



**HAL**  
open science

## Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes

Hiba El Arja

► **To cite this version:**

Hiba El Arja. Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes. Géotechnique. Université Paris-Est, 2020. Français. NNT : 2020PESC2034 . tel-03164869

**HAL Id: tel-03164869**

**<https://theses.hal.science/tel-03164869>**

Submitted on 10 Mar 2021

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse présentée pour l'obtention du grade de

**Docteur de l'Université Paris-Est**

Ecole Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement

Spécialité : Géotechnique

Par :

**Hiba El Arja**

**Contribution à la modélisation numérique  
des excavations profondes**

Thèse soutenue le 23 Octobre 2020 devant le jury composé de :

M. Hussein Mroueh	Université de Lille 1	Rapporteur
M. Olivier Deck	Université de Lorraine	Rapporteur
M. Jean-Michel Pereira	ENPC	Examineur
Mme. Cécile Maurel	Cerema	Examineur
M. Emmanuel Bourgeois	Université Gustave Eiffel	Directeur de thèse
M. Sébastien Burlon	Terrasol	Co-directeur de thèse



# Remerciements

Ce travail de thèse a été réalisé au laboratoire Sols, Roches et Ouvrages géotechniques (SRO) de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR). Au terme de ce travail, je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidée, de près ou de loin, à le réaliser.

Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon directeur de thèse, M. Emmanuel Bourgeois, chercheur-IGPEF à l'IFSTTAR, pour l'appui qu'il a témoigné. Je le remercie pour sa disponibilité inconditionnelle, sa rigueur scientifique et son aide continue pendant ces trois ans. C'est grâce à ses conseils et ses orientations très précieux que j'ai réussi à implémenter les modèles dans le code de CESAR.

J'exprime mes vifs remerciements à mon co-directeur de thèse, M. Sébastien Burlon, désormais directeur d'études chez Terrasol et antérieurement IDTPE à l'IFSTTAR. Depuis mon arrivée à l'IFSTTAR pour mon stage de fin d'études, il m'a fait confiance, il m'a apporté son grand soutien et il m'a fait croire en moi-même. Je le remercie pour son encadrement et ses idées intéressantes qui m'ont permis à bien mener ce travail de thèse.

Je tiens à remercier profondément M. Olivier Deck, professeur à l'Université de Lorraine et M. Hussein Mroueh, professeur à l'Université de Lille 1, d'avoir accepté de rapporter ce mémoire de thèse. Je remercie également M. Jean-Michel Pereira, professeur de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury de thèse ainsi que Mme. Cécile Maurel, responsable du département Géosciences Risques au CEREMA d'avoir accepté d'examiner ce travail de thèse.

J'exprime ma reconnaissance à tous les agents du département GERS de l'IFSTTAR. J'ai apprécié pendant ces années l'ambiance sympathique qui règne au sein de ses équipes. Je remercie particulièrement mes collègues Stefania, Wassim, Benoit, Roberto, Carolina, Margot, Yvon, Youssef, Rym, Emma, Yaghkob, Zineb, Chiara. Je remercie aussi l'ensemble des doctorants libanais du laboratoire Navier et de l'IFSTTAR avec lesquels j'ai passé de très agréables moments : May, Youssouf, Hussein, Layla, Farah, Mohammad, Tatiana, Nihal.

Je tiens à remercier Sonia, Stefania et Benoit qui m'ont aidée pour réaliser les essais en laboratoire. Je remercie également Tomasz Daktera et SoletancheBachy pour avoir fourni les résultats des instrumentations et les données du projet d'excavation de la gare de Créteil l'Echat réalisée dans le cadre du projet Grand Paris Express.

Je n'oublierai pas les encouragements des amis qui m'ont accompagnée durant mon aventure entre le Liban et la France. Un grand merci chaleureux et particulier à mes amies Ginger, Mirna, Rim, Dima, Remi avec lesquelles j'ai partagé joies et peines et j'ai passé des moments inoubliables.

Et comme on dit il faut garder le meilleur pour la fin, j'exprime ma plus profonde reconnaissance et mon amour infini envers ma famille et mon partenaire Michel qui ont toujours été présents à mes côtés. Sans leur encouragement et leur confiance, ce travail n'aurait jamais eu lieu et je ne serais absolument pas où j'en suis aujourd'hui.

Merci à toutes et tous !



# Résumé

Ce travail aborde différents aspects de la modélisation numérique des mouvements de sol induits par la réalisation des excavations profondes. Le premier objectif est de définir un modèle de comportement qui inclut un mécanisme permettant de bien représenter la cuvette de tassement derrière un écran de soutènement. Le deuxième objectif est de contribuer à la justification des états limites ultimes des ouvrages de soutènement selon le format proposé par les Eurocodes.

On propose deux modèles de comportement basés sur la théorie de l'élastoplasticité à un seul mécanisme : « le modèle H1 » et « le modèle H2 », qui comportent respectivement une loi d'érouissage isotrope et une loi d'érouissage cinématique non linéaire. Les formulations des deux modèles sont présentées. Leurs différents paramètres sont définis à partir d'essais en laboratoire ou in situ. On étudie l'influence de chacun de ces paramètres dans le cas des essais triaxiaux.

Ces deux modèles sont implémentés dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. Une analyse numérique d'un projet réel d'excavation issu d'un exercice de prévision (benchmark) avec différents modèles de comportement est présentée. Les résultats obtenus avec le modèle H2 n'améliorent pas significativement les résultats par rapport au modèle H1.

Dans la suite, on concentre la discussion sur le modèle H1. Des études paramétriques sont réalisées sur ce projet d'excavation pour identifier les paramètres qui ont une influence sur la cuvette de tassement calculée.

Dans le cadre du Projet Grand Paris Express, de nouvelles lignes de métro sont en cours de réalisation. La fouille de la future gare de Créteil L'Échat de la ligne 15 sud est choisie comme cas d'étude. Les résultats numériques obtenus avec le modèle H1 sont confrontés à des mesures réalisées dans cette gare.

Le dernier chapitre aborde la justification aux états limites ultimes des ouvrages de soutènement. La discussion est axée sur la procédure de réduction des propriétés de cisaillement des sols (c-phi réduction). On cherche à préciser dans quelle mesure cette méthode peut être adaptée à des modèles de comportement complexes comme le modèle H1



# Abstract

The present research work addresses various aspects of the numerical modelling of ground movements induced by deep excavations. The first objective is to define a constitutive model allowing to obtain a good estimation of the settlement behind the retaining wall. A second objective is to contribute to the justification of retaining structures for ultimate limit states according to the format proposed by the Eurocodes.

Two constitutive models based on the theory of elastoplasticity with a single mechanism are proposed: "H1 model" and "H2 model" which include respectively an isotropic hardening law and a non-linear kinematic hardening law. The formulations of the two models are presented. Their different parameters are defined from laboratory or in situ tests. The influence of each of these parameters is studied in the case of triaxial tests.

Both models are implemented in the CESAR-LCPC finite element calculation code. A numerical analysis of a real excavation project taken from a prevision exercise (benchmark) with different constitutive models is presented. The results obtained with the H2 model do not significantly improve the results compared to the H1 model.

In the following, the discussion focuses on the H1 model. Parametric studies are carried out on this excavation project to identify the parameters that have an influence on the settlement distribution calculated behind the retaining wall.

Within the framework of the Grand Paris Express Project, new metro lines are being built. The excavation of the future "Créteil L'Échat" station of line 15 south is chosen as a case study in this thesis. The numerical results obtained with the H1 model are compared with measurements obtained in this station.

Regarding the justification for the ultimate limit states of retaining structures, the discussion focuses on the procedure of reduction of the shear properties of soils ( $c$ - $\phi$  reduction). We seek to clarify to what extent this method can be adapted to complex constitutive models such as the H1 model.



# Table des matières

Résumé.....	5
Abstract.....	7
Table des matières.....	9
Liste des Figures .....	13
Liste des tableaux.....	19
Introduction générale .....	21
Chapitre 1 : Quelques enjeux liés aux excavations profondes : synthèse bibliographique .....	25
1.1. Introduction .....	26
1.2. Déplacements dans le terrain à proximité d'un écran de soutènement .....	26
1.2.1. Déformée de l'écran.....	27
1.2.2. Tassements derrière l'écran .....	30
1.2.3. Soulèvement du fond de fouille .....	33
1.3. Méthodes utilisées pour le calcul des écrans de soutènement.....	35
1.3.1. Les méthodes classiques .....	36
1.3.2. La méthode du coefficient de réaction.....	40
1.3.3. Les modélisations numériques .....	42
1.4. Modèles de comportement dans les modèles numériques .....	48
1.4.1. Chemins de contraintes .....	49
1.4.2. Rappels sur la théorie de l'élastoplasticité.....	51
1.4.3. Le modèle « ELMC » .....	53
1.4.4. Le modèle de « Duncan et Chang » .....	54
1.4.5. Le modèle « Hardening Soil Model – HSM » .....	55
1.4.6. Le modèle « Hardening Soil Model with Small strain » .....	61
1.4.7. Autres modèles.....	63
1.5. Conclusion.....	64
Chapitre 2 : Formulation et implémentation de deux modèles de comportement .....	65
2.1. Introduction .....	66
2.2. Notions d'état critique et d'état caractéristique.....	67
2.3. Modèle H1 : Effet de la contractance-dilatance .....	71
2.3.1. Introduction.....	71
2.3.2. Formulation du modèle H1 .....	73

2.3.3.	Identification des paramètres du modèle H1 .....	76
2.3.4.	Influence des paramètres dans le cas de l'essai triaxial.....	77
2.3.5.	Identification individuelle de chaque paramètre.....	83
2.3.6.	Calage sur des essais pour la gare Créteil l'Echat .....	86
2.3.7.	Essais au laboratoire sur des matériaux de la gare de Vitry Centre.....	89
2.3.8.	Implémentation du modèle H1 dans le logiciel CESAR .....	93
2.4.	Modèle H2 : Effet d'un écrouissage cinématique .....	98
2.4.1.	Introduction.....	98
2.4.2.	Formulation du modèle H2 .....	99
2.4.3.	Influence des paramètres du modèle H2 dans le cas d'un essai triaxial .....	103
2.4.4.	Identification individuelle de chaque paramètre.....	109
2.4.5.	Implémentation du modèle dans le code de CESAR.....	110
2.4.6.	Application à des chemins de contraintes en extension.....	111
2.5.	Conclusion.....	114
Chapitre 3 : Application à une excavation réelle dans les sables de Berlin.....		115
3.1.	Introduction .....	116
3.2.	Présentation du projet.....	116
3.2.1.	Géométrie, maillage et hypothèses .....	116
3.2.2.	Les différentes phases du calcul .....	118
3.3.	Modèles et paramètres pour les différents éléments de la modélisation.....	119
3.3.1.	Paroi et tirants .....	119
3.3.2.	Couches de sols.....	119
3.3.3.	Interface sol-paroi .....	124
3.4.	Discussion des résultats.....	125
3.4.1.	Analyse des déplacements .....	125
3.4.2.	Analyse des efforts.....	127
3.4.3.	Analyse des déformations .....	128
3.4.4.	Synthèse .....	131
3.5.	Influence de certains paramètres du modèle H1 .....	132
3.5.1.	Influence de l'angle caractéristique .....	132
3.5.2.	Influence du paramètre b de la loi d'érouissage.....	135
3.5.3.	Influence du domaine élastique initial .....	137
3.6.	Influence d'autres aspects de modélisation.....	139

3.6.1.	Effet de la modélisation de l'interface sol-ouvrage .....	139
3.6.2.	Effet de la modélisation des phases de rabattement.....	141
3.7.	Conclusion.....	145
Chapitre 4 : Application du modèle H1 à une gare du Grand Paris Express .....		147
4.1.	Introduction .....	148
4.2.	Présentation du projet.....	148
4.2.1.	Géométrie, maillage et hypothèses .....	148
4.2.2.	Phases du calcul .....	150
4.2.3.	Propriétés des terrains et des matériaux.....	152
4.3.	Analyse des déplacements horizontaux.....	155
4.3.1.	Essai de pompage : phases 2 et 3 .....	155
4.3.2.	Effet de la risberme et des surcharges : phases 6 et 7.....	156
4.3.3.	Comparaison avec les mesures pour les phases 7, 8 et 9.....	157
4.4.	Analyse des déplacements verticaux.....	160
4.4.1.	Comparaison des mesures avec une méthode semi-empirique.....	160
4.4.2.	Résultats de la modélisation numérique : phases 7, 8 et 9.....	164
4.5.	Etude des efforts dans les butons .....	170
4.5.1.	Efforts dans les butons obtenus par modélisation numérique.....	170
4.5.2.	Efforts thermiques dans les butons .....	171
4.6.	Conclusion.....	175
Chapitre 5 : Contribution à la justification des états limites ultimes des ouvrages de soutènement .....		177
5.1.	Introduction .....	178
5.1.1.	Vérification des ELU STR.....	179
5.1.2.	Vérification des ELU GEO .....	180
5.2.	La méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol.....	181
5.2.1.	Procédures de c-phi réduction.....	182
5.2.2.	Options pour la prise en compte d'une loi d'écoulement non associée.....	183
5.3.	Mise en œuvre par éléments finis.....	184
5.3.1.	Rappel sur les procédures numériques en élastoplasticité .....	184
5.3.2.	Procédures de c-phi réduction dans CESAR .....	185
5.3.3.	Application à l'étude de la stabilité d'un talus.....	186
5.4.	Techniques de c-phi réduction pour les modèles avancés.....	194
5.4.1.	Réduction des propriétés mécaniques du modèle H1 .....	194

5.4.2.	Traitement de la loi d'écrouissage .....	195
5.4.3.	Traitement de la loi d'écoulement .....	196
5.4.4.	Application à l'étude de la stabilité d'un talus.....	196
5.4.5.	Influence de la loi d'écoulement avec le modèle H1 .....	198
5.4.6.	Utilisation du modèle ELMC pour l'étape 2 du calcul avec H1 .....	201
5.5.	Application à l'étude du projet d'excavation dans les sables de Berlin.....	202
5.5.1.	Facteur de sécurité .....	203
5.5.2.	Mécanisme de rupture.....	204
5.5.3.	Moment fléchissant et effort tranchant maximaux dans l'écran .....	205
5.5.4.	Evolution des efforts en fonction du facteur de sécurité.....	207
5.6.	Conclusions .....	209
	Conclusions et perspectives .....	211
	Annexe : méthode de réduction non uniforme avec le modèle H1 .....	215
	Références.....	217

# Liste des Figures

Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques d'une excavation .....	27
Figure 1.2 : Mouvements types d'une excavation soutenue par des appuis (Clough et O'Rourke, 1990) .....	28
Figure 1.3 : Exploitation de mesures sur des excavations profondes en France (Marten, 2005) .....	28
Figure 1.4 : Effet de la rigidité du soutènement et du facteur de la stabilité du fond de fouille sur le déplacement horizontal maximal de l'écran de soutènement (Clough et O'Rourke, 1990) .....	29
Figure 1.5 : Diagrammes proposés par Peck (1969) pour l'estimation des tassements derrière l'écran .....	31
Figure 1.6 : Profils de tassements proposés par Clough et O'Rourke (1990) .....	31
Figure 1.7 : Profils de tassement : (a) tympan et (b) concave (Hsieh et Ou, 1998) .....	33
Figure 1.8 : Analyse de la stabilité du fond de fouille par la méthode proposée par Bjerrum et Eide (1956) .....	34
Figure 1.9 : Corrélation entre le déplacement maximal de l'écran et le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille (Mana et Clough, 1981) .....	35
Figure 1.10 : Principe du calcul du « coin de Coulomb » (Corfdir, 2017) .....	37
Figure 1.11 : Analyse des contraintes dans une pente infinie (Corfdir, 2017) .....	38
Figure 1.12 : Principe de la méthode de coefficient de réaction (Soletanche Bachy, 2012) .....	41
Figure 1.13 : Les zones proposées par Zhu et Liu (1994) pour délimiter un modèle d'une excavation .....	51
Figure 1.14 : Principe de la surface de charge (Potts et Zdravković, 2001) .....	52
Figure 1.15 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales .....	54
Figure 1.16 : Relation hyperbolique dans le cas d'un essai triaxial dans le modèle HSM .....	57
Figure 1.17 : Evolution du critère déviatorique en fonction du variable d'écrouissage $\gamma$ dans le modèle HSM ..	58
Figure 1.18 : Traitement complémentaire de la dilatance dans le modèle HSM .....	59
Figure 1.19 : Les deux surfaces de charge du modèle HSM dans le plan p-q .....	60
Figure 1.20 : Surfaces de charge du modèle HSM dans l'espace des contraintes principales .....	61
Figure 1.21 : Domaines d'utilisation d'essais pour la détermination des modules de déformations .....	61
Figure 2.1 : Points finaux des essais triaxiaux en compression non drainés sur les argiles de Weald .....	68
Figure 2.2 : Points finaux sur des essais triaxiaux en compression drainée sur les argiles de Weald .....	68
Figure 2.3 : Résultats des essais de cisaillement simple sur des billes d'acier (Wroth, 1958) .....	69
Figure 2.4 : Résultats d'un essai triaxial drainé obtenus avec le critère de Mohr-Coulomb .....	72
Figure 2.5 : Résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	72
Figure 2.6 : Surface de charge du modèle H1 dans l'espace des contraintes principales .....	76
Figure 2.7 : Section de la surface de charge dans le plan déviatorique .....	76
Figure 2.8 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	77
Figure 2.9 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai non drainé avec le modèle H1 .....	77
Figure 2.10 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	78
Figure 2.11 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 ..	78
Figure 2.12 : Effet de l'angle $\varphi_0$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	79

Figure 2.13 : Effet de l'angle $\varphi_0$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	79
Figure 2.14 : Effet de la cohésion $c$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	79
Figure 2.15 : Effet de la cohésion $c$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	80
Figure 2.16 : Effet de l'angle $\varphi_{ultime}$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	80
Figure 2.17 : Effet de l'angle $\varphi_{ultime}$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	80
Figure 2.18 : Effet du paramètre $b$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	81
Figure 2.19 : Effet du paramètre $b$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	81
Figure 2.20 : Effet de l'angle $\varphi_c$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	82
Figure 2.21 : Effet de l'angle $\varphi_c$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	82
Figure 2.22 : Effet du paramètre $\alpha_0$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1 .....	83
Figure 2.23 : Effet du paramètre $\alpha_0$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1 .....	83
Figure 2.24 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial drainé (plan $q$ - $\varepsilon_a$ ) .....	85
Figure 2.25 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial drainé (plan $\varepsilon_v$ - $\varepsilon_a$ ) .....	85
Figure 2.26 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial non drainé (plan $p$ - $q$ ) .....	86
Figure 2.27 : Calage du modèle H1 sur les essais B1, B2 et B3 .....	88
Figure 2.28 : Calage du modèle H1 sur les essais C2 et C3 .....	88
Figure 2.29 : Calage du modèle H1 sur les essais E1, E2 et E3 .....	88
Figure 2.30 : Calage du modèle H1 sur les essais A1, A2 et A3 .....	89
Figure 2.31 : Carotte_6,1-6,9 dans les alluvions .....	90
Figure 2.32 : Carotte_18,2-19,7 dans les masses/marnes/gypse .....	90
Figure 2.33 : Carotte_25,6-27,1 dans les marnes infragypseuses .....	90
Figure 2.34 : Carotte_34,7-36,2 dans le calcaire de St Ouen .....	90
Figure 2.35 : Carotte_39,2-40,7 dans le sable de Beauchamp .....	90
Figure 2.36 : Essai triaxial drainé sur des alluvions .....	91
Figure 2.37 : Essai triaxial drainé sur les sables de Beauchamp .....	91
Figure 2.38 : Calage du modèle H1 sur l'essai triaxial drainé monotone sur les alluvions anciennes .....	92
Figure 2.39 : Calage du modèle H1 sur l'essai triaxial drainé avec boucles de déchargement sur les alluvions anciennes .....	93
Figure 2.40 : Influence de l'incrément de déformation axiale sur les résultats (essai triaxial drainé en compression) .....	97
Figure 2.41 : Utilisation d'une procédure d'intégration avec sous-incréments .....	97
Figure 2.42 : Dépendance de l'anisotropie du rapport de contraintes pour l'argile reconstituée de Gault (Pennington et al., 1997) et le sable de Hostun (Gajo et al., 2001) .....	99
Figure 2.43 : Evolution de l'anisotropie pendant un cycle d'un essai triaxial drainé en compression sur les sables denses d'Hostun (Gajo et al., 2001) .....	99
Figure 2.44 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2 .....	104
Figure 2.45 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2 .....	104
Figure 2.46 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2 .....	104

Figure 2.47 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	105
Figure 2.48 : Effet de l'angle $\varphi_0$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	105
Figure 2.49 : Effet de l'angle $\varphi_0$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	105
Figure 2.50 : Effet de la cohésion $c$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	106
Figure 2.51 : Effet de la cohésion $c$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	106
Figure 2.52 : Effet de l'angle $\varphi_{ultime}$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	107
Figure 2.53 : Effet de l'angle $\varphi_{ultime}$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	107
Figure 2.54 : Effet du paramètre $\gamma$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	107
Figure 2.55 : Effet du paramètre $\gamma$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	108
Figure 2.56 : Effet de l'angle $\varphi_c$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	108
Figure 2.57 : Effet de l'angle $\varphi_c$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	108
Figure 2.58 : Effet du paramètre $\alpha_0$ sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2	109
Figure 2.59 : Effet du paramètre $\alpha_0$ sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2	109
Figure 2.60 : Calage du modèle H2 sur les essais B1, B2 et B3	110
Figure 2.61 : Essai triaxial drainé $K_0=1$	112
Figure 2.62 : Essai triaxial non drainé $K_0=1$	112
Figure 2.63 : Essai triaxial drainé $K_0=0,5$	113
Figure 2.64 : Essai triaxial non drainé $K_0=0,5$	113
Figure 3.1 : Coupe de l'excavation (Schweiger, 2002a)	117
Figure 3.2 : Maillage adopté pour l'analyse numérique dans CESAR	117
Figure 3.3 : Calage des modèles H1, H2 et ELMC sur les résultats de modélisations d'essais triaxiaux drainés avec HSM	122
Figure 3.4 : Déplacements horizontaux pour les quatre phases d'excavation	125
Figure 3.5 : Déplacements verticaux derrière l'écran pour les quatre phases d'excavation	126
Figure 3.6 : Déplacements verticaux au niveau du fond de fouille pour les quatre phases d'excavation	127
Figure 3.7 : Moments fléchissants dans l'écran pour les quatre phases	127
Figure 3.8 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : première phase d'excavation	128
Figure 3.9 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : deuxième phase d'excavation	129
Figure 3.10 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : troisième phase d'excavation	129
Figure 3.11 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : quatrième phase d'excavation	129
Figure 3.12 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : première phase d'excavation	130
Figure 3.13 : Isovaleurs des déformations plastiques : deuxième phase d'excavation	131
Figure 3.14 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : troisième phase d'excavation	131
Figure 3.15 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : quatrième phase d'excavation	131
Figure 3.16 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements horizontaux	133
Figure 3.17 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements verticaux derrière l'écran	134
Figure 3.18 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements verticaux au fond de fouille	134

