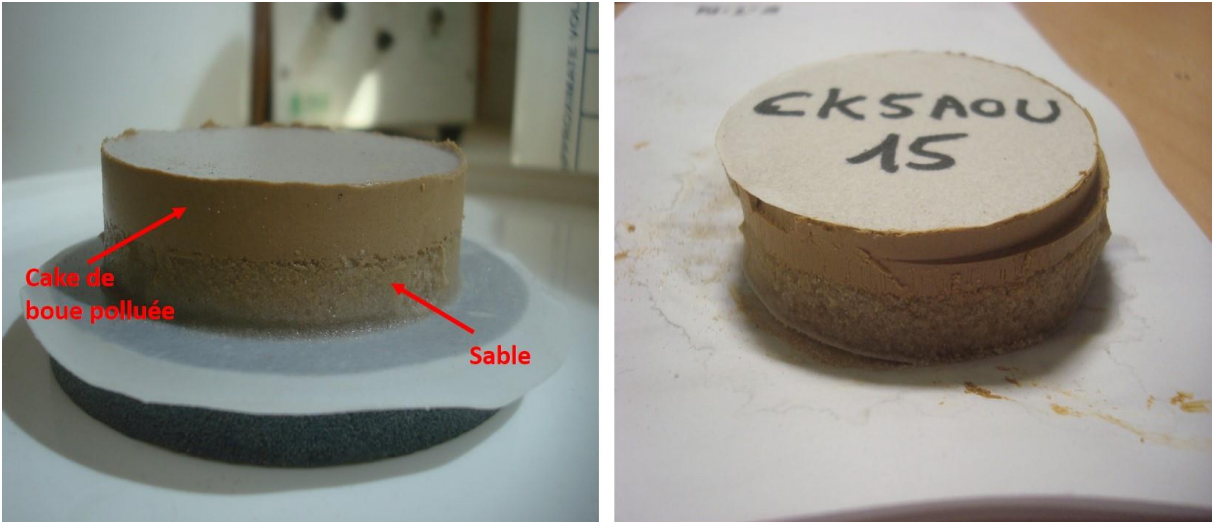


Figure 4 : Bicouche sable-cake en boue polluée avant (gauche) et après cisaillement (droite).