Figure 3.19 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques pour la dernière phase d'excavation.....	135
Figure 3.20 : Effet du paramètre $b$ sur les déplacements horizontaux .....	135
Figure 3.21 : Effet du paramètre $b$ sur les déplacements verticaux derrière l'écran .....	136
Figure 3.22 : Effet du paramètre $b$ sur les déplacements verticaux au fond de fouille.....	136
Figure 3.23 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques pour la 4 <sup>ème</sup> phase d'excavation.....	137
Figure 3.24 : Influence du domaine élastique initial sur les déplacements horizontaux.....	137
Figure 3.25 : Influence du domaine élastique initial sur la cuvette de tassements .....	138
Figure 3.26 : Influence du domaine élastique initial sur les soulèvements au fond de fouille .....	138
Figure 3.27 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques à la dernière phase d'excavation .....	139
Figure 3.28 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements horizontaux .....	140
Figure 3.29 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements verticaux derrière l'écran	140
Figure 3.30 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements au fond de fouille .....	141
Figure 3.31 : Modélisation du rabattement – effet sur les déplacements horizontaux.....	143
Figure 3.32 : Modélisation du rabattement - effet sur les déplacements verticaux derrière l'écran .....	144
Figure 3.33 : Modélisation du rabattement - effet sur les déplacements au fond de fouille .....	144
Figure 3.34 : Modélisation du rabattement - effet sur les moments fléchissants .....	145
Figure 4.1 : Photo du chantier de Créteil l'Echat (Daktera, 2020).....	149
Figure 4.2 : Géométrie de la section de calcul S10 avec la risberme et les surcharges appliquées .....	150
Figure 4.3 : Les quatre dernières phases du calcul .....	151
Figure 4.4 : Déplacements horizontaux de l'écran pendant et après l'essai de pompage .....	156
Figure 4.5 : Déplacements horizontaux des deux parois pour l'étape de terrassement avec risberme et la phase d'excavation suivante avec (à gauche) et sans (à droite) prise en compte des surcharges.....	157
Figure 4.6 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -13,95 m.....	158
Figure 4.7 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -21,1 m.....	159
Figure 4.8 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -28,1 m.....	159
Figure 4.9 : Les deux types de cuvettes de tassements proposées par la méthode de Ou et Hsieh (2011) .....	160
Figure 4.10 : Les surfaces à considérer dans la méthode de Hsieh et Ou (1998).....	161
Figure 4.11 : Tassements mesurés avec le SAA comparés à la méthode de Ou et Hsieh (2011) .....	164
Figure 4.12 : Comparaison entre les tassements mesurés par le SAA et calculés avec les deux modèles HSM et H1 pour les excavations 3, 4 et 5 (à gauche : avec surcharges ; à droite, sans surcharge) .....	166
Figure 4.13 : Cuvettes de tassement avec une élasticité anisotrope pour les excavations 3 à 5 .....	169
Figure 4.14 : Evolution des efforts dans les butons au cours des phases de terrassement .....	171
Figure 4.15 : Valeurs du coefficient $\beta$ estimées par la méthode de Nejjar (2019) et l'approche proposée .....	175
Figure 5.1 : Géométrie du talus étudié et maillage utilisé .....	186
Figure 5.2 : Norme de la déformation plastique obtenu avec les caractéristiques de résistance nominales .....	188
Figure 5.3 : Norme de la déformation plastique obtenu avec les caractéristiques de résistance réduites par le plus grand facteur compatible avec l'équilibre.....	188

<i>Figure 5.4 : Norme du déplacement obtenu avec les caractéristiques de résistance réduites par le plus grand facteur compatible avec l'équilibre.....</i>	<i>189</i>
<i>Figure 5.5 : Norme des déformations plastiques obtenu avec des caractéristiques de résistance réduites au-delà du facteur de sécurité .....</i>	<i>189</i>
<i>Figure 5.6 : Résultats de la c-phi réduction avec Plaxis en fonction du nombre d'étapes .....</i>	<i>190</i>
<i>Figure 5.7 : Isovaleurs de (a) la norme du déplacement incrémental normalisé et (b) de la déformation incrémentale principale majeure, pour la dernière itération d'un calcul conduit avec <math>F_{red}=1,3879</math> .....</i>	<i>191</i>
<i>Figure 5.8 : Géométrie du talus étudié .....</i>	<i>192</i>
<i>Figure 5.9 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle ELMC.....</i>	<i>193</i>
<i>Figure 5.10 : Isovaleurs de la contrainte déviatorique à la fin de l'étape 1 du calcul avec le modèle ELMC .....</i>	<i>197</i>
<i>Figure 5.11 : Isovaleurs de la contrainte déviatorique à la fin de l'étape 1 du calcul avec le modèle H1.....</i>	<i>197</i>
<i>Figure 5.12 : Isovaleurs de (a) la norme du déplacement incrémental normalisé et (b) de la déformation incrémentale principale majeure, pour la dernière itération d'un calcul conduit avec <math>F_{red}=1,6056</math> .....</i>	<i>198</i>
<i>Figure 5.13 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle H1 .....</i>	<i>199</i>
<i>Figure 5.14 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle H1 pour le talus 1.....</i>	<i>200</i>
<i>Figure 5.15 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour le talus 1.....</i>	<i>202</i>
<i>Figure 5.16 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour le talus 2.....</i>	<i>202</i>
<i>Figure 5.17 : Modèle ELMC (a) Facteurs de sécurité obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>204</i>
<i>Figure 5.18 : Modèle H1: (a) Facteurs de sécurité obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>204</i>
<i>Figure 5.19 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 du calcul de la dernière phase d'excavation avec le modèle ELMC .....</i>	<i>205</i>
<i>Figure 5.20 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 du calcul de dernière phase d'excavation avec le modèle H1.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure 5.21 : Modèle ELMC (a) Moments fléchissant maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>206</i>
<i>Figure 5.22 : Modèle H1 (a) Moments fléchissant maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>206</i>
<i>Figure 5.23 : Modèle ELMC (a) Efforts tranchants maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>206</i>
<i>Figure 5.24 : Modèle H1 (a) Efforts tranchants maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues.....</i>	<i>207</i>
<i>Figure 5.25 : Evolution des efforts maximaux dans l'écran en fonction du facteur de sécurité .....</i>	<i>208</i>



# Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Différents types de comportement selon le taux de dilatance (Fern et Soga, 2018) .....	70
Tableau 2.2 : Paramètres de référence pour l'étude paramétrique .....	77
Tableau 2.3 : Ensemble des essais réalisés sur le sol du chantier de Créteil l'Echat- L15 sud .....	86
Tableau 2.4 : Paramètres du modèle H1 pour le calage sur les essais de Créteil B, C et E .....	87
Tableau 2.5 : Paramètres du modèle H1 pour le calage sur les essais de Créteil A .....	89
Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres du modèle H1 .....	92
Tableau 2.7 : Paramètres du modèle H1 utilisés pour étudier l'effet de la variation de l'incrément de calcul .....	97
Tableau 2.8 : paramètres de référence pour les calculs des essais triaxiaux drainés et non drainés .....	103
Tableau 2.9 : Paramètres utilisés pour le modèle H2 pour modéliser les essais B1, B2 et B3 .....	110
Tableau 2.10 : paramètres de référence pour les calculs des essais triaxiaux drainés et non drainés .....	111
Tableau 3.1 : Phases de calcul pour modéliser l'excavation dans les sables de Berlin .....	118
Tableau 3.2 : Caractéristiques de la paroi .....	119
Tableau 3.3 : Caractéristiques des ancrages .....	119
Tableau 3.4 : Paramètres du modèle HSM pour les trois couches de sol .....	120
Tableau 3.5 : Etats de contraintes initiaux et modules de déchargement (HSM) à mi-profondeur de chaque couche .....	123
Tableau 3.6 : Paramètres des modèles H1 et H2 pour les trois couches de sol .....	123
Tableau 3.7 : Paramètres du modèle ELMC pour les trois couches de sol .....	123
Tableau 3.8 : Caractéristiques des éléments joints avec les modèles HSM, H, H2 et ELMC .....	124
Tableau 4.1 : Phases considérées pour modéliser l'excavation de la gare de Créteil l'Echat .....	150
Tableau 4.2 : Caractéristiques des parois moulées .....	152
Tableau 4.3 : Caractéristiques des trois lits de butons .....	152
Tableau 4.4 : Paramètres du modèle HSM .....	153
Tableau 4.5 : Paramètres du modèle H1 .....	154
Tableau 4.6 : Caractéristiques des différentes couches des éléments joints .....	155
Tableau 4.7 : Surfaces calculées pour la première et les trois dernières phases d'excavation .....	163
Tableau 4.8 : Etendue des deux zones d'influence pour les trois dernières phases d'excavation .....	163
Tableau 4.9 : Valeurs retenues pour les trois ratios pour les calculs réalisés .....	168
Tableau 5.1 : Paramètres du modèle ELMC pour l'étude de stabilité d'un talus .....	187
Tableau 5.2 : Paramètres du modèle ELMC pour l'étude de stabilité d'un talus raide .....	192
Tableau 5.3 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs .....	193
Tableau 5.4 : Paramètres du modèle H1 pour l'étude de stabilité d'un talus .....	196
Tableau 5.5 : Paramètres du modèle H1 pour l'étude de stabilité d'un talus .....	198
Tableau 5.6 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs .....	198

<i>Tableau 5.7 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs .....</i>	<i>200</i>
<i>Tableau 5.8 : Valeurs de l'angle de dilatance pour chaque calcul et facteurs de sécurité obtenus.....</i>	<i>201</i>
<i>Tableau 5.9 : Choix sur le traitement de la loi d'écoulement avec le modèle H1.....</i>	<i>203</i>
<i>Tableau 5.10 : Choix sur le traitement de la loi d'écoulement avec le modèle ELMC.....</i>	<i>203</i>

# Introduction générale

---

A partir du 19<sup>ème</sup> siècle et surtout au 20<sup>ème</sup> siècle, sous l'impulsion du développement industriel et économique, l'utilisation du sous-sol a évolué d'une façon spectaculaire dans le domaine minier, dans le domaine des transports avec le développement des routes, des voies navigables et des chemins de fer et dans le domaine des aménagements hydroélectriques.

De nos jours, la densification du tissu urbain implique la réalisation d'ouvrages souterrains variés comme des tunnels, des stations de métro, des excavations etc. Les projets d'excavations profondes, actuellement très répandus, mettent en jeu des ouvrages de soutènement de plus en plus complexes.

Ces excavations induisent des mouvements dans le terrain encaissant, qui peuvent occasionner des dommages aux avoisinants. La conception des soutènements nécessite de garantir la stabilité des différents éléments structuraux à toutes les étapes du processus de construction, qui est fortement liée à l'interaction entre le sol et l'écran. Ces différents aspects font du dimensionnement de ces ouvrages un problème délicat.

Il est donc indispensable de modéliser ces ouvrages de manière approfondie afin de prédire leur comportement le plus correctement possible. Plus précisément, pour évaluer leur impact sur les ouvrages avoisinants, on cherche à calculer, d'une part, le déplacement horizontal de l'écran et, d'autre part, le déplacement vertical du sol situé derrière l'écran.

Les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer non seulement les déplacements de l'ouvrage étudié mais aussi ceux du terrain et des structures situées à proximité ne sont pas nombreuses : c'est l'un des atouts de la méthode des éléments finis qui permet, a priori, de traiter des configurations à peu près quelconques et de calculer les déplacements dans l'ensemble de la zone d'influence de l'excavation.

Néanmoins, dans les conditions où elle est utilisée le plus fréquemment, la méthode présente encore des limites pour les problèmes des excavations profondes. L'estimation des tassements derrière l'écran reste un problème difficile : les déplacements calculés ne sont pas toujours cohérents avec les observations sur les ouvrages réels et parfois même peu réalistes : des soulèvements peuvent être obtenus par les calculs au lieu des tassements généralement observés.

Une des explications possibles de ces incohérences est le choix d'un modèle inadapté à la description du déchargement du sol. L'origine physique du soulèvement est la suivante : lors de l'excavation, on supprime le poids du terrain excavé, ce qui revient à appliquer une force verticale vers le haut sur le terrain restant. Cette force provoque, dans les calculs par éléments finis avec des modèles de comportement simples, un soulèvement du sol au fond de fouille et derrière l'écran. Il est donc naturel de chercher à améliorer la description du comportement des sols.

C'est sur cette problématique qu'on se focalise dans ce travail. On cherche à proposer un modèle de comportement adapté à la modélisation des excavations profondes, et à valider la modélisation par une comparaison entre des résultats de calculs et des observations sur des ouvrages réels. En plus de ces enjeux scientifiques de modélisation, on s'intéresse dans une dernière partie à un enjeu technique de sécurité sur les mêmes ouvrages de soutènements : on propose d'étudier les mécanismes de rupture et de contribuer à la justification aux états limites ultimes de ces ouvrages selon le format proposé par les Eurocodes.

Ce mémoire présente une contribution globale à la modélisation numérique des excavations profondes. Il est organisé en cinq chapitres.

Le premier chapitre propose une synthèse bibliographique relative aux déplacements des sols liés à l'exécution des excavations en zone urbaine. Il établit un état de l'art des méthodes utilisées pour la modélisation de ces déplacements et pour la justification des écrans de soutènement. Il présente ensuite les différents aspects de la modélisation par éléments finis qui interviennent dans les calculs de soutènements et recense les différents modèles de comportement du sol généralement utilisés.

Le deuxième chapitre présente deux modèles de comportement que l'on se propose d'évaluer pour la modélisation du comportement du sol à proximité des excavations profondes. Ces deux modèles sont basés sur la théorie de l'élastoplasticité. On présente leur formulation et leur implémentation dans le code du logiciel de calcul par la méthode des éléments finis CESAR-LCPC, puis une étude paramétrique montrant l'influence des paramètres des modèles dans le cas d'essais triaxiaux. On propose une méthode d'identification des paramètres et une tentative de calage sur des essais au laboratoire.

Le troisième chapitre fournit une analyse numérique d'un projet réel d'excavation dans les sables de Berlin, présenté en détail dans le cadre d'un exercice de prévision (Schweiger, 2002a, 2002b). Les deux modèles précédents, appelés H1 et H2, sont testés : on analyse les déplacements calculés avec ces modèles, ainsi qu'avec deux modèles qui servent de référence : le modèle Hardening Soil Model (HSM) et un modèle combinant une élasticité linéaire isotrope et un critère de rupture de Mohr-Coulomb (ELMC). Les résultats montrent que la complexité supérieure du modèle H2 ne conduit pas à des résultats significativement meilleurs que ceux obtenus avec le modèle H1. On cherche enfin à cerner, pour le modèle H1, les mécanismes qui régissent l'allure et l'amplitude des déplacements. On discute également l'influence d'autres éléments de la simulation, comme la modélisation de l'interface et celle des phases de rabattement.

Le quatrième chapitre confronte le modèle H1 à des mesures réalisées sur une excavation du Grand Paris Express. Le chantier de la future gare Créteil L'Echat de la ligne 15 Sud est choisi. On compare les déplacements verticaux et horizontaux calculés avec les mesures sur chantier et avec les estimations obtenues avec une méthode empirique. On discute également le calcul des efforts dans les butons de cette gare.

Le cinquième chapitre aborde les méthodes de vérification aux états limites ultimes des éléments structuraux et géotechniques. L'utilisation de procédures de réduction des propriétés de cisaillement des sols ( $c$ - $\phi$  réduction) pour les soutènements fait l'objet d'une attention particulière : on discute dans quelle mesure cette méthode peut être adaptée à des modèles de comportement complexes comme le modèle H1.

La conclusion du mémoire rassemble les observations et les conclusions apportées par cette étude, et propose des perspectives pour prolonger les travaux effectués.



# **Chapitre 1**

## **Quelques enjeux liés aux excavations profondes : synthèse bibliographique**

---

## 1.1. Introduction

La densification du tissu urbain implique la réalisation de travaux souterrains comme des tunnels, des stations de métro, des excavations profondes. Un certain nombre de ces ouvrages sont réalisés au moyen d'écrans de soutènement divers. Dans le cas des gares du Grand Paris Express, ce sont le plus souvent des parois moulées. Dans le cas d'ouvrages construits dans un environnement dense ou sensible, la norme « Ecrans » NF P94-282 (AFNOR, 2009) rappelle que « les déplacements d'un écran de soutènement en cours de construction et/ou en cours d'exploitation, et ceux qu'il induit dans le terrain, peuvent entraîner des désordres dans sa structure et/ou dans les ouvrages situés dans la zone d'influence des travaux ». Il est donc nécessaire de prévoir et de maîtriser les déplacements du sol. Néanmoins l'estimation de ces déplacements reste un problème difficile. A ce sujet, la norme estime que « En règle générale, les calculs de déplacements des écrans et du terrain adjacent ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle ». En pratique, les déplacements calculés ne sont donc pas toujours cohérents avec les observations sur les ouvrages réels, ce qui justifie de chercher à améliorer les méthodes de calcul des déplacements induits par les excavations profondes.

On peut signaler que ni la norme Ecrans, ni les autres normes de dimensionnement actuelles BS8002, Eurocode7, EAB (AFNOR, 2009 ; British standards institution, 1994 ; German Geotechnical Society, 2008) ne donnent une définition précise d'une excavation profonde. Les recommandations allemandes de la société allemande de mécanique des sols (German Geotechnical Society, 2008) considèrent les excavations comme profondes au-delà de 5 m de profondeur, et donnent des consignes particulières pour les excavations au-delà de 10 m. Puller (1996) adopte une profondeur de 6 m comme critère, sur la base des hypothèses du rapport 97 du CIRIA (Irvine et Smith, 1992). De manière générale, dans la littérature, une excavation de plus de 10 m est considérée comme profonde. A titre indicatif, les gares du Grand Paris Express correspondent à des excavations dont la profondeur dépasse couramment 30 m (Daktera, 2020 ; Nejjar, 2019).

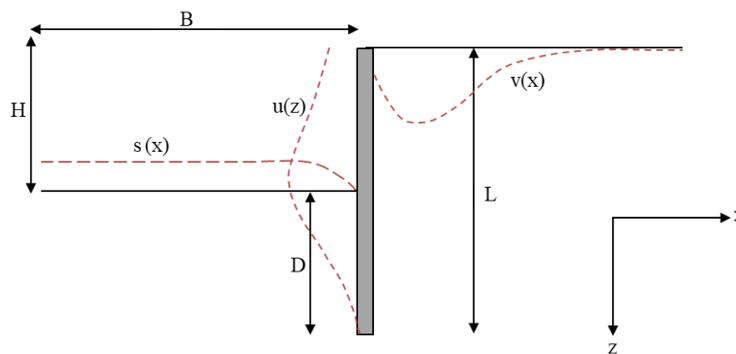
Dans ce chapitre, on présente d'abord les déplacements qui peuvent être induits à proximité des excavations profondes. On rappelle les différentes méthodes utilisées pour le calcul des écrans de soutènement en détaillant particulièrement la modélisation par la méthode des éléments finis. On présente en particulier les principaux paramètres et phénomènes qui peuvent affecter ces déplacements et qui doivent être pris en compte dans la modélisation.

## 1.2. Déplacements dans le terrain à proximité d'un écran de soutènement

Dans cette section, on précise le type de mouvements auxquels on s'intéresse et on réunit des références fournissant des repères pour anticiper la réponse d'un massif de sol à la réalisation d'une excavation profonde.

Dans le cas des excavations profondes, on s'intéresse particulièrement au déplacement horizontal de l'écran, au déplacement vertical du sol situé derrière l'écran et au déplacement vertical du fond de fouille.

La figure 1.1 présente les notations utilisées pour les caractéristiques géométriques d'une excavation avec un écran soutenu avec un appui en tête :



- L : longueur de l'écran
- D : profondeur de fiche
- H : hauteur libre
- B : demi-largeur de l'excavation
- $u(x)$  est le déplacement horizontal de l'écran
- $v(z)$  est le déplacement vertical derrière l'écran
- $s(z)$  est le soulèvement du fond de fouille

Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques d'une excavation

Les mouvements du sol dépendent du terrain, de la hauteur libre de l'excavation  $H$  et de la fiche de l'écran  $D$ , et d'autre part des dimensions de la fouille (sa largeur et sa longueur pour une fouille rectangulaire ou son diamètre dans le cas d'une fouille circulaire).

Plusieurs autres paramètres peuvent affecter les mouvements du sol induits par les excavations, en particulier le phasage de construction et la mise en place d'appuis (butons ou tirants). La norme Ecrans (AFNOR, 2009) indique que « le déplacement du sol au voisinage d'un écran de soutènement est principalement lié aux éléments suivants :

- sa réalisation (excavation de la paroi, battage de palplanches, forage et injections des tirants, etc.) ;
- ses déformations propres sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, donc à sa raideur et à celle de ses appuis ;
- les déformations d'ensemble du massif, notamment dans le cas d'ancrages multiples ;
- l'effet d'un rabattement (tassement), ou de la modification des niveaux d'eau due par exemple à l'effet barrage d'un écran ;
- le caractère gonflant ou évolutif des sols. »

### 1.2.1. Déformée de l'écran

La figure 1.2 présente l'allure générale des mouvements induits dans le sol par une excavation soutenue par des butons ou des tirants selon Clough et O'Rourke (1990). Pour la première phase d'excavation, la cuvette de tassement derrière l'écran présente un profil triangulaire. Le déplacement horizontal maximal se produit en tête de l'écran. Dans les

phases de construction suivantes, la mise en place des butons ou des ancrages limite les déplacements horizontaux en tête de l'écran. Le déplacement horizontal maximal a lieu plus bas.

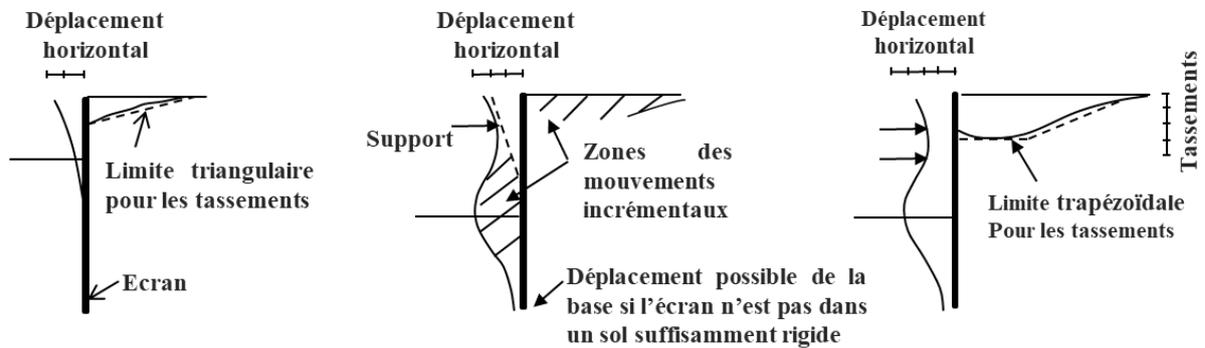


Figure 1.2 : Mouvements types d'une excavation soutenue par des appuis (Clough et O'Rourke, 1990)

Selon la norme Ecrans (AFNOR, 2009) « quelques millièmes de la hauteur totale soutenue constituent un ordre de grandeur usuel des déplacements de l'écran pour les ouvrages courants ». Dans la littérature, plusieurs bases de données rassemblent des mesures sur des excavations profondes instrumentées, et donnent des points de repère pour les déplacements horizontaux.

La synthèse proposée par Moorman (2004), pour des parois moulées butonnées ou réalisées avec la méthode top-down (excavation en taupe), montre des valeurs typiques du déplacement maximal  $u_{max}$  variant entre 0,25% de la hauteur libre H pour les sols sableux et moins de 0,5% de H pour les argiles raides et les sols stratifiés. Marten (2005) a analysé plusieurs excavations profondes en France principalement soutenues par des parois moulées et obtenu un déplacement horizontal maximal inférieur à 0,25% de H (figure 1.3).

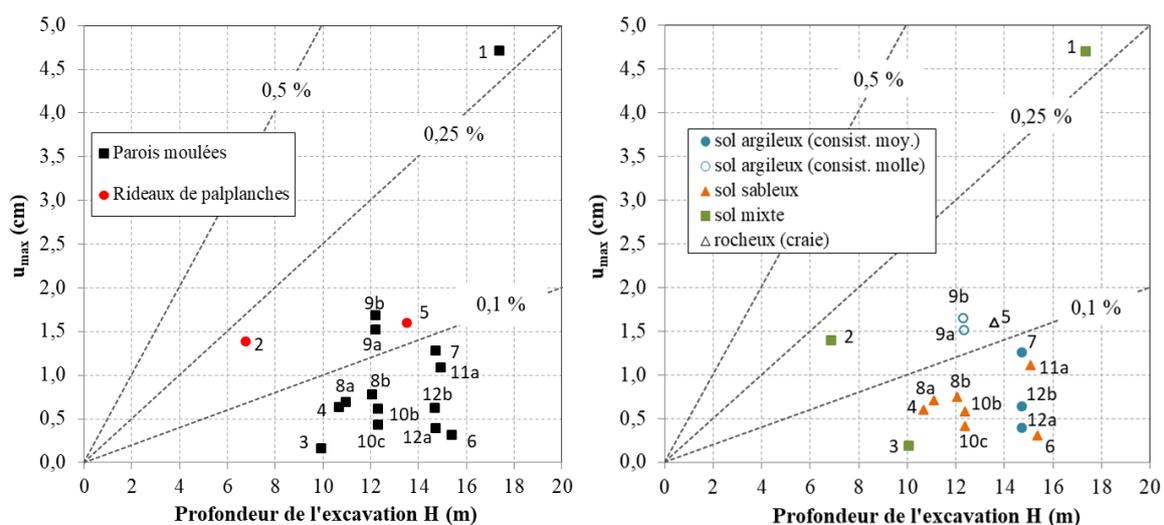


Figure 1.3 : Exploitation de mesures sur des excavations profondes en France (Marten, 2005)

Finno et Harahap (1991) rapportent que lors d'une excavation butonnée à Chicago, le déplacement horizontal  $u_{\max}$  est de l'ordre de 1,4 % de la hauteur libre.

Ou et al. (1993) ont étudié dix excavations à Taipei. Des valeurs de déplacement horizontal maximal entre 0,2% $H$ -0,5% $H$  sont observées. Ces valeurs sont généralement plus grandes que celles suggérées par Clough et O'Rourke (1990).

De manière générale, pour les écrans soutenus par des systèmes d'ancrage, les mouvements induits pas l'excavation sont maîtrisés par le nombre et la raideur des tirants ou des butons mis en œuvre. Les tirants et les butons semblent jouer pratiquement le même rôle, mais les tirants semblent permettre un meilleur contrôle parce qu'ils sont en général posés plus tôt que les butons par rapport à l'avancement de l'excavation. Les déplacements dépendent du phasage des travaux, et en général, les mouvements anormaux résultent du retard de mise en œuvre des butons ou des tirants. Il faut donc prendre en compte la combinaison de la rigidité totale du système écran - ancrage ou butonnage avec le phasage.

Moorman (2004) indique que le déplacement horizontal diminue dans un rapport moindre que l'augmentation de la rigidité et que, dans les zones urbaines, la présence de bâtiments impose des efforts supplémentaires au soutènement : il faut donc identifier toutes les surcharges qui peuvent avoir un impact sur le soutènement.

Carder (1995) a étudié des excavations dans les sols rigides de Londres. Les déplacements horizontaux maximaux étaient de 0,125% $H$ , 0,2% $H$  ou 0,4% $H$ , selon la rigidité du système de soutènement.

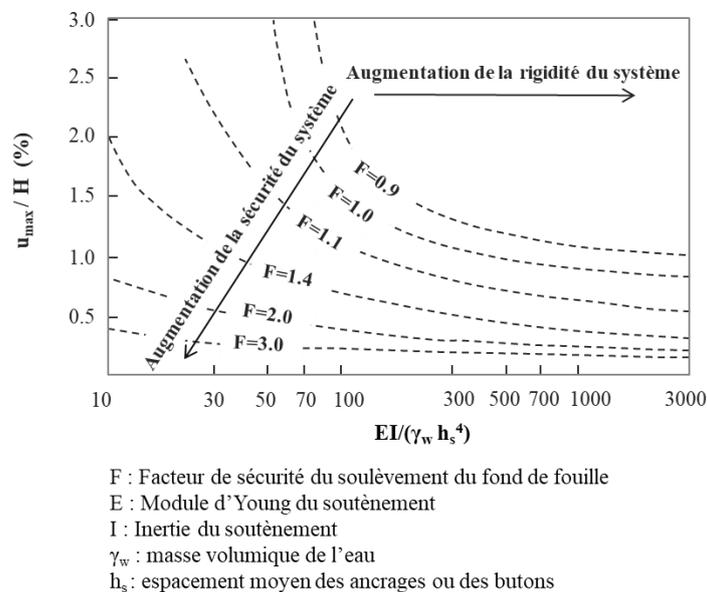


Figure 1.4 : Effet de la rigidité du soutènement et du facteur de la stabilité du fond de fouille sur le déplacement horizontal maximal de l'écran de soutènement (Clough et O'Rourke, 1990)

Clough et O'Rourke (1990) ont étudié une série d'analyses numériques par éléments finis. Ils ont défini deux catégories d'ouvrages : ceux construits dans des sables et des argiles raides et ceux construits dans des argiles molles à moyennes. Un déplacement horizontal maximal de

0,2% $H$  est observé pour la première catégorie. Pour la deuxième catégorie, ils ont proposé des diagrammes pour déterminer le rapport  $u_{\max}/H$  en fonction du facteur de sécurité contre le soulèvement du fond de fouille et de la rigidité du système de soutènement (figure 1.4).

Wong et al. (1997) ont étudié des excavations à Singapour, pour lesquelles les déplacements maximaux dépendent de l'épaisseur des couches molles de sol : avec des couches molles d'épaisseur inférieure à 0,9 $H$  recouvrant des couches de sols plus rigides, le déplacement maximal horizontal est 0,5% $H$ . Avec des couches de sols molles d'épaisseur inférieure à 0,6 $H$ , cette valeur est de 0,35% $H$ .

Long (2001) présente 171 cas principalement dans les argiles raides et les terrains sableux. L'examen des résultats le conduit à identifier quatre catégories d'ouvrages, en fonction de l'épaisseur des couches molles, du facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille, et de la rigidité du système de soutènement.

Il est intéressant de noter que pour les gares du Grand Paris Express, Daktera (2020) et Nejjar (2019) donnent des déplacements horizontaux maximaux de l'ordre de 15 à 20 mm pour des profondeurs d'excavation voisines de 30 m, ce qui donne un rapport  $u_{\max}/H$  sensiblement plus faible que les valeurs trouvées dans des références antérieures, de l'ordre de 0,07%  $H$ .

### 1.2.2. Tassements derrière l'écran

Les déplacements horizontaux de la paroi peuvent être mesurés à partir de techniques relativement classiques, par exemple au moyen d'inclinomètres placés dans des panneaux de paroi moulée, en combinaison avec des mesures topographiques du déplacement de la tête de la paroi. La caractérisation des tassements derrière l'écran est moins courante et reste plus difficile.

Néanmoins, différentes méthodes empiriques et semi-empiriques, basées sur l'analyse d'une multitude de retours d'expériences, visent à établir des abaques pour prévoir l'allure et l'amplitude des tassements, la localisation du maximum ou l'étendue de la zone impactée en fonction des éléments spécifiques du projet (profondeur de la fouille, rigidité du soutènement, type de sol, etc.). On peut citer les travaux réalisés par Peck (1969), Clough et O'Rourke (1990), Long (2001) et Moorman (2004). En supposant qu'une excavation dans le même type de sol avec approximativement la même géométrie et les mêmes propriétés produira des déplacements du même ordre de grandeur que les excavations prises comme référence pour l'élaboration des abaques, ces travaux fournissent un premier élément de comparaison pour les résultats des calculs.

Les différentes phases de la réalisation d'une excavation engendrent des tassements qui se cumulent. Le creusement de la tranchée d'une paroi moulée engendre un premier tassement. Dans les modélisations, on fait souvent l'hypothèse qu'il est négligeable devant ceux générés pendant l'excavation. La synthèse des mesures de tassements derrière des parois moulées due à Clough et al. (1990) montre que cette hypothèse n'est pas toujours valide. Dans le cas de la station Chater à Hong Kong (1976-1980) par exemple, un tassement de 50 mm a été observé lors du creusement des parois de 37 m de profondeur et de 1,2 m d'épaisseur. La phase d'excavation ultérieure n'a produit que des tassements de 5 à 15 mm.

Cependant, le retour d'expériences sur ces tassements reste limité : on concentre donc ce paragraphe sur l'estimation des tassements dû à l'excavation.

En 1969, Peck a réalisé une première synthèse des données provenant de plusieurs sites dans le monde (Hsieh et Ou, 1998). Il a établi des diagrammes de tassements provoqués par la réalisation d'excavations dans différents types de terrains (figure 1.5). Ils montrent que les déplacements les plus importants proviennent de la présence d'argiles molles et que l'effet d'une excavation peut affecter des terrains situés à une distance pouvant atteindre une longueur de 3 à 4H derrière l'écran. Des tassements plus petits sont observés dans les sables denses et les argiles raides.

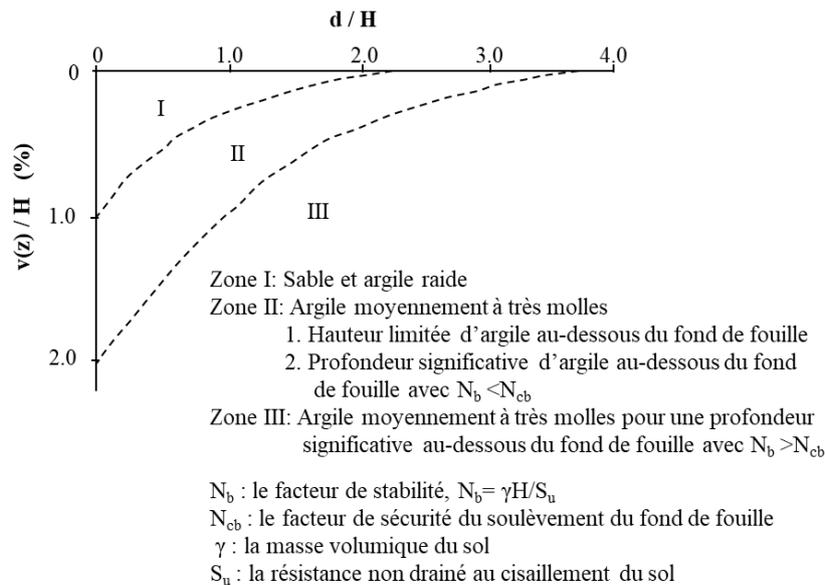


Figure 1.5 : Diagrammes proposés par Peck (1969) pour l'estimation des tassements derrière l'écran

Clough et O'Rourke (1990) proposent un profil de tassement derrière l'écran triangulaire dans le cas des sables et des argiles raides et un profil trapézoïdal pour les argiles molles (figure 1.6). Le profil de tassement triangulaire s'élargit sur distance égale à 2 fois la profondeur de l'excavation pour les sols sableux et 3 fois pour les argiles raides. Pour le profil trapézoïdal, le tassement est constant sur une distance de la paroi égale à 0,75 fois la profondeur de l'excavation.

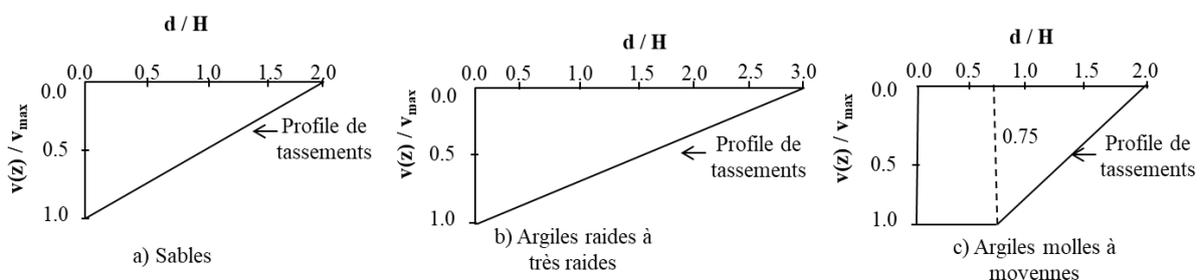


Figure 1.6 : Profils de tassements proposés par Clough et O'Rourke (1990)

L'amplitude du déplacement vertical du sol derrière l'écran  $v_{max}$  est généralement inférieure au déplacement horizontal  $u_{max}$  mais peut varier entre 0,5 et 2 fois  $u_{max}$  (Burlon, 2007). Peck (1969) rapporte le cas d'un soutènement présentant une hauteur libre de 9 m dans des sols possédant une cohésion non drainée faible pour laquelle que les déplacements horizontaux et verticaux sont presque du même ordre de grandeur et atteignent près de 2 % de la hauteur libre du soutènement. Finno et Harahap (1991) rapportent que lors d'une excavation butonnée à Chicago, le déplacement vertical  $v_{max}$  atteint 2,1 % de la hauteur libre de l'excavation.

Wong et al. (1997) ont étudié des excavations à Singapour, et obtenu des déplacements maximaux vertical et horizontal respectivement égaux à 0,35%H et 0,5%H pour des épaisseurs de couches molles importantes, et à 0,2%H et 0,35% avec des épaisseurs de couches de sols molles inférieures à 0,6H.

Carder (1995), pour des excavations dans des argiles raides à Londres, donne des déplacements horizontaux maximaux de 0,125%H, 0,2%H ou 0,4%H, selon la rigidité du système de soutènement. Les tassements maximaux étaient compris entre 0,1%H et 0,2%H et l'étendue des tassements derrière l'écran de 4H.

Pour les excavations réalisées en site urbain à proximité de structures sensibles, il est important de localiser le lieu où le tassement maximal est enregistré. En général, le tassement vertical est maximal à une distance inférieure à H/2 derrière le soutènement. Dans des sols médiocres, cette distance peut atteindre 2H. Des tassements verticaux peuvent s'étendre jusqu'à une distance de 4H (Burlon, 2007).

Bowles (1988) a proposé une méthode pour estimer le profil de tassement induit par l'excavation à partir du déplacement horizontal de l'écran. Une zone d'influence D est calculée selon la méthode de Caspe (1966) :

$$D = (H + H_d) \tan(\pi/4 - \varphi/2) \quad (1.1)$$

où H est la profondeur d'excavation finale et  $H_d$  un paramètre dépendant du type du sol : pour un sol cohérent,  $H_d = B$ , où B est la largeur de l'excavation ; pour un sol non cohésif  $H_d = 0,5 B \tan(\pi/4 + \varphi/2)$ . Le tassement maximal  $v_{max}$  est donné par :

$$v_{max} = \frac{4V_s}{D} \quad (1.2)$$

où  $V_s$  est le volume de sol déplacé, défini comme l'intégrale du déplacement horizontal de l'écran. Le tassement  $v$  à une distance  $d$  de l'écran de soutènement est donné par :

$$v = v_{max} \left(\frac{D-d}{D}\right)^2 \quad \text{si } d < D \text{ et } v = 0 \text{ si } d > D \quad (1.3)$$

Ou et al. (1993) ont étudié dix excavations à Taipei. Les tassements maximaux varient entre 0,5%-0,7%H : ces valeurs sont du même ordre que celles proposées par Clough et O'Rourke (1990). Ils définissent une bande d'influence apparente (AIR) : le tassement à l'extérieur de cette bande est négligeable et les bâtiments à proximité ne sont pas affectés :

$$Air = (H + H_p) \tan(\pi/4 - \varphi/2) \leq (H + H_p) \quad (1.4)$$

Où H est la profondeur de l'excavation et  $H_p$  la profondeur de la fiche de l'écran.

Hsieh et Ou (1998) ont défini des profils de tassements indépendants des caractéristiques du sol. Ils distinguent deux types de profils en se basant sur la déformée du soutènement : type tympan et concave (figure 1.7).

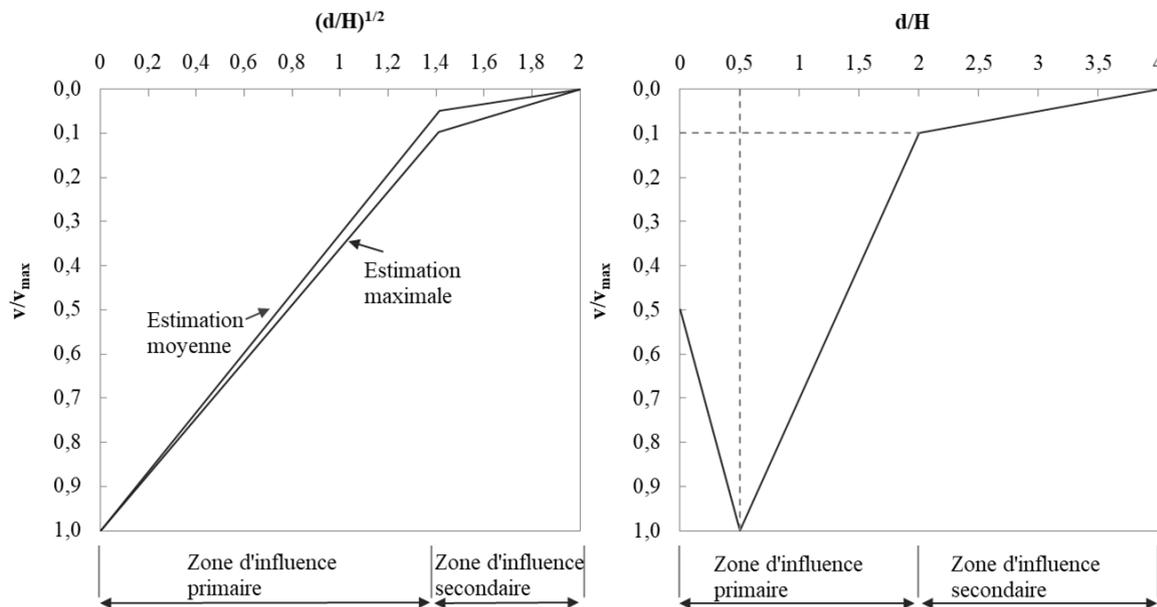


Figure 1.7 : Profils de tassement : (a) tympan et (b) concave (Hsieh et Ou, 1998)

Pour chaque type, ils distinguent une zone d'influence principale et une zone d'influence secondaire. Les paramètres de la cuvette sont reliés à la déformée horizontale de l'écran.

Plusieurs auteurs (Nicholson, 1987 ; Ou et al., 1993) considèrent que le tassement maximal se produit à une distance égale à la moitié de la profondeur où se produit le déplacement horizontal maximal. Hsieh et Ou (1998) admettent que le déplacement horizontal maximal se trouve à un niveau proche du fond de fouille, donc que pour un profil de type concave, le tassement maximal a lieu à une distance de  $0,5H$  de l'écran ; dans leur approche, le tassement près de l'écran est égal à 50% du tassement maximal ; le tassement vaut 10% du tassement maximal à une distance de  $2H$  de l'écran et s'annule à une distance de  $4H$ . Enfin, ils considèrent que le tassement maximal varie entre 50 et 75% du déplacement horizontal maximal selon le type du sol. Certains auteurs ont proposé de raffiner ce type d'approche pour prendre en compte par exemple la géométrie de la fouille (présence de coins, d'angles, etc.).

D'autres auteurs ont approfondi la prise en compte de phénomènes particuliers, comme le retrait thermique du béton des appuis dans les excavations construites en top-down (un facteur qui n'intervient pas dans le cas d'écrans soutenu par des ancrages ou des butons).

### 1.2.3. Soulèvement du fond de fouille

Les soulèvements du fond de fouille sont moins bien suivis que les déplacements horizontaux de l'écran ou les tassements derrière l'écran. De manière générale, on considère que les

déplacements au fond de fouille dépendent du facteur de sécurité par rapport au soulèvement. La stabilité du fond de fouille dépend de la longueur de la fiche et des propriétés des sols en butée.

Plusieurs approches ont été proposées pour évaluer le facteur de sécurité par rapport au soulèvement du fond de fouille, comme celles de Terzaghi, (1943) ou de Bjerrum et Eide (1956), qui sont basées sur la théorie des fondations superficielles, et ne prennent pas en compte la résistance au cisaillement le long de l'écran ou l'effet de la fiche de l'écran.

Pour les sables, l'approche proposée par Terzaghi (1943) conduit à la conclusion que le facteur de sécurité ne dépend pas de la profondeur de l'excavation, mais seulement l'angle de frottement. Dans les argiles, en condition non drainée, il montre que la profondeur de l'excavation est limitée par une « hauteur critique » donnée par :

$$H_c = \frac{N_c c_u}{(\gamma - \frac{2c_u}{B}\sqrt{2})} \quad (1.5)$$

où  $c_u$  est la cohésion non drainée de l'argile,  $N_c$  est le facteur de portance applicable aux fondations superficielles parfaitement rugueuses ( $N_c=5,7$  pour Terzaghi),  $\gamma$  est le poids volumique de l'argile et B la largeur de la fouille.

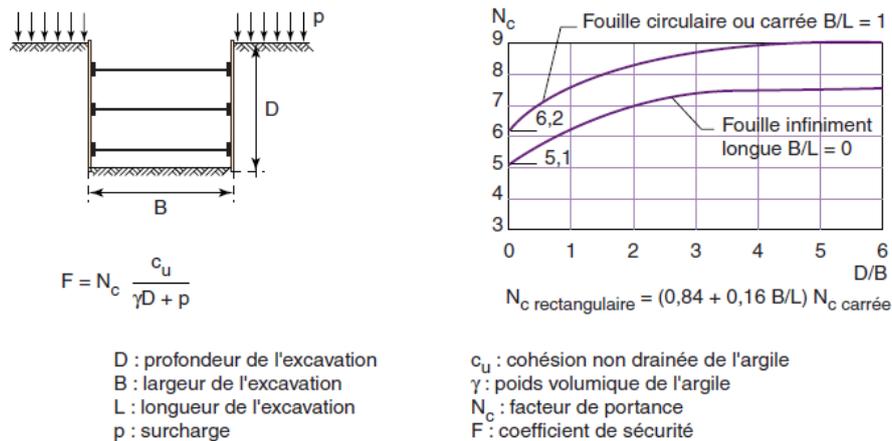


Figure 1.8 : Analyse de la stabilité du fond de fouille par la méthode proposée par Bjerrum et Eide (1956)

Plusieurs autres développements ont permis d'améliorer les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles (Tschebotarioff, 1951). Ces travaux ont amélioré par suite l'analyse de la stabilité du fond de fouille pour prendre en compte la forme de la fouille (Bjerrum et Eide, 1956), l'anisotropie de l'argile (Clough et Hansen, 1981), ou la résistance apportée en fiche de l'écran (O'rourke, 1993).