## **Annexe 4: Lam et al. – Résultats des articles Réf. [10] et [11]**

## 1. Réf. [10] – Essais au laboratoire

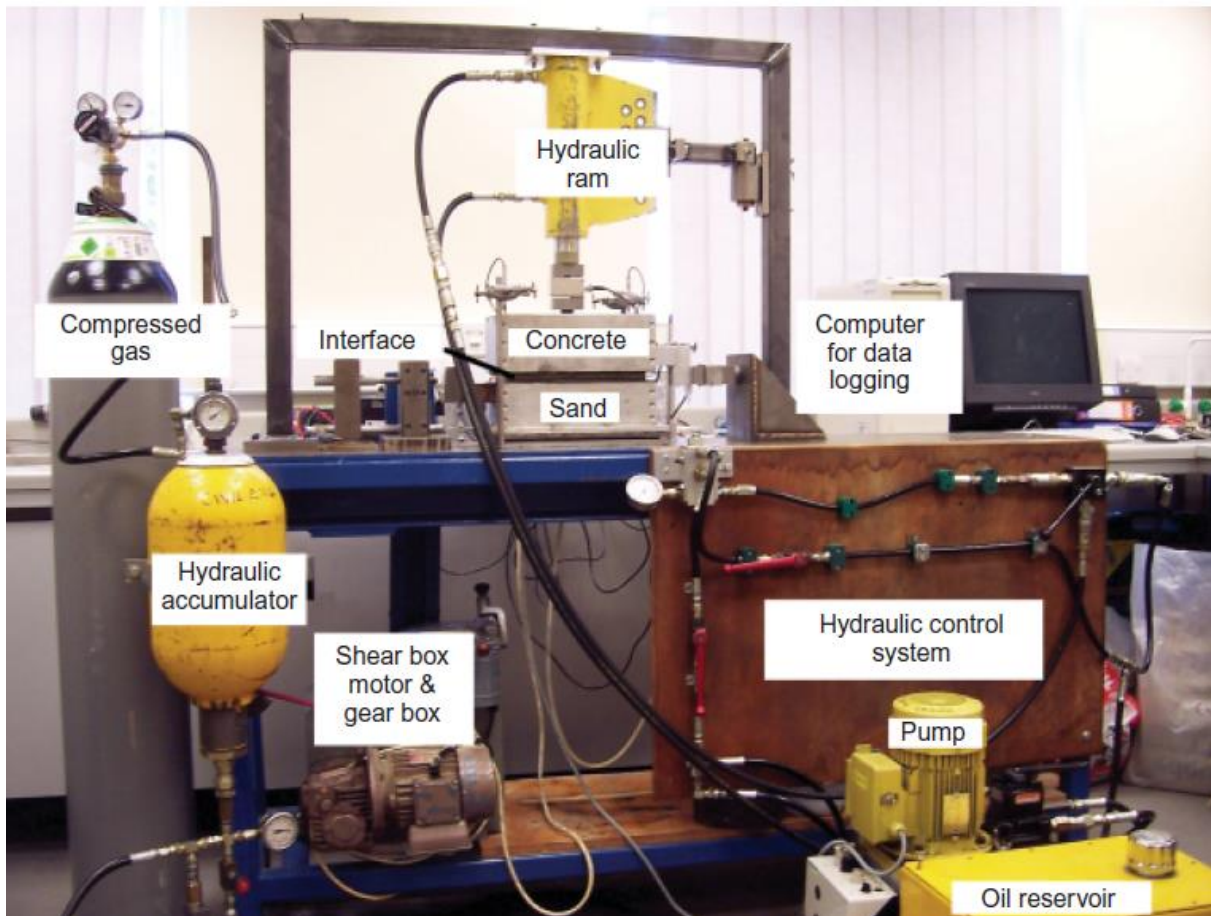


Figure 5 : Dispositif de boîte de cisaillement utilisé par Lam et al. [10].

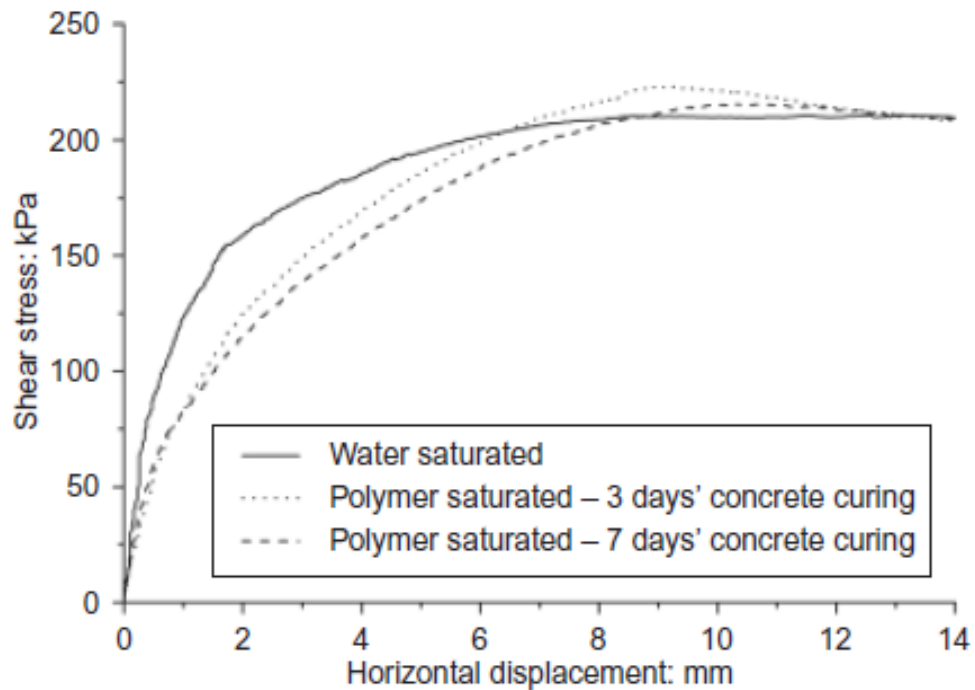


Figure 6 : Résultats concernant la boue en polymère.