On peut ensuite corréliser les déplacements, en particulier le soulèvement du fond de fouille, au facteur de sécurité. La figure 1.9 montre un diagramme établi par Mana et Clough (1981), qui relie le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille et le déplacement horizontal maximal de l'écran. Cette corrélation est basée sur des analyses par éléments finis pour des excavations de plus de 10 m de profondeur soutenues par des rideaux de

palplanches. Le diagramme montre que si le facteur de sécurité est plus grand que 1,5, le déplacement horizontal reste inférieur à 1% de la hauteur excavée H.

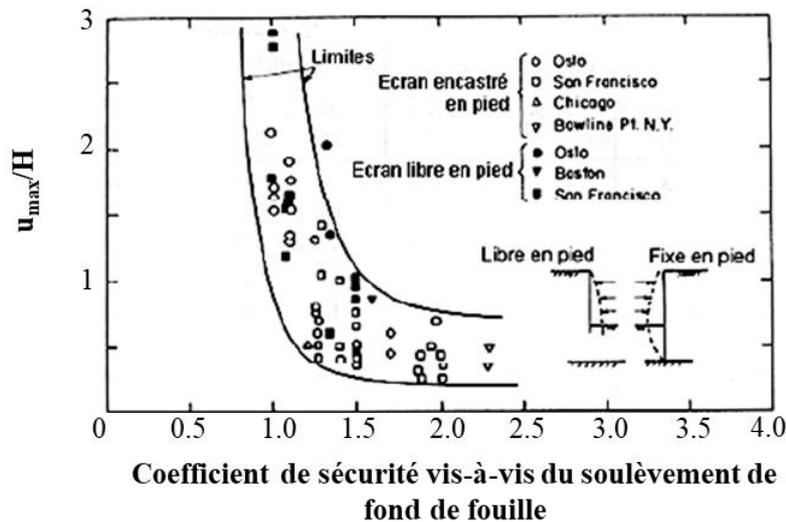


Figure 1.9 : Corrélation entre le déplacement maximal de l'écran et le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille (Mana et Clough, 1981)

### 1.3. Méthodes utilisées pour le calcul des écrans de soutènement

La norme Ecrans (AFNOR, 2009) constitue la norme nationale d'application de l'Eurocode 7 pour la justification des écrans de soutènement. Elle distingue la vérification des états-limites ultimes et la vérification des états-limites de service.

Elle donne la liste des états limites ultimes à considérer : défaut de butée des terrains, défaut de résistance de la structure de l'écran (incluant les appuis), défaut de portance du terrain, instabilité des appuis, instabilité du fond de l'excavation d'origine hydraulique, instabilité du massif d'ancrage, instabilité d'ensemble de l'écran.

La vérification des états-limites ultimes de résistance du terrain et de la structure de l'écran dispense normalement de vérifier les états-limites ultimes de déplacement, et on réserve l'étude du déplacement d'un écran au calcul de l'ouvrage à l'état-limite de service.

Le choix des modèles de calcul doit être adapté à la complexité des problèmes posés, tant du point de vue du fonctionnement de la structure que du point de vue géotechnique, et au mode de rupture, à l'état-limite visé et au type d'écran étudié.

Du point de vue des modèles de calcul à employer, on relève notamment que, selon l'article 8.4.2 (1), on doit vérifier la stabilité d'un écran vis-à-vis de l'état-limite de défaut de butée à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure ou d'un modèle d'équilibre limite. Les modèles de calcul d'interaction sol-structure regroupent les modèles aux coefficients de réaction et les modèles numériques aux éléments finis ou aux différences finies.

L'article 8.4.2 (4) stipule par ailleurs qu'on doit déterminer les déplacements d'un écran à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure, en tenant compte des raideurs du sol,

de l'écran et des appuis, du phasage des travaux, et, lorsqu'il y a lieu, des actions variables, mais en considérant que les résultats de calcul de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle.

### 1.3.1. Les méthodes classiques

#### 1.3.1.1. Généralités

Selon la norme Ecrans, les méthodes d'équilibre limite peuvent être employées seulement pour la vérification des états limites ultimes, en particulier la vérification du défaut de butée. Elles ne permettent pas d'évaluer la déformation de l'écran au fur et à mesure des étapes d'excavation, et a fortiori ne donnent pas d'indications sur les déplacements induits dans le terrain avoisinant. On se propose cependant de rappeler rapidement les principes et les étapes du développement de ces méthodes. La présentation qui suit fait de larges emprunts aux synthèses proposées par Delattre (2001) et Corfdir (2017).

Ces méthodes reposent sur l'évaluation des actions exercées par les sols sur l'ouvrage, et sur les notions de poussée et de butée des terres : la poussée correspond aux forces exercées par le terrain sur l'écran lorsque l'écran se déplace vers l'aval du terrain soutenu, la butée est la force de résistance exercée par le terrain sur l'écran lorsque l'écran se déplace vers le terrain.

Si on laisse l'écran se déplacer vers l'excavation, la contrainte effective horizontale diminue, passant de sa valeur initiale  $\sigma_{h0}$  à une valeur limite  $(\sigma_h)_P$  pour laquelle le massif de sol s'effondre. L'état d'équilibre limite correspondant à la mobilisation de la résistance maximale du sol est appelé état d'équilibre limite de poussée. En admettant que la contrainte verticale  $\sigma_v$  reste constante, le cercle de Mohr devient tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour :

$$(\sigma_h)_P = \sigma_a = K_a \sigma_v \quad (1.6)$$

où le coefficient  $K_a$  est appelé coefficient de pression des terres en poussée.

Pour un sol en butée (si l'écran se déplace vers le sol), le soutènement exerce un effort sur le massif. Le sol s'oppose au mouvement de l'écran en exerçant sur l'ouvrage une pression passive. La contrainte horizontale  $\sigma_{h0}$  augmente jusqu'à la rupture du sol, la résistance maximale correspond à un état d'équilibre limite de butée (ou passif). Le cercle de Mohr devient tangent à la droite de Mohr-Colomb pour :

$$(\sigma_h)_B = \sigma_p = K_p \sigma_v \quad (1.7)$$

où le coefficient  $K_p$  est le coefficient de pression des terres en butée.

La valeur des coefficients  $K_a$  et  $K_p$  dépend d'un certain nombre de paramètres, et leur détermination est présentée succinctement dans les paragraphes suivants.

Il est intéressant de signaler que, selon la norme Ecrans, un faible déplacement (environ 0,1 % de la hauteur de l'écran) suffit pour obtenir la poussée limite, alors que pour atteindre l'état-limite de butée des déplacements relativement importants (quelques pourcents de la hauteur de l'écran) sont nécessaires.

### 1.3.1.2. Travaux de Coulomb et extensions

Les premiers travaux de Coulomb jusqu'à Boussinesq étudient l'équilibre global des murs-poids, considérés comme des ouvrages rigides, sous l'effet des forces exercées par les sols.

La théorie de Coulomb (1773) consiste à examiner l'équilibre d'un bloc de sol, le « prisme de Coulomb », derrière un mur vertical. Le bloc est limité par une surface plane ; son poids volumique est noté  $\gamma$ . On discute dans quelles conditions il est en équilibre sous l'action de son poids  $P$ , de la force exercée par le mur  $F$ , supposée horizontale, et de la réaction du sol  $R$ .

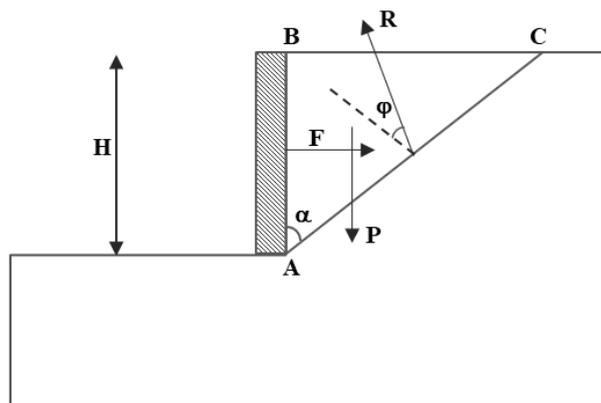


Figure 1.10 : Principe du calcul du « coin de Coulomb » (Corfdir, 2017)

Pour un matériau purement frottant, la relation entre la composante normale  $N$  et la composante tangentielle  $T$  de la réaction  $R$  est donnée par :

$$T = N \tan \varphi \quad (1.8)$$

L'équilibre du bloc (en résultante) donne la force horizontale  $F$  appliquée par le mur :

$$F = \frac{\gamma H^2 \tan \alpha}{2} \frac{1 - \tan \alpha \tan \varphi}{\tan \alpha + \tan \varphi} \quad (1.9)$$

La valeur maximale de  $F$  est obtenue pour  $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ , et vaut :

$$F = K_a \frac{\gamma H^2}{2} \quad (1.10)$$

Avec

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.11)$$

Le dimensionnement du mur repose alors sur la condition que le mur doit être capable d'opposer au terrain une force horizontale au moins égale à la valeur donnée par (1.10). Les points d'application de la force horizontale et de la réaction n'étant pas connus, il est difficile sans autre hypothèse de vérifier que l'équilibre en moment peut également être assuré.

Müller-Breslau (1906) a proposé une solution analytique permettant de prendre en compte le frottement entre le sol et le mur (plus exactement une force non perpendiculaire au mur). D'autres extensions ont été proposées pour tenir compte d'une surcharge à la surface du massif soutenu (Greco, 2004 ; Motta, 1994).

### 1.3.1.3. Introduction des contraintes, approches de Rankine et de Boussinesq

Une étape importante dans l'étude de l'équilibre des murs de soutènement réside dans l'introduction du champ de contraintes dans le sol par Rankine (1856a, 1856b, 1857, 1874). L'approche proposée consiste à construire un champ de contraintes pour une pente infinie et à en déduire une force de poussée appliquée sur le mur.

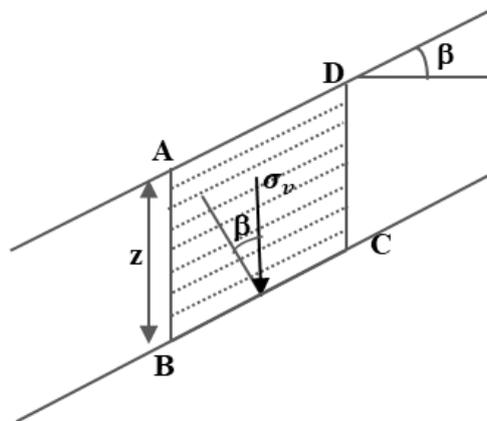


Figure 1.11 : Analyse des contraintes dans une pente infinie (Corfdir, 2017)

Pour un sol à surface inclinée d'un angle  $\beta$  la contrainte verticale due au poids du sol est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma z \cos \beta \quad (1.12)$$

La construction de Mohr permet de trouver l'état des contraintes sur des facettes verticales AB et CD à partir de considérations géométriques.

Dans le plan de Mohr, on doit tourner le long des cercles d'un angle égal au double de l'angle entre deux facettes et dans le sens inverse. Les coefficients des pressions des terres en poussée et en butée sont déterminés en écrivant que ces deux états de contraintes vérifient la condition de résistance.

Pour un massif à surface horizontale et un sol cohérent frottant, les coefficients de pression en poussée et en butée sont donnés par :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - \frac{2C}{\gamma z} \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2C}{\gamma z} \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.13)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2C}{\gamma z} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2C}{\gamma z} \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.14)$$

Pour un massif à surface inclinée d'un angle  $\beta$  avec l'horizontale et un sol purement frottant ( $c=0$ ), les coefficients de poussée et de butée sont :

$$K_a(\beta) = \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)^{1/2}} ; K_p(\beta) = \frac{1}{K_a(\beta)} \quad (1.15)$$

Une des limites de cette approche réside dans le fait que la résultante sur l'écran est parallèle à la surface libre du sol. Boussinesq (1882) a complété cette approche en prenant en compte une force inclinée par rapport à la normale au mur.

#### 1.3.1.4. La butée des terres

Pour les murs poids, l'équilibre de l'ouvrage est principalement assuré par la réaction du sol sur leur base. Pour un écran de soutènement, qui présente une fiche, il faut prendre en compte la force opposée par le sol devant l'écran, donc s'intéresser à la butée des terres. Le problème de la butée des terres est symétrique du problème de la poussée, mais pose des difficultés particulières. D'une part, dans le cas de la poussée, le plan qui limite le coin de Coulomb s'apparente à une surface de rupture ; mais, pour la butée, l'hypothèse de planéité de la surface de rupture est clairement moins satisfaisante. Certaines méthodes corrigent cet inconvénient comme celle d'Ohde combinant des surfaces planes et des arcs de spirale logarithmique (Delattre, 2001).

D'autre part, Boussinesq (1882) n'a donné de solutions aux équations qu'il propose que pour la poussée des terres. Pour la butée, ces équations n'ont été résolues qu'avec les travaux de Caquot (1934). Des tables des coefficients de poussée et de butée ont été établies par Caquot (1934) et Caquot et Kerisel (1948), et étendues ensuite aux massifs surchargés (Kerisel et Absi, 1990 ; L'hermenier et Absi, 1965 ; L'Herminier et Absi, 1962a, 1962b, 1969).

#### 1.3.1.5. Les écrans souples et les effets de voûte

Les travaux de Rankine et Boussinesq aboutissent, pour un terrain homogène soutenu par un mur de soutènement à une répartition des contraintes exercées par le sol sur le mur. Les contraintes croissent linéairement avec la profondeur et on considère que les pressions des terres en poussée et en butée sont totalement mobilisées de part et d'autre de l'écran. Le calcul proprement dit repose sur l'équilibre des moments et des forces exercées sur l'écran.

Selon Delatre (2003), l'ingénieur danois Christiani a montré qu'une telle distribution de pression n'est pas correcte pour les écrans souples ancrés en tête. L'analyse d'ouvrages anciens en bois lui permet de montrer que, entre les appuis, les pressions appliquées à l'écran sont inférieures aux pressions déduites des travaux de Boussinesq. Il en déduit que les poussées du sol sont redistribuées des zones situées entre les appuis vers les zones situées au niveau des appuis. Cette redistribution s'apparente à un « effet de voûte ».

Différentes approches ont été proposées pour cerner le domaine dans lequel l'approximation des contraintes par le schéma de Rankine reste acceptable, et pour proposer des diagrammes de contraintes plus représentatifs dans les autres cas, en introduisant (de manière implicite) la cinématique supposée de l'écran. Delattre (2001) présente les approches de calcul proposées par Blum (1930) et les études expérimentales de par Tschebotarioff et Brown (1984), Rowe (1952), Masrouri et Kastner (1991) pour tenir compte du type d'appui, de la flexibilité de l'écran et du type de sol.

Après cette brève présentation des méthodes de calcul classiques, on présente les deux types de méthodes de calcul d'interaction sol-structure : la méthode du coefficient de réaction et les calculs par éléments finis ou par différences finies, qu'on appellera dans la suite, comme dans la norme Ecrans, « méthodes numériques ». Au lieu de chercher à déterminer la distribution des contraintes exercées par le sol sur l'écran par une analyse statique (même en faisant des hypothèses sur la déformation possible de l'écran), ces méthodes d'interaction prennent en compte explicitement la cinématique de l'écran pour évaluer la façon dont les contraintes se redistribuent dans le sol.

### 1.3.2. La méthode du coefficient de réaction

La méthode du coefficient de réaction, proposée par Winkler (1867), permet d'introduire l'interaction sol-structure et de tenir compte de la flexibilité de l'écran et de la raideur du sol. Elle est largement utilisée en France.

On trouvera dans Delattre (2001) des éléments sur les principales étapes du développement de la méthode. On peut cependant signaler qu'elle conduit à une équation différentielle du quatrième ordre, ce qui a longtemps été un obstacle à son utilisation pratique. L'apparition puis le développement de procédures numériques ont permis le développement d'outils permettant sa résolution de manière très efficace.

#### 1.3.2.1. Principe de la méthode

La paroi est assimilée à une poutre verticale en interaction avec des ressorts élastoplastiques normaux à l'écran qui modélisent le comportement du sol.

La pression du sol est limitée par les pressions de poussée et de butée. La pression de poussée est la pression minimale exercée par le terrain soutenu ; la pression de butée est la pression maximale qui s'exerce sur la face aval du mur du côté excavé. Les coefficients  $K_p$  (butée-passive) et  $K_a$  (poussée-active) définissant ces pressions limites sont issus des tables classiques de Caquot et Kerisel (1948). Entre ces deux pressions extrêmes, la relation entre la pression « p » du sol sur la paroi et son déplacement « y » est considérée comme linéaire, définie par le coefficient de réaction  $k_h$  (figure 1.12). Ce coefficient n'est pas une caractéristique du sol : il dépend aussi du type d'écran et de la géométrie de l'excavation.

L'équation à résoudre est la suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h y = 0 \quad (1.16)$$

Où E désigne le module d'Young du soutènement, I son inertie, et y le déplacement du soutènement en fonction de la profondeur z.

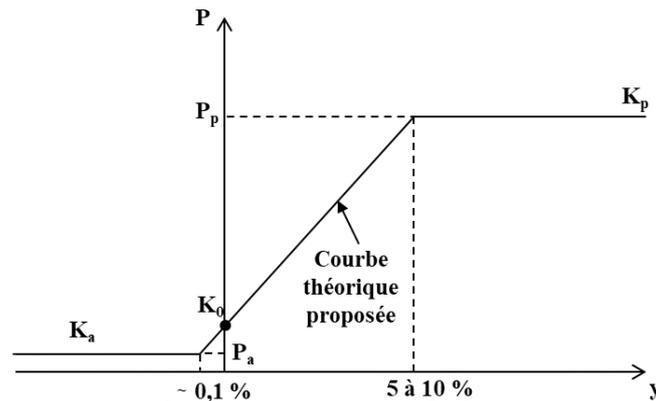


Figure 1.12 : Principe de la méthode de coefficient de réaction (Soletanche Bachy, 2012)

### 1.3.2.2. Choix du coefficient de réaction

Delattre (2001) présente les principales approches proposées, sur la base d'études expérimentales, pour le choix du coefficient de réaction  $k_h$ , notamment celle de Terzaghi (1995) et celle de Ménard et al. (1964), Ménard et Rousseau (1962). Cette dernière repose sur la théorie de l'élasticité avec quelques ajustements empiriques. Elle dépend du module pressiométrique  $E_M$ , d'un coefficient rhéologique «  $\alpha$  » et d'un paramètre «  $a$  » appelé « longueur sollicitante », qui dépend de la longueur de fiche de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement.

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha a}{2} + 0,13 (9 a)^\alpha} \quad (1.17)$$

Balay (1985) distingue deux cas pour le paramètre «  $a$  » qui dépendent du phasage du terrassement.

Sur la base de cas d'écrans instrumentés, Schmitt (1984, 1995, 1998) a proposé d'exprimer le paramètre «  $a$  » en fonction du module pressiométrique et du produit d'inertie de l'écran  $E_{str}I_{str}$ , ce qui a conduit à l'expression proposée dans l'annexe F (informative) de la norme Ecrans (NF 94-282) :

$$k_h = 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{\left(\frac{E_{str}I_{str}}{B_o}\right)^{1/3}} \quad (1.18)$$

L'annexe F fournit également une expression alternative dans le cas d'un écran fiché dans un massif « homogène ». Elle introduit de plus la notion de « longueur de transfert élastique » ou « longueur d'interaction », notée  $l_o$  :

$$l_o = \left(\frac{4E_{str}I_{str}}{k_h B_o}\right)^{1/4} \quad (1.19)$$

Elle recommande deux autres expressions lorsque la fiche de l'écran est inférieure à  $1,5l_o$  ou lorsque la largeur de l'excavation est inférieure à  $3l_o$ .

On peut signaler l'existence d'autres méthodes de détermination du coefficient de réaction : par exemple, Chadeisson a proposé, sur une base empirique, de faire dépendre le coefficient

de réaction  $k_h$  des propriétés de cisaillement du sol  $\varphi$  et  $c$ , dans un abaque publié par Monnet (1994).

### 1.3.2.3. Limites de l'approche

La méthode considère uniquement le déplacement horizontal de la paroi. Elle permet d'estimer les déplacements horizontaux de l'écran mais ne donne pas d'informations sur les déplacements verticaux du sol derrière l'écran et au fond de fouille. Le problème de la maîtrise des mouvements du sol est alors traité en augmentant la rigidité des soutènements et des systèmes de butonnage ou d'ancrage.

Par ailleurs, certains auteurs critiquent la méthode du coefficient de réaction. Vezole (1995) considère qu'elle manque de fondement physique car la pression exercée sur le mur en un point ne dépend que du déplacement horizontal de ce point. Pour une semelle infiniment souple soumise à une charge répartie uniforme, la méthode conduit à un déplacement uniforme sous la charge et nul ailleurs. En réalité, le tassement intéresse une zone plus étendue que la zone d'application de la charge, et le tassement sous la charge n'est pas uniforme. Pour une charge verticale appliquée sur une semelle infiniment rigide, la méthode prédit une répartition de pression uniforme. En réalité, la réponse du sol présente des pressions plus élevées aux extrémités.

Enfin, certains auteurs discutent d'autres paramètres de la méthode notamment le coefficient de décompression  $k_d$ , qui correspond au rapport entre la variation de contrainte horizontale  $\Delta\sigma_h$  qui sera appliquée sur l'écran et le décrétement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_v$  :

$$\Delta\sigma_h = k_d \Delta\sigma_v \quad (1.20)$$

Ce paramètre est en général pris égal au coefficient de réaction des terres au repos  $K_0$ , mais certains auteurs pensent que la diminution de la contrainte horizontale est largement surestimée avec ce choix. Monnet (1994) propose une expression de ce paramètre en fonction du taux de surconsolidation (OCR) :

$$k_d = \frac{K_0(OCR - OCR^{\sin\varphi})}{OCR - 1} \quad (1.21)$$

Il recommande une valeur moyenne  $OCR=3$  constante pour toutes les phases de construction, ce qui conduit à :

$$k_d = \frac{K_0(3 - 3^{\sin\varphi})}{2} = \frac{(1 - \sin\varphi)(3 - 3^{\sin\varphi})}{2} \quad (1.22)$$

### 1.3.3. Les modélisations numériques

Par comparaison avec les méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction introduit explicitement le déplacement de l'écran. En revanche, elle ne prend pas en compte les déplacements verticaux et plus généralement les déformations du sol. Les « méthodes numériques » (c'est-à-dire ici les méthodes des éléments finis ou des différences finies) introduisent une description plus complexe, dans laquelle les déplacements dans le massif de sol font partie des inconnues du problème. L'utilisation de ces méthodes pour les écrans de

soutènement a débuté dans les années 1970 (Bjerrum et al., 1972 ; Clough et al., 1972 ; Egger, 1972).

La méthode des éléments finis permet de calculer les déplacements dans tout le massif et dans toutes les directions. Elle offre la possibilité de mettre en œuvre des modèles de comportements plus ou moins sophistiqués, et (au moins en principe) de considérer tous les éléments qui influent sur la cinématique de l'excavation : les conditions de drainage, l'interaction sol-structure, le phasage de l'excavation, la géométrie de la fouille et de l'écran de soutènement. Néanmoins, la modélisation des écrans de soutènement fait intervenir un grand nombre d'hypothèses et de paramètres qui ont une influence certaine sur les résultats : on les récapitule brièvement dans cette section.

### 1.3.3.1. Modélisation en déformations planes, 3D ou axisymétrique

En principe, la méthode des éléments finis permet de modéliser des excavations en prenant en compte leur géométrie en trois dimensions. Cependant, les analyses tridimensionnelles restent rares et la plupart des calculs sont conduits en déformations planes pour représenter une section courante loin des coins de l'excavation (Bourgeois et al., 2018).

Zdravkovic et al. (2005) ont réalisé des modélisations 2D en déformations planes et les ont comparées à des modélisations axisymétriques ou 3D. Les mouvements horizontaux de l'écran de soutènement calculés en déformations planes sont plus grands que ceux calculés en modélisation tridimensionnelle (d'environ 20%).

Pour les excavations de grande longueur, l'hypothèse de modélisation bidimensionnelle en déformations planes est considérée acceptable, bien que plusieurs aspects soient susceptibles de limiter la pertinence de cette modélisation, en particulier le phasage de réalisation de l'ouvrage, et la mise en place des appuis qui induisent un caractère tridimensionnel – l'espacement entre les butons n'est pas forcément régulier, les butons peuvent avoir une géométrie complexe (en patte d'oie par exemple) (Delattre, 2004). La pertinence des différents types de modélisations a été étudiée par plusieurs auteurs comme Ou et al. (1996), St John (1975), Moormann et Katzenback (2002).

En site urbain, les contraintes d'encombrement autour du chantier conduisent à appliquer en surface des charges mobiles (circulation de camions) ou fixes (stockage de matériel ou de déblais) qui induisent des effets tridimensionnels difficiles à caractériser et à modéliser.

### 1.3.3.2. Etat de contrainte initial

L'état de contraintes initial régnant dans le massif du sol est généralement considéré comme géostatique, au moins lorsque l'hypothèse que les couches de terrain sont horizontales est acceptable : à une certaine profondeur, la contrainte verticale correspond au poids des couches de sol sus-jacentes, et la contrainte horizontale est reliée à la contrainte verticale par le coefficient de pression au repos  $K_0$  :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (1.23)$$

Le coefficient  $K_0$  dépend de la nature du sol et son histoire de chargement.

Certains auteurs se basent sur la théorie de l'élasticité (linéaire isotrope). La déformation latérale est exprimée par :

$$\varepsilon_h = \frac{1+\nu}{E} \sigma_h - \frac{\nu}{E} (2 \sigma_h + \sigma_v) \quad (1.24)$$

Dans une couche horizontale au repos, cette déformation est nulle ce qui donne :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (1.25)$$

L'expression proposée par Jaky (1944), pour des sols normalement consolidés, relie  $K_0$  à l'angle de frottement interne  $\varphi$  :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.26)$$

Mayne et kulhawy (1982) proposent l'expression suivante pour les sols surconsolidés en phase d'expansion seulement :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR} \quad (1.27)$$

où OCR désigne le coefficient de surconsolidation (Over Consolidation Ratio).

Gaudin (2002) a réalisé des mesures en centrifugeuse et a obtenu une relation entre  $k_0$  et l'indice de densité du sol  $I_d$  :

$$K_0 = -\frac{1}{2,9} I_d + 0,63 \quad (1.28)$$

Dans des configurations plus complexes, les transformations subies par le sol en place ne sont pas toujours connues. Dans le cadre d'une simulation numérique, on peut proposer de reconstituer par la simulation ces phases de transformation pour déterminer l'état de contraintes initial ; la procédure peut être complexe et lourde à mettre en œuvre, sans qu'on soit assuré de la pertinence du résultat.

### 1.3.3.3. Modélisation de l'écran

#### 1.3.3.3.1. Type d'éléments

Dans un modèle numérique par éléments finis, un écran de soutènement peut être modélisé par des éléments de massif (qui présentent une épaisseur non nulle) ou par des éléments de structure, d'épaisseur nulle (éléments de poutre en des déformations planes ou de coques dans une modélisation 3D). Avec des éléments de poutre (au moins pour les éléments courants), les efforts tangentiels appliqués sur les deux faces de l'écran n'induisent pas de moment de flexion. Les éléments de massif permettent de prendre en compte la contribution des contraintes tangentielle aux moments de flexion dans l'écran. Delattre (2004) considère que les éléments de structure sont plus adaptés pour la modélisation des rideaux de palplanches et les éléments de massif à celle d'une paroi moulée, mais peu d'auteurs ont une opinion définitive sur le meilleur choix.

Coquillay (2005) a étudié l'effet du type d'éléments pour la modélisation d'un écran d'un rideau de palplanches de Hoschtetten. Elle constate que le choix du type d'éléments n'a pas de conséquence sur la pression des terres de part et d'autre du rideau. Les déformées de l'écran sont quasiment équivalentes dans les deux cas à l'exception des dernières étapes : le déplacement horizontal de la paroi est plus faible avec une modélisation de l'écran avec des éléments de poutre. Le moment maximum et le déplacement vertical du sol en surface sont réduits avec ce type de modélisation. En revanche, Day et Potts (1993) sont parvenus à une conclusion opposée.

#### **1.3.3.3.2. Comportement et caractéristiques mécaniques**

Le comportement mécanique des matériaux constituant l'écran est généralement considéré comme élastique linéaire et isotrope, avec des caractéristiques qui tiennent compte des propriétés du béton et de celles des cages d'armatures pour les parois moulées.

Il y a cependant des exceptions :

- certains auteurs ont cherché à prendre en compte un comportement plastique de l'écran (Kort, 2002) ;
- d'autre part, on peut remettre en question l'hypothèse d'isotropie : une paroi moulée, un écran de palplanches ou une paroi berlinoise sont constitués d'éléments continus dans la direction verticale mais discontinus dans la direction horizontale (Burlon, 2007). L'écran n'est pas apte à supporter un moment autour de l'axe vertical et certains auteurs ont proposé une modélisation spécifique, par exemple des éléments de coque présentant un comportement anisotrope (Zdravkovic et al., 2005) ;
- on pourrait également chercher à prendre en compte de manière plus précise le durcissement du béton et un éventuel fluage après la fin de la construction (Burlon, 2007 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2006a, 2006b).

#### **1.3.3.3.3. Effet de l'installation de l'écran**

La construction d'un écran de soutènement est organisée en plusieurs étapes et comporte des opérations difficiles à modéliser :

- la réalisation de chaque panneau d'une paroi moulée comprend trois phases de forage, ferrailage et bétonnage ;
- les rideaux de palplanches sont mis en place par battage ou foncés par vibrage ;
- la réalisation des parois berlinoises est également un processus complexe qui présente un aspect fortement tridimensionnel.

La modélisation de la mise en place des écrans repose généralement sur des simplifications très importantes. La plus courante et la plus radicale consiste à considérer que la mise en place de l'écran de soutènement n'affecte pas l'état de contraintes initial. On dit que la paroi est « wished in place » et on appelle WIP la procédure correspondante.

Une autre démarche possible, nommée WIM (pour « Wall Installation Modelled »), propose de prendre en compte les étapes de mise en place de l'écran. Pour une paroi moulée, cela

impose a priori de modéliser l'écran en éléments volumiques, de choisir la répartition de pression dans la boue et de prendre en compte la prise du béton. Différents auteurs ont étudié la réduction des contraintes derrière le soutènement et les déplacements horizontaux pour différentes longueurs de panneaux et mettent en lumière l'influence des effets tridimensionnels (Burlon, 2007 ; Frih Bengabbou, 2005 ; Gourvenec et Powrie, 1999 ; Ng et Yan, 1999 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2004, 2006a, 2006b ; Schweiger et Freiseder, 1994). Schäfer et Triantafyllidis (2006b) par exemple synthétisent leur résultat par un coefficient  $K_0^*$  qui prend en compte les variations induites par le processus. Globalement, la démarche reste laborieuse et difficile, et ne fait pas l'objet d'un véritable consensus.

En déformations planes, certains auteurs proposent une procédure simplifiée consistant à appliquer le poids de la paroi (Schweiger et Freiseder, 1994 ; Schweiger et al., 1997), mais cette approche ne prend pas en compte la réduction des contraintes latérales ce qui la rend conservative (Ng et Lings, 1995).

Certains auteurs ont étudié la différence entre les approches WIP et WIM : De Sanctis et al. (2006), en 2D, pour une excavation du métro de Naples ; Schäfer et Triantafyllidis (2006b), en 3D, pour le Taipei National Enterprise Center (TNEC). La méthode WIM semble plus proche de la réalité et fournit des déplacements plus importants que la méthode de type WIP. D'autres auteurs considèrent que la mise en place de l'écran n'affecte pas les contraintes dans le sol (Izumi et al., 1976 ; St John et al., 1992 ; Whittle et al., 1993).

#### **1.3.3.4. Modélisation de l'interface**

Pour les soutènements, une attention particulière doit être portée au comportement du sol à l'interface avec l'écran de soutènement : en particulier dans le cas des ouvrages où le sol est remblayé derrière l'écran, il faut prendre en compte le glissement du sol contre l'écran.

Dans le cas des sols cohérents, le déplacement de l'écran peut produire le décollement entre le sol et le soutènement s'il n'est pas maintenu contre le terrain par des appuis. La modélisation de cette interface nécessite alors l'utilisation des éléments capables de prendre en compte un décollement (Delattre, 2004).

Il faut donc introduire un déplacement relatif tangent à la surface de contact, voire dans certaines situations un décollement entre le sol et la structure. Dans la modélisation, la prise en compte d'une discontinuité du déplacement entre le sol et le mur nécessite un traitement spécifique (puisque la méthode fonctionne plutôt avec des champs de déplacement qui doivent être continus). On est donc amené à représenter l'interface explicitement dans le modèle numérique, en introduisant des éléments spécifiques, généralement sans épaisseur, auxquels on attribue un comportement mécanique (Goodman et al., 1968). Chaque élément est caractérisé par deux rigidités en regard des efforts de compression normaux à son plan et des efforts de cisaillement. Généralement, on leur attribue une résistance au cisaillement égale à une valeur déduite de celle du sol. Certains auteurs présentent quelques résultats relatifs à l'influence de différents types d'interface (Frih Bengabbou et al., 2002 ; Gaudin, 2002).

Dans certaines analyses, l'interface est considérée parfaitement lisse ; il n'y a alors aucune possibilité de transmettre un effort tangent entre la structure et le sol.

Si l'on exclut la situation du glissement parfait et du décollement, le comportement de l'interface est représenté par une relation entre le déplacement relatif tangentiel  $\Delta_s$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$ . Clough et Duncan (1973) ont proposé une relation hyperbolique à partir d'essais à la boîte de cisaillement, du type :

$$\tau = \frac{\Delta_s}{a+b \Delta_s} \quad (1.29)$$

a et b étant deux paramètres empiriques à déterminer expérimentalement. Les auteurs proposent des formules reliant ces paramètres notamment à la contrainte normale. Les codes de calcul remplacent généralement cette relation hyperbolique par une relation bilinéaire (de type élastique parfaitement plastique).

### **1.3.3.5. Modélisation des appuis**

#### ***1.3.3.5.1. Modélisation des butons***

Les butons sont modélisés par des éléments élastiques (ressort ponctuel horizontal ou barre) au point d'application du buton. En général, ces éléments ne transmettent qu'un effort horizontal. En première approximation, leur raideur est prise égale à la raideur en compression des éléments de butonnage. Les modélisations ne tiennent donc le plus souvent pas compte des efforts verticaux ou des moments qui pourraient être transmis à l'écran, ce qui évite de modéliser la déformation des butons en flexion (Duca, 2001 ; Hata et al., 1985).

La raideur des butons peut être fortement surestimée, en fonction des conditions de contact entre le buton et la paroi et de la mise en œuvre ou non d'une précontrainte. D'autre part, les variations de température induisent des déformations thermiques qui modifient l'interaction buton-paroi. Une chute de température conduit à un raccourcissement des butons, tandis qu'une augmentation de la température augmente les efforts de butonnage. Cet effet est rarement pris en compte dans les modélisations.

#### ***1.3.3.5.2. Modélisation des planchers***

Les planchers sont généralement modélisés avec le même type d'éléments que les butons (appuis élastiques ponctuels horizontaux). Dans le cas du butonnage par des planchers, la rigidité théorique est fortement réduite pour prendre en compte le retrait du béton : St John et al. (1992) et Whittle et al (1993) par exemple, prennent en compte 20% de leur raideur théorique. Ces planchers peuvent transmettre au soutènement une partie de leur poids propre et des charges auxquelles ils sont soumis (Powrie et Li, 1991), ou des moments en fonction de la connexion entre le plancher et le soutènement. Comme pour les butons, les variations de température peuvent modifier les efforts exercés par le plancher (Whittle et al., 1993).

#### ***1.3.3.5.3. Modélisation des tirants***

Pour les butons et les planchers, négliger les efforts de flexion constitue une approximation importante qu'on peut discuter. Pour les tirants, dans le contexte d'une excavation (et

contrairement à celui des murs cloués par exemple), cette hypothèse ne soulève pas de discussion.

Ces appuis sont généralement modélisés par des éléments de barre (Day et Potts, 1993 ; Stroh et Breth, 1976). On leur attribue une raideur égale à celle de l'armature du tirant. Le scellement du tirant dans le sol peut se limiter à un nœud commun au massif de sol ou s'étendre à une certaine longueur ancrée, éventuellement associée à un bulbe de sol autour du tirant auquel on donne des caractéristiques de résistance plus grandes que celles du sol. La première technique de modélisation peut provoquer des singularités et des difficultés numériques locales, ce qui justifie l'apparition de la seconde.

Le frottement sol-tirant entre le scellement et l'écran est généralement négligé. Pour des ouvrages de dimensions exceptionnelles (ouvrages portuaires notamment), il est parfois pris en compte explicitement, ce qui demande une modélisation spécifique (Marten, 2005).

#### **1.3.3.6. Modélisation des mouvements de nappe**

Dans de nombreuses situations, la présence de l'eau dans les sols joue un rôle pour la réalisation d'une excavation profonde. Le processus de construction inclut une ou plusieurs phases de rabattement de la nappe, qui modifient la répartition de pression de part et d'autre de l'écran ; cet effet est susceptible de déplacer et de déformer l'écran (Delattre, 2004).

Dans le cas d'une nappe en écoulement, les conditions hydrogéologiques et les caractéristiques hydrauliques doivent être prises en compte pour déterminer les pressions initiales. Certains auteurs proposent d'effectuer une modélisation hydromécanique du comportement du sol pour prendre en compte les conditions hydrogéologiques qui peuvent mener une excavation à une configuration critique lorsque les surpressions négatives générées par l'excavation se sont dissipées (Holt et Griffiths, 1992 ; Kaiser et Hewitt, 1982). Cette modélisation nécessite de définir des paramètres supplémentaires comme les valeurs de la transmissivité de l'écran (Chew et al., 1997 ; Sellmeijer et al., 1995).

### **1.4. Modèles de comportement dans les modèles numériques**

L'article 16.2 de la norme Ecrans aborde la question du déplacement de l'écran. Il indique en particulier que « le calcul des déplacements ne donne qu'une valeur approchée de leurs valeurs réelles et qu'une estimation du déplacement absolu d'un écran à quelques centimètres près constitue un objectif raisonnable et une précision inférieure au centimètre est généralement illusoire ».

Les paragraphes précédents récapitulent les (nombreux) éléments à prendre en compte dans une modélisation numérique par éléments finis du comportement d'un écran de soutènement ; le dernier élément important est bien sûr le comportement mécanique du sol lui-même.

A cet égard, l'article de la norme cité précédemment dit que « les déplacements d'un écran sont à évaluer à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure adapté à la complexité du problème et en utilisant des lois de comportement des matériaux simples et réalistes ».

Différentes classes de modèles de comportement sont utilisées dans la modélisation numérique des ouvrages géotechniques, en fonction de l'objectif du calcul et du type d'ouvrage considéré. De manière générale, la modélisation des ouvrages repose encore le plus souvent sur des modèles que l'on peut classer en différentes catégories :

- les modèles élastiques, linéaires ou non linéaires, isotropes ou anisotropes ;
- les modèles élastoplastiques, parfaitement plastiques ou avec un écrouissage, et parmi les modèles avec écrouissage, les modèles à écrouissage isotrope ou à écrouissage cinématique (éventuellement non linéaire) ;
- d'autres modèles (hypoplastiques par exemple).

De nombreux auteurs ont comparé les résultats donnés par les différentes catégories de modèles. Il reste cependant difficile de savoir quelles doivent être les caractéristiques d'un modèle de comportement réellement adapté à la modélisation des excavations.

Dans cette partie, on limite la discussion à la présentation de trois modèles de comportement élasto-plastiques qui ont été largement utilisés dans la modélisation numérique des excavations : le modèle ELMC qui combine une élasticité linéaire isotrope et un critère de rupture de Mohr-Coulomb, le modèle qui combine le même critère avec une élasticité non linéaire (Duncan et Chang, 1970) et le modèle appelé « hardening soil model » ou « HSM » qui est un modèle avec écrouissage, contrairement aux deux modèles précédents qui correspondent à une modélisation élastique parfaitement plastique.

La présentation de ces modèles est précédée d'un rappel sur la théorie de l'élastoplasticité et d'une présentation des chemins de contraintes qui peuvent avoir lieu à proximité des ouvrages de soutènement.

#### **1.4.1. Chemins de contraintes**

Différents auteurs ont montré que, selon le chemin suivi, le sol peut montrer une résistance au cisaillement et une rigidité différentes (Gasparre, 2005 ; Jardine et al., 2004). Les modèles et les paramètres utilisés pour la modélisation numérique de l'ouvrage doivent permettre de reproduire le comportement des sols observés sur des chemins de contraintes appropriés.

Selon Lambe et Whitman (1991) par exemple, durant l'excavation, le chemin de contraintes du sol retenu ressemble à un essai triaxial en compression : la contrainte verticale est fixe et la contrainte horizontale diminue. Au-dessous du fond de fouille, la contrainte verticale diminue et la contrainte horizontale reste constante ou augmente. Ces chemins présentent des similitudes avec les essais triaxiaux, comme l'a confirmé Ng (1999), dans le cas d'une excavation de 10 m de profondeur dans une argile raide fissurée de Gault retenue par une paroi moulée.

D'autre part, Kempfert et Gebreselassie (2006) et Hashash et Whittle (2002) attirent l'attention sur le fait que les contraintes principales ne restent pas nécessairement verticale et horizontales, en particulier au niveau des éléments d'appuis et du pied de soutènement. On ne peut évidemment pas reproduire cet effet au cours d'un essai triaxial.

Burlon (2007) a étudié l'influence du choix du modèle de comportement du sol sur les chemins de contraintes calculés pour une excavation simple dans l'argile des Flandres. Dans

la zone en poussée derrière l'écran, tous les modèles présentent une diminution de la contrainte moyenne accompagnée d'une augmentation du déviateur. L'entrée dans le domaine plastique se traduit ensuite par une diminution de la contrainte moyenne et du déviateur. Dans la zone de butée du côté de la fouille, il relève, pour une élasticité linéaire combinée au modèle de Mohr-Coulomb, une augmentation de la contrainte moyenne à mesure que l'excavation progresse ; mais, avec une élasticité non linéaire combinée au modèle de Mohr-Coulomb, la contrainte moyenne diminue puis augmente. Le modèle Cam-Clay modifié donne des chemins de contraintes où la contrainte moyenne décroît tout au long du calcul quelle que soit la zone de sol considérée. Une analyse de la variation du module d'Young a été réalisée avec différents modèles élastoplastiques comportant une partie élastique non linéaire. Derrière l'écran, une diminution nette du module d'Young est observée notamment en surface. Dans la zone de butée, le module d'Young diminue dans la zone située immédiatement sous le fond de fouille, mais pour des couches plus profondes, une augmentation du module d'Young peut être notée (le déplacement de l'écran vers l'excavation induit une augmentation de la contrainte horizontale qui compense la diminution de la contrainte verticale). Une très forte variation des modules à la base du soutènement est notée des deux côtés de l'écran.

Cette difficulté d'anticiper les variations de contraintes dans le massif rend plus complexe le choix du modèle capable de modéliser le comportement du sol induit par les excavations.

D'autres auteurs se sont intéressés au chemin de contraintes en cherchant à identifier les zones de chargement et de déchargement. Pour un ouvrage dans lequel l'état de contraintes n'est pas homogène et varie en intensité et en direction en tout point, la notion de chargement-déchargement est difficile à définir : le matériau peut subir un chargement dans une direction et un déchargement dans les autres directions. Le sol adjacent à une excavation est généralement considéré en « déchargement » au sens de la contrainte moyenne effective  $p$  et non pas en termes de cisaillement  $q$ , le déviateur ayant plutôt tendance à augmenter. Le même genre de discussion a été abordée par Gilleron (2016) dans le cas des tunnels.

Certains auteurs ont cherché à définir une notion de chargement-déchargement-rechargement multiaxial. Arafati (1996) a exprimé les notions de chargement, de déchargement et de rechargement en fonction du module de compression tangent  $K_t$  et du module de cisaillement tangent  $G_t$ , de la contrainte moyenne  $p$  et de la contrainte déviatorique  $q$  et de leurs incréments. D'autres auteurs ont proposé des critères de chargement et de déchargement pour des modèles élastoplastiques quelconques, liés au signe du travail incrémental  $dW$  d'une déformation  $d\varepsilon_{ij}$  dans un état de contraintes  $\sigma_{ij}$ .

Zhu et Liu (1994) ont proposé de définir quatre zones selon le rapport des contraintes principales majeures et mineures. Ils se sont basés sur ces quatre zones pour adapter les essais servant au calage des modèles numériques.