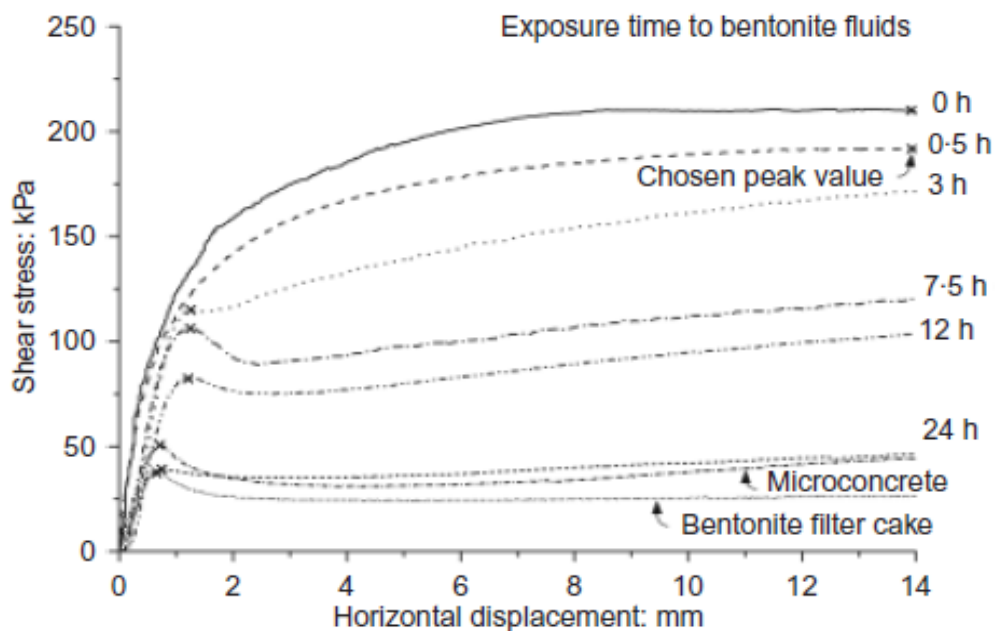


Figure 7 : Résultats concernant la boue en bentonite – différents temps de filtration.