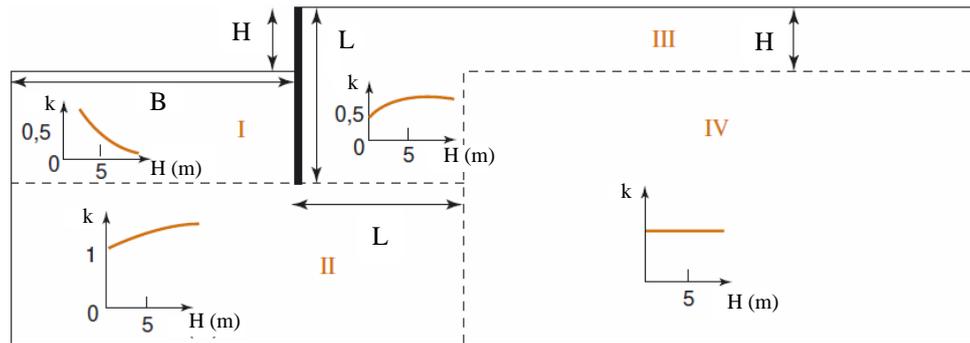


Figure 1.13 : Les zones proposées par Zhu et Liu (1994) pour délimiter un modèle d'une excavation

## 1.4.2. Rappels sur la théorie de l'élastoplasticité

### 1.4.2.1. Partition des déformations

Partant du constat que les déformations produites par un chargement ne disparaissent pas lorsqu'on supprime ce chargement, la théorie de l'élastoplasticité, dans l'hypothèse des petites perturbations, propose de considérer la déformation totale d'un matériau comme la somme d'une partie élastique (réversible) et d'une partie plastique (irréversible) :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (1.30)$$

La partie réversible des déformations  $\varepsilon_{ij}^e$  est liée à l'état de contrainte. Pour la partie plastique  $\varepsilon_{ij}^p$ , on considère qu'il existe un seuil, en termes de contraintes, au-dessous duquel il ne se produit pas de déformation irréversible. En revanche, si ce seuil est atteint, il peut se produire une déformation irréversible. Il faut alors décrire l'évolution de cette déformation plastique.

### 1.4.2.2. Le critère de plasticité

On définit, dans l'espace des contraintes, un domaine élastique délimité par une surface appelée surface de charge. Si l'état de contraintes est à l'intérieur du domaine élastique, le comportement demeure réversible ( $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$ ).

La frontière du domaine élastique, aussi appelée surface de charge, est définie par une fonction scalaire  $f$  du tenseur des contraintes : la fonction  $f$  est nulle pour les points de la surface de charge, et négative pour les états de contraintes situés à l'intérieur de la surface, donc dans le domaine élastique.

Lorsque l'état de contrainte atteint la surface de charge, le comportement du sol peut devenir irréversible et l'incrément de déformation devient alors la somme d'une contribution élastique réversible et d'une contribution plastique permanente :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (1.31)$$

Dans le cas du matériau élastique parfaitement plastique, la fonction  $f$ , appelée « critère de plasticité » ne dépend que du tenseur de contraintes, et le domaine élastique est fixe dans l'espace des contraintes.

Dans le cas d'un matériau écrouissable, le « critère de plasticité » dépend non seulement des contraintes mais aussi d'autres paramètres, qu'on note ici  $k$ . Ces paramètres peuvent être des scalaires ou des tenseurs. Le domaine élastique évolue et diffère alors du domaine initial.

La figure 1.14 illustre le principe de la surface de charge :

- si  $f(\sigma_{ij}, k) < 0$ , l'état de contraintes est à l'intérieur du domaine et le comportement est élastique ;
- si  $f(\sigma_{ij}, k) = 0$  : le régime plastique est atteint et des déformations irréversibles peuvent se produire ;
- si  $f(\sigma_{ij}, k) > 0$  : le point considéré est à l'extérieur du domaine élastique ; dans le cadre élastoplastique, cette situation est exclue.

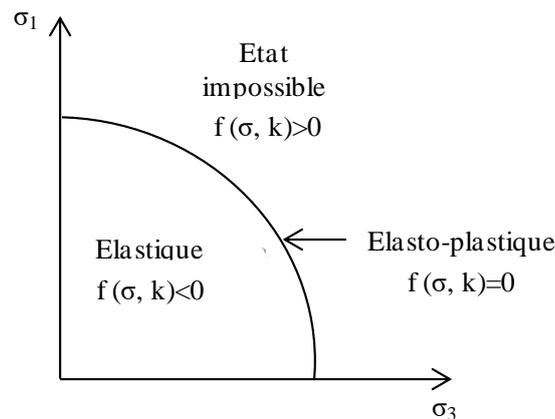


Figure 1.14 : Principe de la surface de charge (Potts et Zdravković, 2001)

### 1.4.2.3. La loi d'écoulement

Lorsque l'état de contraintes atteint la frontière du domaine élastique, il peut se produire une déformation plastique : il faut décrire comment cette déformation évolue. La loi d'écoulement relie l'incrément des déformations plastiques au tenseur des contraintes et à l'état d'écrouissage, au moyen d'une fonction  $g(\sigma_{ij}, m)$ , appelée potentiel plastique, qui dépend de l'état de contraintes et d'autres paramètres  $m$  ; elle peut être identique ou non au critère de plasticité. La loi d'écoulement est dite associée dans le cas où le potentiel plastique est identique au critère de plasticité et non associée dans le cas contraire. Elle est généralement exprimée par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g(\sigma_{ij}, m)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.32)$$

où  $d\lambda$  est un scalaire positif ou nul appelé multiplicateur plastique. S'il est non nul, il y a génération de déformations plastiques.

Sa valeur est déterminée par la condition de cohérence : s'il se produit des déformations plastiques, la valeur du critère doit rester nulle.

Les lois d'écoulement ont une grande importance dans la modélisation du comportement des sols. Elles permettent de prendre en compte les phénomènes de contractance et de dilatance qui ont une influence significative sur les changements de volume et de résistance des sols.

#### 1.4.2.4. La loi d'écrouissage

Dans le cadre de la plasticité parfaite, la surface de charge n'évolue pas dans l'espace des contraintes. Dans les modèles avec écrouissage, la surface de charge peut être modifiée au cours des évolutions du matériau. On distingue en général deux types d'écrouissage :

- l'écrouissage isotrope : l'évolution correspond à une variation de la « taille » du domaine élastique, définie par une homothétie centrée sur l'origine de l'espace des contraintes ; si l'écrouissage correspond à une augmentation de la taille du domaine élastique, on parle de durcissement. Si le domaine élastique subit une contraction, on parle de radoucissement.
- l'écrouissage cinématique : la surface de charge subit une translation dans l'espace des contraintes.

#### 1.4.3. Le modèle « ELMC »

La combinaison de l'élasticité linéaire et du critère de rupture de Mohr-Coulomb constitue le modèle élastoplastique le plus simple pour la modélisation du comportement des excavations. Il constitue de facto, même si ce n'est pas toujours complètement explicite, le modèle de référence pour la justification de nombreux ouvrages, en particulier pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles ou du facteur de sécurité dans l'analyse de la stabilité des pentes. Il ne tient compte d'aucune non-linéarité avant la rupture (ni élasticité non linéaire ni écrouissage pré-rupture), ce qui constitue un inconvénient si l'on veut calculer les déplacements d'un ouvrage sous charge de service. En particulier, ce modèle n'estime pas correctement les déplacements induits par l'excavation devant le soutènement et conduit à des déformations significatives sur une plus grande distance de l'ouvrage que celle affectée réellement (Delattre, 2004).

Le comportement élastique est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes,  $\lambda$  et  $\mu$ , appelées constantes de Lamé. Ces deux paramètres sont définis en fonction du module de Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ . La relation entre le tenseur de contraintes et le tenseur de déformations est alors donnée par :

$$\bar{\sigma} = \lambda Tr(\bar{\varepsilon}) \bar{I} + 2\mu \bar{\varepsilon} \quad (1.33)$$

La surface de charge du modèle s'exprime de la façon suivante :

$$f(\bar{\sigma}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 c \cos \varphi \quad (1.34)$$

Où  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes principales classées dans l'ordre  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ . Le paramètre  $c$  est la cohésion du matériau et  $\varphi$  est l'angle de frottement interne.

Le potentiel plastique  $g(\bar{\sigma})$  est de forme identique à  $f(\bar{\sigma})$  mais avec un angle de dilatance  $\psi$  au lieu de l'angle de frottement  $\varphi$ . Pour une loi associée, ces deux angles sont égaux :

$$g(\bar{\sigma}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (1.35)$$

L'angle de dilatance prend généralement une valeur supérieure ou égale à zéro. Les déformations volumiques plastiques générées avec cette loi d'écoulement présentent alors un comportement dilatant.

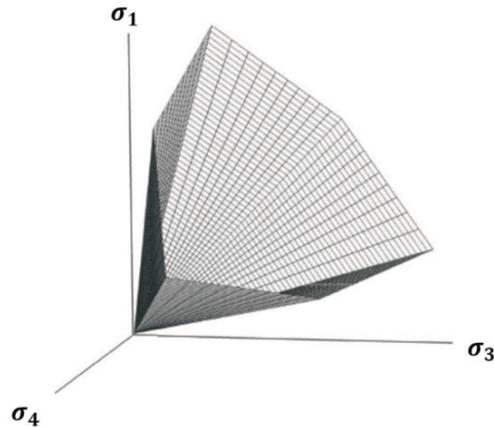


Figure 1.15 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales

#### 1.4.4. Le modèle de « Duncan et Chang »

Différents modèles élastiques non linéaires ont été proposés pour représenter le comportement non linéaire du sol. Ces modèles ont longtemps été la référence pour le comportement du sol dans les calculs des ouvrages de soutènements. Ils sont souvent fondés sur des essais triaxiaux drainés, au cours desquels la contrainte de confinement  $\sigma_3$  reste constante, tandis que la contrainte axiale  $\sigma_1$  augmente. En particulier, le modèle de Duncan et Chang (Duncan et Chang, 1970) repose sur trois hypothèses :

- la rupture est atteinte lorsque la différence entre les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  atteint la valeur donnée par la condition de Mohr-Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.36)$$

- le module d'Young initial dépend de la pression de confinement  $\sigma_3$  suivant une loi puissance du type :

$$E_i = E_0 \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (1.37)$$

où  $p_a$  est la pression atmosphérique,  $E_0$  et  $n$  sont des paramètres du modèle déterminés à partir d'essais sous différentes contraintes de confinement.

- la dépendance non linéaire entre la variation des contraintes et la déformation axiale peut être approchée par une relation hyperbolique :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b \varepsilon} \quad (1.38)$$

Il est facile de voir que  $b$  apparaît comme l'inverse de la valeur ultime  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  et que le paramètre  $a$  est lié à la pente de la courbe  $\varepsilon - (\sigma_1 - \sigma_3)$ , donc finalement au module d'Young tangent :

$$\frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} = E_t = \frac{a}{(a+b \varepsilon)^2} \quad (1.39)$$

Ce qui conduit finalement à :

$$E_t = E_0 \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \left[1 - \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \varphi + 2 \sigma_3 \sin \varphi}\right]^2 \quad (1.40)$$

Il reste à préciser la valeur du coefficient de Poisson tangent ; plusieurs formulations ont été proposées dans la littérature.

D'autre part, pour rendre compte du comportement irréversible du matériau, certaines variantes du modèle ont été proposées, qui introduisent un module de déchargement-rechargement sous la forme :

$$E = E_{ur} \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (1.41)$$

La difficulté pratique est de fournir un critère pour décider dans quelles conditions on utilise ce module plutôt que le précédent.

D'autre part, la formulation du modèle porte une attention particulière à la relation entre déviateur et contrainte axiale, et relativement moins aux déformations volumiques. On peut penser que c'est une des raisons pour lesquelles ce modèle, comme le modèle ELMC, n'est pas considéré comme très satisfaisant pour la modélisation des soutènements. On préfère souvent le modèle suivant, qui introduit un écrouissage isotrope au lieu de la plasticité parfaite.

#### 1.4.5. Le modèle « Hardening Soil Model – HSM »

Le modèle « Hardening Soil Model » ou HSM (Schanz et al., 1999) est un modèle élastoplastique qui combine une loi élastique non linéaire et deux mécanismes plastiques écrouissables : un mécanisme déviatorique et un mécanisme volumique.

Ses caractéristiques générales sont connues, mais sa formulation complète, pour ce qui concerne le mécanisme volumique, n'a pas été publiée en détail. Le modèle est disponible principalement dans le logiciel Plaxis, même si d'autres logiciels par exemple « Zsoil (Obrzud et Truty, 2018) » ou « FLAC » ont tenté de reproduire son fonctionnement. Il a été intégré en partie dans le code du logiciel CESAR : seul le mécanisme déviatorique a été reproduit. Il existe d'autre part une version dite « Small strain » (Benz, 2007) qui cherche à améliorer la formulation de la partie élastique du modèle pour les excavations. La formulation du modèle « Small strain » et son utilisation semblent d'un niveau de complexité supérieur à celui du modèle original. Dans cette partie, on présente le modèle HSM tel qu'il est décrit dans la documentation de (Plaxis, 2019). Les mécanismes de base du modèle sont les suivants :

- dépendance des modules vis-à-vis de la contrainte par une loi de puissance ;

- déformation plastique en compression primaire (écrouissage de compression) ;
- déformation plastique en sollicitation déviatorique (écrouissage déviatorique) ;
- comportement élastique en déchargement/rechargement ;
- critère de rupture de type Mohr-Coulomb.

Le modèle « Hardening soil Model » comporte au total 10 paramètres :

- trois paramètres de type module :
  - le module élastique de déchargement/rechargement de référence  $E_{ur}^{ref}$  ;
  - le module sécant de référence en situation triaxiale  $E_{50}^{ref}$  ;
  - le module tangent de référence sous sollicitation oedométrique  $E_{oed}^{ref}$  ;
- un coefficient de Poisson élastique  $\nu_{ur}$  ;
- un rapport de rupture noté  $R_f$  ;
- une pression de référence  $p^{ref}$  ;
- un exposant  $m$  qui caractérise la dépendance des modules avec l'état de contraintes ;
- les trois paramètres du critère de Mohr-Coulomb :
  - la cohésion  $c$  ;
  - l'angle de frottement interne  $\varphi$  ;
  - l'angle de dilatance  $\psi$ .

#### 1.4.5.1. Loi élastique

La loi élastique est isotrope et non linéaire. Le module élastique (ou module de déchargement/rechargement), noté  $E_{ur}$ , dépend des contraintes de la manière suivante :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \quad (1.42)$$

#### 1.4.5.2. Plasticité : Mécanisme d'écrouissage déviatorique

Le mécanisme d'écrouissage déviatorique est basé sur la relation hyperbolique entre la déformation verticale  $\varepsilon_1$  et la contrainte déviatorique  $q$  dans le cas d'un essai triaxial comme le modèle de (Duncan et Chang, 1970). Cette relation est donnée par :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (1.43)$$

où  $E_i$  est le module tangent initial et  $q_a$  est la contrainte déviatorique asymptotique. Ils sont exprimés respectivement par les expressions (1.44) et (1.45) :

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (1.44)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (1.45)$$

où  $E_{50}$  est le module sécant pour une contrainte déviatorique égale à 50% de la contrainte déviatorique de rupture  $q_f$  et  $R_f$  est un paramètre sans dimension inférieur ou égal à 1, auquel

il est recommandé de donner une valeur supérieure à 0,8. Ce dernier permet d'ajuster la courbe  $q - \varepsilon_1$  à l'approche de la rupture.

La dépendance du module sécant de l'état de contraintes est de forme identique à celle du module élastique. Il est donné par l'expression suivante :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p_{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \quad (1.46)$$

La contrainte déviatorique de rupture  $q_f$  est décrite par le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$q_f = (c \cot \varphi + \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.47)$$

La figure 1.16 présente la relation hyperbolique dans le cas d'un essai triaxial entre la contrainte déviatorique et la déformation axiale ainsi que les différents paramètres intervenants dans cette relation.

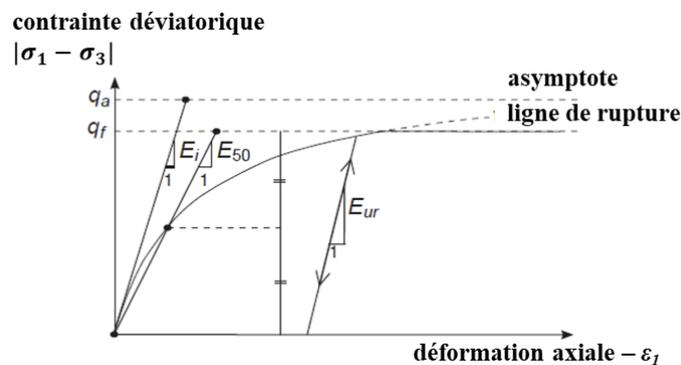


Figure 1.16 : Relation hyperbolique dans le cas d'un essai triaxial dans le modèle HSM

Dans le cas d'un état de contraintes quelconque  $q$  est exprimé par :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.48)$$

Le critère du mécanisme déviatorique est défini en fonction de  $q$  et d'un paramètre d'écroutissage  $\gamma^p$  par:

$$f = \frac{2}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (1.49)$$

La figure 1.17 présente l'évolution de la surface de charge en fonction du paramètre d'écroutissage  $\gamma^p$  dans le plan triaxial  $q-p$  (pour  $\sigma_2 = \sigma_3$ ). On voit que le mécanisme proposé ne correspond pas strictement à un écroutissage isotrope ni à un écroutissage cinématique.

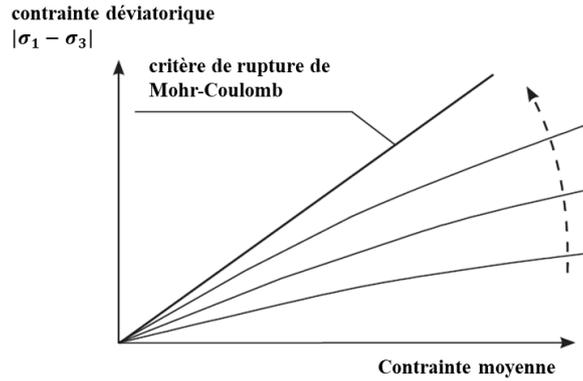


Figure 1.17 : Evolution du critère déviatorique en fonction du variable d'écrouissage  $\gamma^p$  dans le modèle HSM

La loi d'écrouissage qui décrit l'évolution du paramètre  $\gamma^p$  est décrit par :

$$d\gamma^p = \frac{d\varepsilon_v^p}{\sin \psi_m} \quad (1.50)$$

Dans la documentation de Plaxis (2019), l'expression du potentiel plastique ou de la loi d'écoulement n'est pas présentée explicitement. Selon la documentation de CESAR basée sur les différentes formulations du modèle HSM dans la littérature, le potentiel plastique est de forme identique de celui de Mohr-Coulomb :

$$g_{12} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right) \sin \psi_m \quad (1.51)$$

Le paramètre  $\psi_m$  qui intervient dans la loi d'écrouissage ainsi que la loi d'écoulement est l'angle de dilatance mobilisé. La définition de cet angle est basée sur la théorie de dilatance proposée par Rowe (1962). Il est exprimé de la manière suivante :

Pour $\sin \varphi_m < \frac{3}{4} \sin \varphi$	$\psi_m = 0$
Pour $\sin \varphi_m \geq \frac{3}{4} \sin \varphi$ et $\psi > 0$	$\sin \psi_m = \max \left( \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}}, 0 \right)$
Pour $\sin \varphi_m \geq \frac{3}{4} \sin \varphi$ et $\psi \leq 0$	$\psi_m = \psi$
Pour $\varphi = 0$	$\psi_m = 0$

où  $\varphi_{cv}$  est l'angle de frottement à l'état critique et  $\varphi_m$  l'angle de frottement mobilisé défini par :

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \varphi} \quad (1.52)$$

Pour des valeurs importantes de l'angle de frottement mobilisé  $\varphi_m$  et un angle de dilatance  $\psi$  positif, l'angle de dilatance mobilisé  $\psi_m$  suit la théorie de Rowe (1962) tant que cette théorie donne une valeur positive. Dans le cas où une valeur négative de l'angle de dilatance mobilisé est obtenue, cette dernière est considérée égale à zéro.

Pour de faibles valeurs d'angle de frottement mobilisé  $\varphi_m$  ou un angle de frottement interne nul  $\varphi$ , l'angle de dilatance mobilisé est considéré nul.

Selon la théorie de Rowe, le sol présente un comportement contractant pour de faibles états de contraintes (au sens où  $\varphi_m < \varphi_{cv}$ ) tandis qu'un comportement dilatant se produit pour des états de contraintes élevés ( $\varphi_m > \varphi_{cv}$ ).

D'autre part, pour éviter que le sol ne gonfle indéfiniment, dans Plaxis, il est proposé de définir un seuil au-delà duquel l'angle de dilatance est nul comme le montre la figure 1.18. Le seuil porte sur la valeur de l'indice des vides. Ce traitement complémentaire de la dilatance introduit trois paramètres supplémentaires, la valeur initiale  $e_0$  et les valeurs minimales et maximale  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  de l'indice des vides.

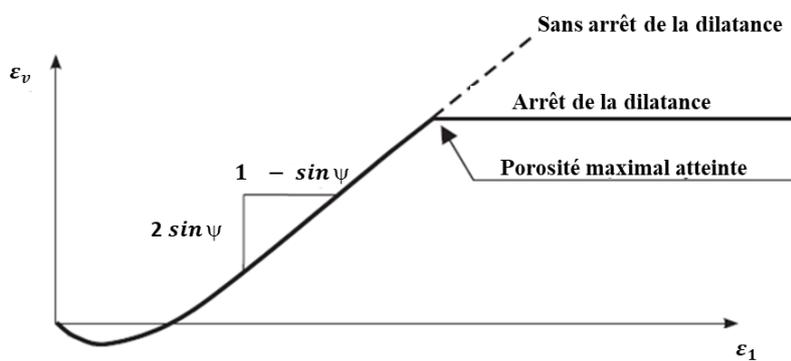


Figure 1.18 : Traitement complémentaire de la dilatance dans le modèle HSM

### 1.4.5.3. Plasticité : Mécanisme d'écroutissage en compression

La formulation du deuxième mécanisme est relativement moins simple, et diffère un peu selon les documents. On en propose ici les grandes lignes. Par construction, la surface de charge du mécanisme isotrope passe par l'état de contraintes initial. Ce mécanisme est alors sollicité par une augmentation de la contrainte moyenne ou déviatorique. La surface de charge est définie par :

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p^2 - p_p^2 \quad (1.53)$$

avec :

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad (1.54)$$

où  $\alpha$  est défini par :

$$\alpha = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (1.55)$$

La taille du domaine élastique est déterminée par la contrainte de préconsolidation isotrope  $p_p$ ,  $M$  est une constante reliée à  $k_0^{NC}$  et  $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$  correspond à la contrainte moyenne. Dans le plan  $(p, \tilde{q})$ , la trace du domaine limité par la condition  $f_c < 0$  est une ellipse centrée en  $p = 0, \tilde{q} = 0$  comme le montre la figure 1.19.

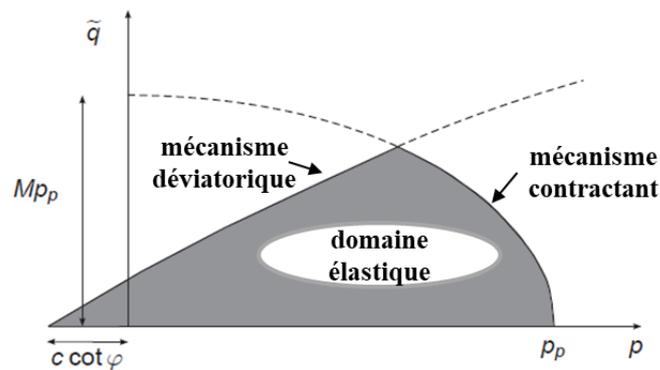


Figure 1.19 : Les deux surfaces de charge du modèle HSM dans le plan p-q

La loi d'écoulement est une loi associée pour le mécanisme contractant. La loi d'érouissage définissant la variation de la contrainte de préconsolidation avec la déformation volumique relative à ce mécanisme est donnée par :

$$d\varepsilon_v^{pc} = \frac{\frac{k_s}{k_c} - 1}{k_s^{ref}} \left[ \left( \frac{p_p + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^{-m} \right] dp_p \quad (1.56)$$

$$k_s^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{3(1-2\nu_{ur})} \quad (1.57)$$

Le terme  $k_s/k_c$  traduit le rapport entre les modules de compression de gonflement isotrope et de compression vierge isotrope. Il est calculé par :

$$\frac{k_s}{k_c} \approx \frac{E_{ur}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \frac{k_0^{nc}}{(1+2k_0^{nc})(1-2\nu_{ur})} \quad (1.58)$$

Le paramètre M est calculé aussi en fonction de  $k_0^{NC}$  mais sans qu'on puisse donner une expression claire de ce paramètre. Le module oedométrique est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma_3}{k_0^{nc}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right) \quad (1.59)$$

La figure 1.20 : présente les surfaces de charge du modèle HSM dans l'espace des contraintes principales : la surface de charge du mécanisme déviatorique et la surface de charge du mécanisme contractant.

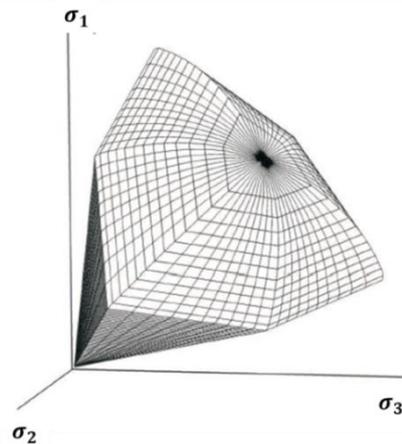


Figure 1.20 : Surfaces de charge du modèle HSM dans l'espace des contraintes principales

### 1.4.6. Le modèle « Hardening Soil Model with Small strain »

La version modifiée Hardening soil model with small-strain stiffness (HS-SMALL) permet de tenir compte du comportement du sol dans le domaine des petites déformations. La raideur au niveau de ces déformations est bien supérieure à celle déterminée à partir des essais classiques comme l'ont montré Atkinson et Salfors (1991), Obrzud et Truty (2018), Reiffsteck (2002), Jardine et al. (1986) . La variation de la raideur est décrite par un profil en S en fonction du niveau de déformation comme présenté sur la figure 1.21.

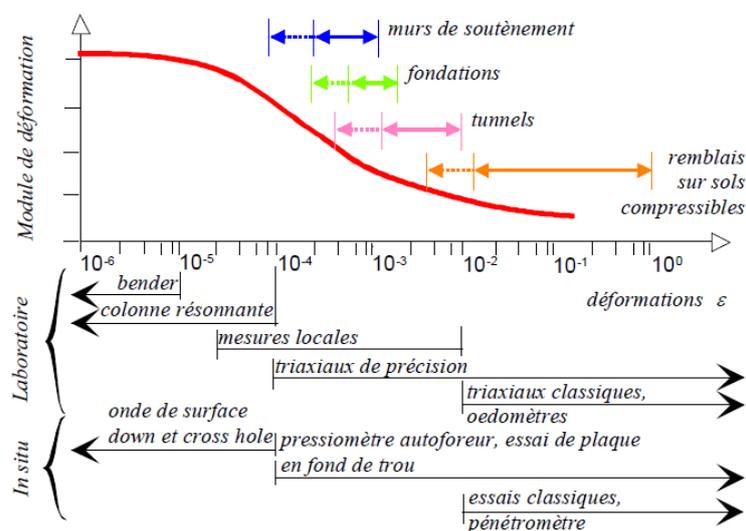


Figure 1.21 : Domaines d'utilisation d'essais pour la détermination des modules de déformations

Cette variante ajoute deux paramètres au modèle HSM pour décrire le comportement dans le domaine des petites déformations :  $G_0$  le module de cisaillement initial et  $\gamma_{0,7}$  la déformation de cisaillement pour laquelle le module de cisaillement sécant vaut 70% de  $G_0$  . Le module de cisaillement sécant suit une décroissance hyperbolique selon :

$$G_s = \frac{G_0}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (1.60)$$

La décroissance est stoppée lorsque le module de cisaillement tangent  $G_t$  atteint  $G_{ur}$ . Ce dernier est défini à partir du module de Young et du coefficient de Poisson :

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})} \quad (1.61)$$

Le Hardening soil model dans sa version standard ou sa version modifiée (HSsmall strain) est actuellement largement utilisé pour la modélisation des excavations profondes ainsi que pour les tunnels.

La comparaison des résultats des modèles ELMC, HSM et HSM-small strain pour l'estimation des déplacements induits par les excavations profondes a été discutée par plusieurs auteurs. Nejjar (2019), par exemple, a étudié l'effet des différentes parties du modèle HSM pour comprendre l'apport de chaque mécanisme de la loi de comportement sur la cuvette de tassement pour une excavation dans un sol homogène. La comparaison d'un modèle élastique non linéaire avec une plasticité parfaite (la même formulation que HSM dans le domaine élastique et le critère de Mohr-Coulomb) et la version complète du modèle HSM montre que la partie plastique du modèle s'avère déterminante pour le calcul des tassements derrière l'écran. L'excavation entraîne une diminution de la contrainte moyenne et génère des déformations volumiques élastiques dilatantes qui conduisent à des soulèvements derrière l'écran, même si le déplacement horizontal de l'écran semble correct. On peut obtenir numériquement un soulèvement même si les déplacements horizontaux de l'écran sont similaires à ceux donnés par le modèle HSM, tandis que ce dernier présente une cuvette de tassement. La formulation des surfaces de charges et des lois d'écoulement du modèle HSM permet de générer des déformations volumiques plastiques de type « contractant » capables de compenser les déformations volumiques élastiques. Pour les premières phases d'excavation, les déformations volumiques plastiques ne sont pas suffisantes pour compenser les déformations élastiques.

La dépendance du module élastique avec la contrainte et la déformation est un autre sujet de discussion. La comparaison entre le modèle HSM et le modèle HSsmall réalisée par Nejjar (2019) montre que la dépendance avec la déformation permet de réduire l'amplitude des tassements loin de l'excavation (elle conduit à un module plus grand dans cette zone à cause du faible niveau de déformation). Pour les premières phases d'excavation, le modèle HSM présente des soulèvements alors que le modèle HSsmall présente des tassements (faibles).

Ces conclusions ont aussi été obtenues par plusieurs autres auteurs qui ont étudié l'effet du modèle de comportement sur différents cas d'excavations (Hsiung et Dao, 2014 ; Likitlersuang et al., 2013 ; Lim et al., 2010 ; Obrzud, 2010 ; Teo et Wong, 2012) :

- le modèle ELMC ne permet pas de modéliser la cuvette de tassements derrière l'écran de soutènement même si les résultats des déplacements horizontaux de l'écran de soutènement sont satisfaisants ;
- le modèle Hardening soil model HSM améliore l'estimation des déplacements horizontaux par rapport au modèle ELMC ;

- un modèle simple combinant une élasticité non linéaire et un critère de Mohr-Coulomb ne permet pas de rendre compte des tassements derrière l'écran de soutènement ;
- le modèle HSM permet de prendre en compte les différents aspects du comportement des sols mais pas de la raideur des sols au niveau des petites déformations ;
- le modèle HSsmall permet de rendre compte de la variation des raideurs et de réduire généralement les amplitudes des déplacements verticaux par rapport au modèle HSM dans sa version standard.

### 1.4.7. Autres modèles

Zdravkovic et al. (2005) ont utilisé une loi élastique non linéaire parfaitement plastique avec le critère de Mohr Coulomb pour modéliser le comportement du sol, pour l'étude d'une excavation carrée à Londres (Moorgate station). Dans sa partie élastique non linéaire, la loi est basée sur les développements effectués par Jardine et al. (1986). A partir d'essais sur des éprouvettes intactes ou remaniées, de sable ou d'argile, Jardine et al. (1986) ont montré que la rigidité du sol diminue rapidement même pour de faibles déformations et proposé une équation empirique reliant le module d'Young sécant et la déformation axiale. Cette équation correspond à une gamme de déformations axiales comprises entre des valeurs  $\varepsilon_{min}$  et  $\varepsilon_{max}$ . En dehors de cet intervalle, des valeurs constantes de la rigidité sont considérées. Potts et Zdravković (2001) ont utilisé ce modèle pour exprimer les variations du module de cisaillement et du module de compression. Le module de cisaillement G est exprimé en fonction de la déformation déviatorique  $\varepsilon_d$  et le module de compression K en fonction de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  :

$$\frac{3G}{p'} = A + B \cos \left\{ \alpha \left[ \log_{10} \left( \frac{\varepsilon_d}{c\sqrt{3}} \right) \right]^\gamma \right\} - \frac{B \alpha \gamma \left[ \log_{10} \left( \frac{\varepsilon_d}{c\sqrt{3}} \right) \right]^{\frac{1}{\gamma}}}{2,303} \sin \left\{ \alpha \left[ \log_{10} \left( \frac{\varepsilon_d}{c\sqrt{3}} \right) \right]^\gamma \right\} \quad (1.62)$$

$$\frac{K}{p'} = R + S \cos \left\{ \delta \left[ \log_{10} \left( \frac{|\varepsilon_v|}{T} \right) \right]^\eta \right\} - \frac{S \delta \eta \left[ \log_{10} \left( \frac{|\varepsilon_v|}{T} \right) \right]^{\frac{1}{\eta}}}{2,303} \sin \left\{ \delta \left[ \log_{10} \left( \frac{|\varepsilon_v|}{T} \right) \right]^\eta \right\} \quad (1.63)$$

Cette élasticité non linéaire est combinée avec un critère de rupture. Jardine et al. (1986) montrent qu'avec un critère de rupture de Tresca, on peut obtenir une cuvette de tassement derrière l'écran pour la dernière phase d'excavation. L'inconvénient de cette approche réside dans le fait que les paramètres sont nombreux (A, B, C, R, S, T,  $\alpha$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$ ,  $\eta$ ) et qu'on ne sait pas les identifier de manière directe. Par ailleurs, le calcul réalisé en condition non drainée facilite l'apparition d'une cuvette de tassement qui compense le soulèvement du fond de fouille (le caractère non drainé garantissant une absence de variation de volume).

Les modèles de comportement utilisés pour la modélisation des excavations profondes ne sont pas limités aux modèles de comportement présentés ici. Certains auteurs ont proposé des modèles de comportement basés sur le modèle Cam-Clay (Rachdi et al., 2017). D'autres se sont intéressés à l'effet de l'élasticité anisotrope (Hashash et Whittle, 2002 ; Puzrin et al., 2012 ; Whittle et al., 1993) sur l'estimation des déplacements à proximité de ces excavations ou à l'effet de l'écroutissage cinématique (Dong et al., 2016 ; Kung et al., 2009).

## 1.5. Conclusion

Ce chapitre présente les déplacements observés à proximité des excavations profondes. Les bases de données collectées sur un grand nombre de chantiers par différents auteurs montrent que ces déplacements dépendent de plusieurs paramètres comme le type de sol, le système de soutènement, les différentes phases de réalisation de l'excavation ainsi que sa géométrie.

Les principales approches d'études de ces déplacements sont ensuite brièvement présentées. On s'intéresse particulièrement à la modélisation par la méthode des éléments finis des écrans de soutènements. Contrairement aux méthodes classiques ou la méthode de coefficient de réaction, cette méthode permet de calculer les déplacements dans tout le massif et dans toutes les directions et de prendre en compte dans la modélisation les différents éléments liés à la réalisation des écrans de soutènement.

Une grande variété de modèles de comportement est utilisée pour la modélisation des ouvrages géotechniques. Une problématique qui se pose par la modélisation numérique des excavations porte sur l'estimation des déplacements au niveau du terrain derrière l'écran. Les résultats numériques sont encore souvent différents des valeurs mesurées. Les résultats montrent en particulier, un soulèvement du sol pour les premières phases de l'excavation alors qu'on observe plutôt des tassements en général.

L'analyse des résultats obtenus avec différents modèles de comportement montre que la plasticité permet d'atténuer les soulèvements mais pas de les annuler complètement. Une solution pour réduire ces soulèvements aberrants serait plutôt de les atténuer à la source, c'est-à-dire d'améliorer le modèle dans le domaine élastique. Une autre proposition est d'adapter la loi d'écoulement de manière à mieux contrôler les déformations volumiques plastiques.

Dans la suite de ce mémoire, on part de l'hypothèse qu'une partie des écarts entre les mesures et les calculs s'expliquent par l'utilisation d'un modèle de comportement inadapté à la description des déformations du sol induites par les excavations, et en particulier de la partie plastique des déformations. Dans ce contexte, on propose deux modèles de comportement H1 et H2. La présentation de ces modèles est précédée de rappels sur les concepts de chargement-déchargement du sol, d'état critique et d'état caractéristique.

## **Chapitre 2**

# **Formulation et implémentation de deux modèles de comportement**

---

## 2.1. Introduction

Dans le cas des excavations profondes, on cherche à calculer le déplacement horizontal de l'écran et le déplacement vertical du fond de fouille et du sol situé derrière l'écran. L'estimation des tassements derrière l'écran reste difficile : les résultats des calculs sont parfois différents des observations sur les ouvrages réels, et parfois même peu réalistes. Une des explications possibles de ces écarts est le choix d'un modèle inadapté à la description du déchargement du sol.

Les modèles d'élasticité linéaire ne peuvent être employés pour la modélisation des soutènements que pour des sols de grandes résistances, qui n'atteignent pas la rupture ; ils ne semblent pas bien adaptés pour le calcul des déplacements induits par des excavations.

On utilise donc en général un modèle élastoplastique. L'approche la plus simple consiste à combiner une loi d'élasticité linéaire et un critère de rupture du type de celui de Mohr Coulomb. En plasticité parfaite, ce type de modèles surestime largement les déplacements verticaux induits par l'excavation et la zone d'influence de l'ouvrage (Delattre, 2004). Il est donc nécessaire d'examiner comment on peut améliorer ce modèle.

Une première voie consiste à opter pour une élasticité non linéaire, en admettant que la plus grande partie du massif de sol n'atteint pas la rupture (Duncan et Chang, 1970 ; Jardine et al., 1986 ; Zdravkovic et al., 2005). Une autre possibilité consiste au contraire à considérer que, dans le cas des excavations, certaines zones du terrain soutenu entrent en plasticité dès les premières phases de l'excavation et que les tassements générés derrière le soutènement sont directement liés à la partie plastique des déformations.

Les évolutions du comportement du sol pendant les différentes phases de l'excavation donnent une importance particulière à la modélisation des déformations dans le domaine plastique, et conduisent à préférer des modèles avec écrouissage. Le choix du critère de plasticité et de la règle d'écoulement est donc primordial. Actuellement, on utilise couramment, pour la modélisation des excavations, des modèles associant une partie élastique non linéaire et une partie plastique combinée à une loi d'écrouissage spécifique. Parmi ces modèles, les modèles « Hardening Soil Model-HSM » et « HSM-Small Strain » sont très employés mais leur formulation est complexe et l'identification des paramètres un peu délicate (Benz, 2007 ; Obrzud et Truty, 2018 ; Schanz et al., 1999).

Dans ce contexte, cette thèse vise à étudier les éléments qui permettent à un modèle de comportement de fournir des résultats satisfaisants pour l'estimation des déplacements induits par les excavations profondes (tassements derrière l'écran et soulèvement du fond de fouille).

Dans ce but, on propose dans ce chapitre deux modèles de comportement élasto-plastique à un seul mécanisme appelés modèle-H1 et modèle-H2, qui se veulent plus simples que le modèle HSM (standard ou en version small-strain). Dans le modèle H1, l'écrouissage est isotrope : l'évolution de la surface de charge correspond à une variation de la « taille » du domaine élastique, définie par une simple homothétie centrée sur l'origine de l'espace des contraintes ; le deuxième modèle propose un écrouissage cinématique non linéaire. La présentation de ces modèles est précédée de rappels sur les concepts d'état critique et d'état caractéristique.

## 2.2. Notions d'état critique et d'état caractéristique

L'identification des éléments d'un modèle de comportement repose sur des essais, le plus souvent des essais de laboratoire à l'appareil triaxial. Cette section résume un certain nombre de constats expérimentaux et présente les notions qui ont été introduites pour caractériser la réponse des sols au cisaillement.

Roscoe et al. (1958) ont recueilli les points finaux d'un grand nombre d'essais de compression triaxiale drainée et non drainée sur des échantillons reconstitués d'argile de Weald (figures 2.1 et 2.2). En notant  $p'$  la contrainte moyenne,  $q$  le déviateur  $q$  et  $v$  le volume spécifique, les données indiquent que ces points finaux semblent former des lignes dans les plans ( $p'$ - $q$ ) et ( $p'$ - $v$ ).

Ces observations ont conduit à l'introduction de la notion d'état critique et au développement du modèle Cam-Clay (Roscoe et Burland, 1968 ; Roscoe et Schofield, 1963 ; Roscoe et al., 1958b). Cet état est défini dans l'espace des contraintes effectives par un rapport constant  $\eta$  du déviateur  $q$  sur la contrainte moyenne  $p'$ . Lorsque le sol atteint l'état critique, seules des variations des déformations de cisaillement sont observées et les variations de volume sont nulles. Les observations suggèrent que tout sol suffisamment cisailé atteint un état « critique » pour lequel il subit une déformation continue sans changement de volume ni du rapport de contraintes :

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (2.1)$$

Les conditions d'essai peuvent ne pas permettre de maintenir l'uniformité de l'échantillon sous de grandes déformations et les états critiques ne sont pas toujours atteints, mais les tests semblent se diriger vers la ligne d'état critique.

Dans le modèle Cam Clay, l'état critique est défini par un rapport de contraintes effectives  $\eta=q/p'$  et un volume spécifique  $v$  qui vérifient les deux équations suivantes :

$$q_{cs} = Mp'_{cs} \quad (2.2)$$

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln p'_{cs} \quad (2.3)$$

où  $p'_{cs}$  et  $q_{cs}$  correspondent aux valeurs de la contrainte moyenne et du déviateur à l'état critique.  $\Gamma$  est le volume spécifique pour  $p'_{cs} = 1$  kPa. Le paramètre  $\lambda$  dépend des propriétés du sol et représente la pente de la droite de compression isotrope dans le plan  $v$ - $\log p'$ . L'équation (2.2) définit la ligne de l'état critique : elle indique que le déviateur nécessaire pour atteindre cet état est le produit d'une constante  $M$  par la contrainte moyenne  $p$ . L'équation (2.3) stipule qu'il existe une relation entre le volume spécifique  $v$  du sol et la contrainte moyenne lorsqu'on est à l'état critique.

Les figures 2.1 et 2.2 présentent les points finaux des essais triaxiaux en compression drainés et non drainé sur les argiles de Weald. Les différents points mettent en évidence clairement la présence de l'état critique.

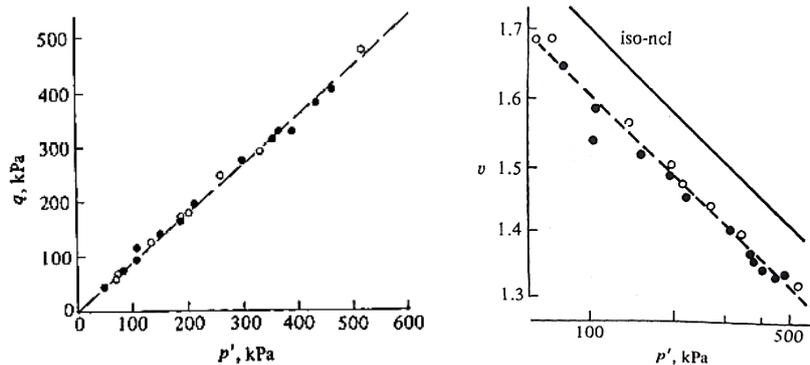


Figure 2.1 : Points finaux des essais triaxiaux en compression non drainés sur les argiles de Weald (Points blancs : argiles normalement consolidés ; noirs : argiles surconsolidés) (Roscoe et al., 1958b)

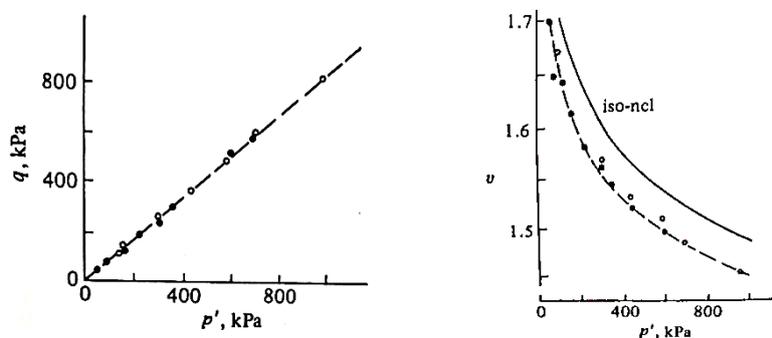


Figure 2.2 : Points finaux sur des essais triaxiaux en compression drainée sur les argiles de Weald (Points blancs : argiles normalement consolidées ; noirs : argiles surconsolidées) (Roscoe et al., 1958b)

Les auteurs précédents considèrent que l'état des contraintes initial influe sur l'évolution du comportement du sol vers l'état critique. Ils considèrent que les argiles normalement consolidées présentent un rapport de contraintes initial  $\eta < M$ . Sous chargement, le comportement du sol est associé à un durcissement (écrouissage plastique) et à l'augmentation du rapport de contraintes jusqu'à l'état critique défini par les formules (2.2) et (2.3) dans le cas du modèle Cam-Clay. Les sols fortement surconsolidés présentent un état de contraintes initial  $\eta > M$ . La déformation continue est associée à un radoucissement plastique, et à une diminution du rapport de contrainte jusqu'à ce que l'état critique soit atteint avec  $\eta = M$ .

Dans le cas des sables, on peut faire des observations similaires. A partir d'essais dans une boîte de cisaillement, Casagrande (1936) a introduit la notion d'indice des vides critique, qui correspond à un état dans lequel ils peuvent subir une déformation sans changement de volume sous contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette notion a été confirmée par plusieurs auteurs (Vesic et Clough, 1968 ; Wroth, 1958).

La figure 2.3 présente les résultats des essais de cisaillement sur des billes d'acier qui mettent en évidence la présence d'un état critique pour les sables.