## 2. Réf. [11] – Essais in situ

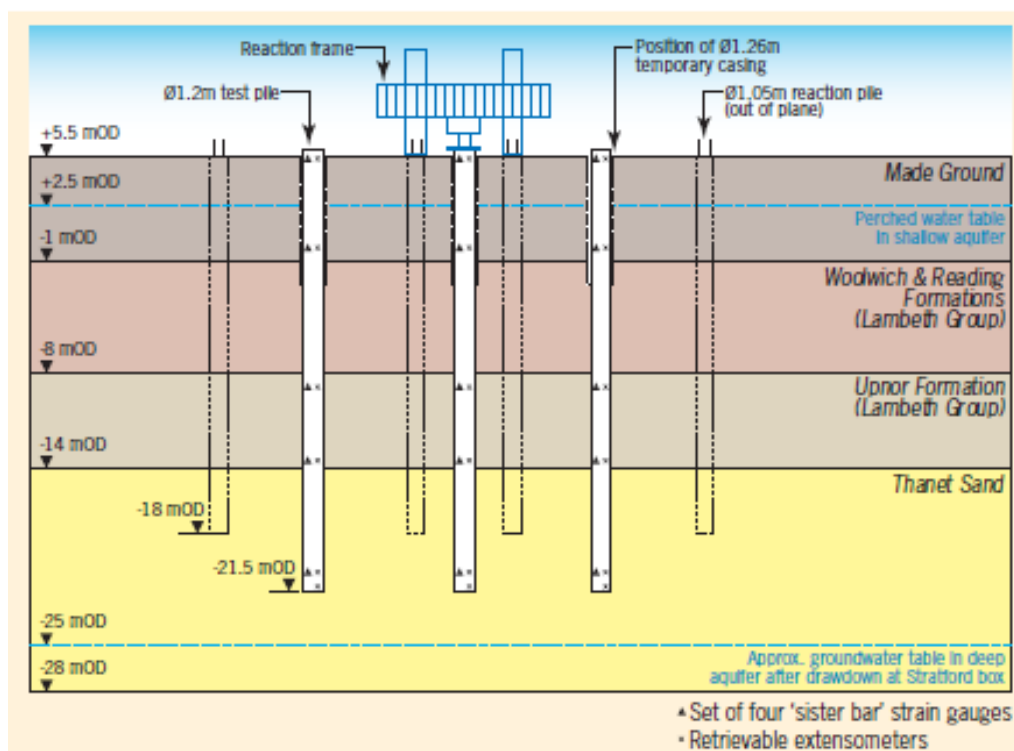


Figure 8 : Localisation des pieux testés et stratigraphie.



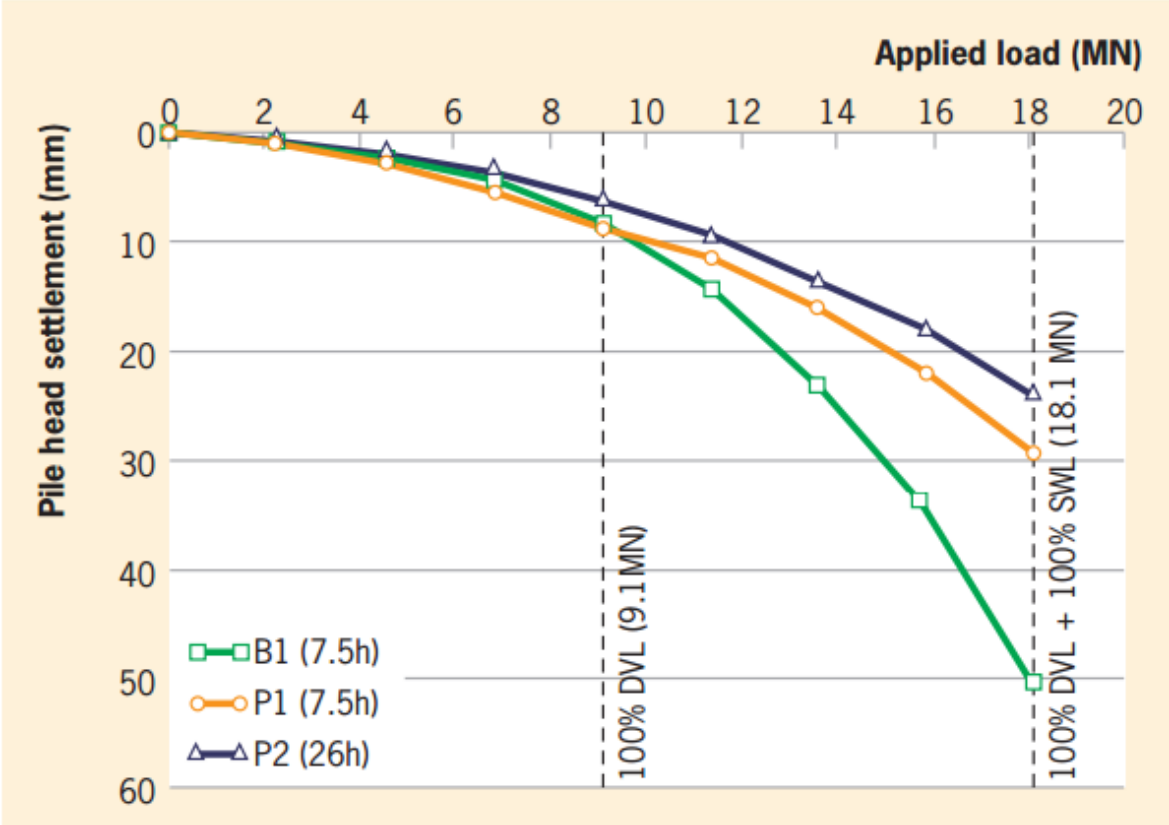


Figure 9 : Résultats des essais de chargement sur les 3 pieux.