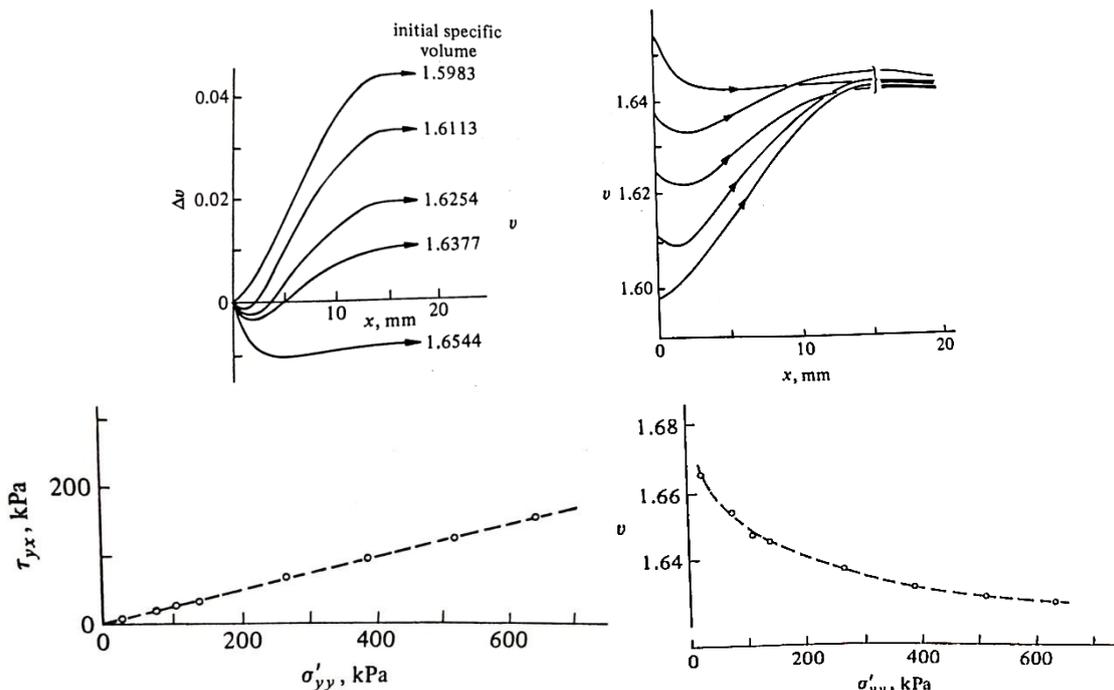


Figure 2.3 : Résultats des essais de cisaillement simple sur des billes d'acier (Wroth, 1958)

L'indice des vides critique d'un sable dépend du niveau de contrainte. En particulier, la pression de confinement modifie le comportement des sables au point que les sables denses se comportent de la même manière que les sables lâches s'ils sont testés à une pression de confinement élevée (Been et Jefferies, 1985 ; Billiam, 1972 ; Bishop, 1972 ; Bolton, 1986 ; Vesic et Clough, 1968 ; Wood, 1990).

Pour les sables, certains auteurs ont suggéré des relations simples entre l'état de contraintes et le taux de dilatance (Fern et Soga, 2018a ; Nova, 1982 ; Nova et Wood, 1979 ; Roscoe et Schofield, 1963). D'autres comme Been et Jefferies (1985) ont proposé d'utiliser un paramètre d'état.

A partir d'une large base de données sur des essais en déformations planes et des essais triaxiaux sur des sables, Bolton (1986) a proposé un indice de dilatance relative  $I_R$  défini par :

$$I_R = \left( \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \right) \ln \left( \frac{Q}{p'} \right) - R \quad (2.4)$$

où  $e_{max}$  et  $e_{min}$  sont respectivement les indices de vide maximal et minimal,  $Q$  est la pression d'écrasement en fonction du type de sol et  $R$  est un paramètre d'ajustement pris par défaut égal à 1. Boulanger (2003) en se basant sur cet indice de dilatance et sur les conditions de dilatance nulle à l'état critique, a proposé de caractériser l'état critique en termes d'indice des vides et de contrainte moyenne. Il propose l'équation suivante pour la ligne d'état critique :

$$e_{cs} = e_{max} - \frac{e_{max} - e_{min}}{\ln(Q/p')} R = cst \quad (2.5)$$

Par ailleurs, les observations mettent en évidence que l'évolution du comportement du sol vers l'état critique dépend d'un autre état appelé état caractéristique. Cet état a été identifié

pour la première fois par Wroth (1958) mais son nom lui a été donné par Tatsuoka et al. (1986). Il correspond à l'état du matériau de son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant. La contractance est une densification irréversible du sol sous cisaillement. La dilatance correspond au phénomène inverse : c'est une augmentation de volume irréversible sous cisaillement. Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul. En condition non drainée, cela se manifeste par l'annulation du taux de génération de surpression interstitielle.

Les sables lâches se contractent et les sables denses se dilatent lorsqu'ils sont cisailés. Lorsque l'arrangement des grains est lâche, le sol est instable et peut s'effondrer dès qu'une déformation de cisaillement est imposée. Un arrangement dense ne peut se déformer que si les particules de chaque couche 's'élèvent' au-dessus des particules de la couche en dessous.

Certains types de sols sont caractérisés par un état supplémentaire appelé « état de pic ». Généralement, cet état est relatif aux argiles surconsolidées et les sables denses qui présentent un passage d'un comportement durcissant à un comportement radoucissant. Cet état est caractérisé par un état de contraintes maximal supérieur à celui de l'état critique.

Selon Fern et Soga (2018), les différents états des sols peuvent être distingués par deux conditions de dilatance qui permettent de comprendre comment les modèles de comportement atteignent l'état critique. Ils considèrent que ces conditions portent sur le taux de dilatance  $D$  tel que :

$$D = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_d} \quad (2.6)$$

où  $d\varepsilon_v$  et  $d\varepsilon_d$  désignent les incréments de déformations volumique et déviatorique. Le tableau 2.1 résume les différentes phases du comportement en fonction de ces conditions.

Tableau 2.1 : Différents types de comportement selon le taux de dilatance (Fern et Soga, 2018)

	<b>Ecrouissage contractant</b>	<b>Etat caractéristique</b>	<b>Ecrouissage dilatant</b>	<b>Etat au pic</b>	<b>Radoucissement dilatant</b>	<b>Etat critique</b>
<b>D</b>	> 0	= 0	< 0	< 0 ( $D=D_{min}$ ) ( $\eta=q/p=\eta_{max}$ )	< 0	= 0 ( $\eta=q/p=M$ )
$\frac{\partial D}{\partial \varepsilon_d}$	< 0	< 0	< 0	= 0	> 0	= 0

Différents commentaires peuvent être émis quant aux notions précédentes issues d'observations expérimentales :

- les auteurs essaient de reproduire le fait qu'avec le même sable, ils peuvent reconstituer des échantillons à des indices des vides différents, qui présentent des comportements différents. Pour le calcul des ouvrages, cette variation du comportement selon la densité initiale du sol n'est pas forcément essentielle, dans la mesure où cette densité initiale ne varie pas ;
- elles ne distinguent pas les parties élastique et plastique des déformations, ce qui empêche de les transcrire directement dans la formulation d'un modèle élastoplastique ;

- elles sont tantôt rattachées aux mécanismes d'écrouissage et tantôt à la règle d'écoulement ;
- les modèles élastoplastiques pris en compte dans les modélisations numériques ne prennent généralement pas en compte de pic.

Dans la suite, on essaie de formuler la loi d'écoulement et la loi d'écrouissage de manière à reproduire ces différents aspects du comportement du sol mais sans prendre en compte de pic.

## 2.3. Modèle H1 : Effet de la contractance-dilatance

### 2.3.1. Introduction

Pour les modèles élastoplastiques avec le critère de Mohr-Coulomb et une loi d'écoulement non associée, Burlon (2007) montre que c'est l'apparition de la plasticité qui est le mécanisme à l'origine des tassements. Il considère que l'incorporation de non linéarités dans la partie élastique de lois de comportement de type Mohr-Coulomb ne suffit pas à résoudre les problèmes de soulèvement derrière l'écran. Les tassements derrière l'écran se développent lorsque les déformations déviatoriques plastiques deviennent suffisamment importantes ce qui inciterait à utiliser des modèles présentant un mécanisme d'écrouissage déviatorique. Il montre aussi que le soulèvement du fond de fouille diminue et les tassements calculés derrière l'écran augmentent si l'angle de dilatance diminue.

Partant de l'hypothèse que le régime plastique gère principalement les mouvements du sol derrière l'écran et au fond de fouille, cette section propose un modèle de comportement élastoplastique, avec une élasticité linéaire isotrope, et un seul mécanisme plastique. Le mécanisme plastique comporte une loi d'écoulement non associée et un écrouissage isotrope qui dépend de la déformation déviatorique plastique. Il cherche aussi à rendre compte des notions d'état caractéristique et d'état critique.

Le modèle proposé, appelé modèle H1 (El Arja et al., 2019), est basé sur le modèle MODSOL, développé pour la modélisation du comportement des sables sous chargement monotone (Chehade, 1991 ; Khoshnoudian, 2002 ; Shahrour et Chehade, 1992 ; Shahrour et Ousta, 1998 ; Shahrour et al., 1995 ; Zaher, 1995). Dans le cadre de cette thèse, le modèle MODSOL original a été modifié de la manière suivante :

- dans le modèle original, la partie élastique est non linéaire ; dans ce qui suit, on a adopté une élasticité linéaire isotrope, de manière à étudier spécifiquement l'effet de la formulation de la partie plastique sur l'estimation des déplacements du sol dans les calculs des excavations ;
- la surface de charge a été modifiée pour prendre en compte une cohésion du sol ;
- la loi d'écrouissage a été simplifiée.

Pour valoriser le mécanisme plastique, le domaine élastique initial doit permettre d'entrer rapidement dans le régime plastique. Par ailleurs, le point clé que l'on retient du modèle original est la combinaison d'une loi d'écrouissage spécifique et d'une règle d'écoulement qui permet de rendre compte d'un comportement contractant dans le régime plastique, pour limiter les soulèvements générés par l'excavation. Enfin, on souhaite que la formulation

comprende un nombre limité de paramètres qui ont une influence bien identifiée sur la réponse du sol et que l'on peut déterminer à partir d'essais triaxiaux classiques.

Les figures 2.4 et 2.5 comparent les résultats d'un essai triaxial drainé et d'un essai triaxial non drainé obtenus avec le modèle H1 avec ceux obtenus avec le modèle combinant une élasticité linéaire et un critère de rupture de Mohr-Coulomb (modèle ELMC). Les paramètres élastiques  $E$  et  $\nu$  ainsi que les caractéristiques de résistance  $c$  et  $\phi_{ult}$  sont les mêmes pour les deux modèles. Avec le modèle ELMC, on observe, dans le régime plastique, une diminution des déformations volumiques dans le cas drainé et des surpressions interstitielles dans le cas non drainé : le comportement est toujours dilatat.

Avec le modèle H1, le domaine élastique initial est plus petit et le sol entre rapidement dans le régime plastique. Dans le régime plastique, il peut donner une augmentation des surpressions interstitielles dans le cas d'un essai non drainé et une augmentation des déformations volumiques dans le cas d'un essai drainé : le comportement du sol est d'abord contractant. Selon les paramètres retenus, le modèle permet de passer d'un comportement contractant à un comportement dilatat avant d'atteindre l'état critique.

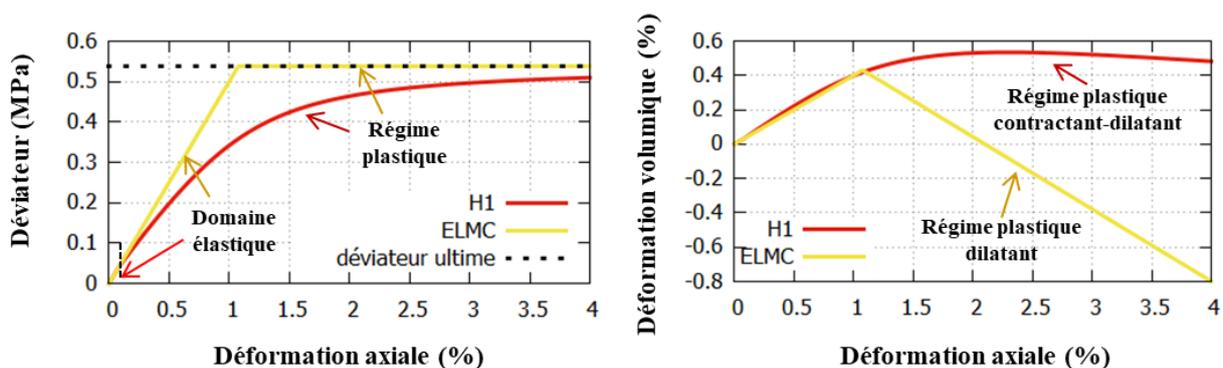


Figure 2.4 : Résultats d'un essai triaxial drainé obtenus avec le critère de Mohr-Coulomb

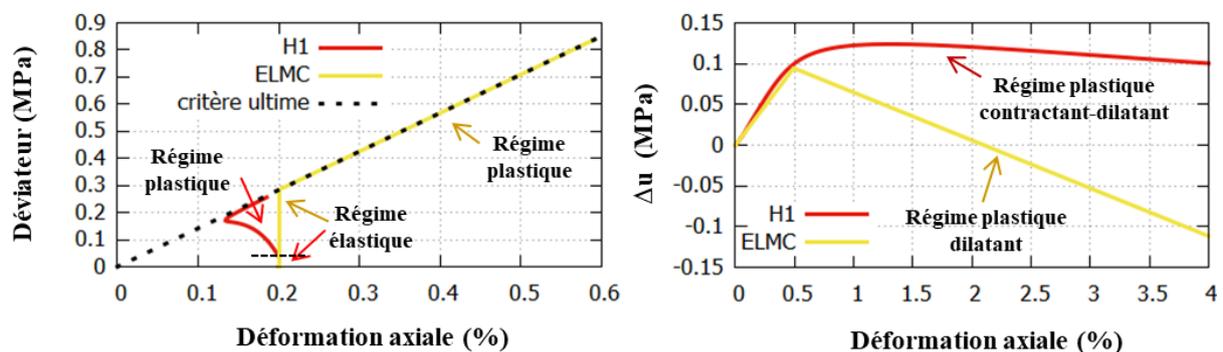


Figure 2.5 : Résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

## 2.3.2. Formulation du modèle H1

La présentation du modèle H1 donnée ci-dessous définit ses quatre composantes : la partie élastique, le critère, la loi d'écoulement et la loi d'érouissage.

### 2.3.2.1. Partie élastique

Le tenseur des contraintes effectives est relié à celui des déformations élastiques par une relation linéaire et isotrope, avec des coefficients constants :

$$\bar{\sigma} = \lambda Tr(\bar{\epsilon}) \bar{1} + 2 \mu \bar{\epsilon} \quad (2.7)$$

### 2.3.2.2. Critère de plasticité

La partie plastique du modèle est définie par un seul mécanisme, dont le critère de plasticité est une fonction des invariants du tenseur des contraintes. Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge est un cône dont l'axe coïncide avec la diagonale de l'espace (figure 2.6). Le critère choisi est proche de celui de Drucker-Prager, mais dépend de l'angle de Lode, de manière à se rapprocher de la surface définie par le critère Mohr-Coulomb pour les états de compression triaxiale et d'extension triaxiale : c'est un critère de Mohr-Coulomb « arrondi ». La section de la surface de charge dans le plan déviatorique est représentée sur la figure 2.7. D'autre part, le modèle prend en compte un érouissage de la surface de charge à mesure que le matériau subit des déformations plastiques : elle tend vers une position ultime qu'on appellera surface de rupture.

L'expression du critère de plasticité est la suivante :

$$f(p', q, \theta) = q - R(\theta)(p' + p_c) \quad (2.8)$$

où  $p'$ ,  $q$  et  $\theta$  représentent respectivement la contrainte effective moyenne, le déviateur des contraintes et l'angle de Lode, donnés par :

$$p' = \frac{1}{3} tr(\bar{\sigma}) \quad (2.9)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{s} : \bar{s}} \quad (2.10)$$

$$\theta = \frac{1}{3} Arcsin\left(\frac{3\sqrt{3} J_3}{2\sqrt{J_2^3}}\right) \quad (2.11)$$

Avec

$$\bar{s} = \bar{\sigma} - p' \bar{1} ; J_2 = \frac{1}{2} \bar{s} : \bar{s} ; J_3 = \frac{1}{3} \bar{s} : \bar{s} : \bar{s} \quad (2.12)$$

Le paramètre  $p_c$  représente la distance du pic de la surface de charge à l'origine de l'espace de contraintes principales effectives. Il est défini en fonction des caractéristiques mécaniques  $\varphi_{ult}$  et  $c$  :

$$p_c = \frac{c}{\tan \varphi_{ult}} \quad (2.13)$$

R est la variable d'écroissance ; sa valeur initiale  $R_0(\theta)$ , qui définit l'ouverture initiale et la forme du domaine élastique, est définie en fonction de l'angle de frottement initial  $\varphi_0$  et l'angle de Lode selon la formule :

$$R_0(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_0}{3 - \sin \varphi_0 \sin 3\theta} \quad (2.14)$$

### 2.3.2.3. Loi d'écroissance

L'écroissance dépend uniquement de la déformation déviatorique plastique  $\varepsilon_d^p$  définie par :

$$d\varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3} d\bar{\varepsilon}_d^p : d\bar{\varepsilon}_d^p} \quad (2.15)$$

La variable  $\varepsilon_d^p$  ne peut donc qu'augmenter.

La variable  $R(\theta)$  est donnée par :

$$R(\theta) = R_0(\theta) + (R_f(\theta) - R_0(\theta)) \frac{\varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p} \quad (2.16)$$

où b est un paramètre du modèle. Le paramètre  $R_f(\theta)$  définit la surface de rupture, c'est-à-dire la position atteinte par la surface de charge lorsque la déformation plastique déviatorique devient très grande, définie par :

$$f_f = q - R_f(\theta)(p + p_c) \quad (2.17)$$

On adopte l'expression suivante :

$$R_f(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_{ult}}{3 - \sin \varphi_{ult} \sin 3\theta} \quad (2.18)$$

où  $\varphi_{ult}$  est l'angle de frottement ultime. L'introduction de l'angle de Lode permet de distinguer les chemins de contraintes en compression ( $\sin(3\theta) = 1$ ) et en extension ( $\sin(3\theta) = -1$ ). L'écroissance est toujours positif et cette formulation de la loi d'écroissance exclut tout radoucissement.

Le paramètre b gère la « vitesse » de l'écroissance : par exemple, pour  $\varepsilon_d^p = b$ , la variable R prend la valeur  $(R_0 + R_f)/2$ , et se situe donc au centre de l'intervalle entre sa valeur initiale  $R_0$  et sa valeur asymptotique  $R_f$ . On montrera plus loin que le paramètre b influe beaucoup sur la rigidité du sol dans le régime élasto-plastique.

### 2.3.2.4. Loi d'écoulement

La loi d'écoulement dans le modèle H1 est non associée. La formulation proposée ne définit pas la direction de l'incrément des déformations plastiques par référence à un potentiel plastique. L'incrément des déformations plastiques est divisé en deux parties : l'incrément des déformations plastiques déviatoriques et l'incrément des déformations plastiques volumiques :

$$d\bar{\varepsilon}^p = d\bar{\varepsilon}_v^p + d\bar{\varepsilon}_d^p = d\lambda [G_v(p, q) + G_d(p, q)] \quad (2.19)$$

où  $d\lambda$  est le multiplicateur plastique. Les deux fonctions  $G_v$  et  $G_d$ , qui définissent respectivement la direction des incréments volumique et déviatorique, sont données par :

$$G_v(p, q) = \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{M_c(\theta)} (M_c(\theta)(p + p_c) - q) \frac{\bar{I}}{3} \quad (2.20)$$

$$G_d(p, q) = \frac{(p+p_c) \frac{3}{2} \bar{S}}{M_c(\theta) q} \quad (2.21)$$

La formulation proposée permet d'introduire la notion d'état caractéristique, défini par :

$$q = M_c(\theta) (p + p_c) \quad (2.22)$$

où le paramètre  $M_c(\theta)$  dépend de l'angle Lode selon :

$$M_c(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c \sin 3\theta} \quad (2.23)$$

qui fait apparaître une propriété du matériau notée  $\varphi_c$  et appelée « angle caractéristique ».

On distingue alors trois comportements :

- Si  $\frac{q}{p+p_c} < M_c(\theta)$  : l'incrément des déformations volumiques plastiques est positif, les déformations volumiques plastiques augmentent et le comportement est contractant ;
- Si  $\frac{q}{p+p_c} = M_c(\theta)$  : le sol atteint l'état caractéristique, qui correspond au passage d'un comportement contractant vers un comportement dilatant ;
- Si  $\frac{q}{p+p_c} > M_c(\theta)$  : l'incrément des déformations volumiques plastiques est négatif, les déformations volumiques plastiques diminuent et on a une dilatance.

D'autre part, dans l'équation 2.20,  $\alpha_0$  est un paramètre qui contrôle le taux de dilatance et permet de l'annuler pour des grandes déformations déviatoriques : il décrit l'évolution du comportement vers l'état critique au niveau des grandes déformations.

La loi d'écoulement proposée vise à obtenir des tassements derrière l'écran lors de la modélisation d'une excavation. Pour certains jeux de paramètres, l'entrée dans le domaine plastique donne d'abord un comportement contractant (éventuellement fortement), tant que  $q < M_c(\theta)(p + p_c)$  puis un comportement dilatant. On espère ainsi gérer le soulèvement du sol en entrant rapidement dans le domaine plastique et en considérant que le comportement du sol est contractant avant d'atteindre l'état critique ; l'idée est que les déformations volumiques plastiques pendant cette phase compensent les déformations volumiques élastiques.

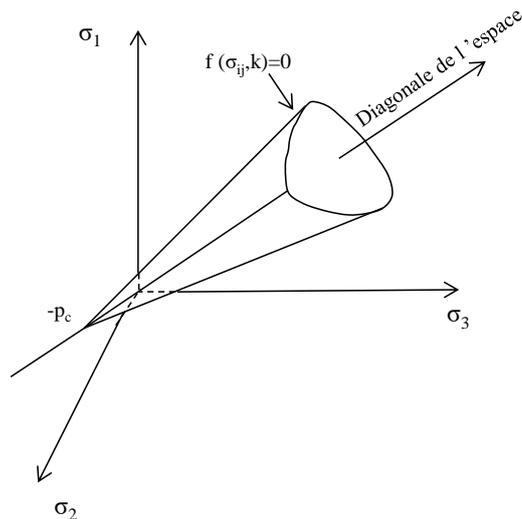


Figure 2.6 : Surface de charge du modèle H1 dans l'espace des contraintes principales

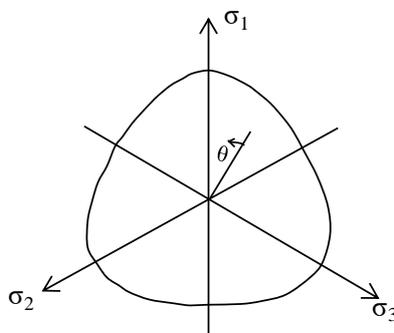


Figure 2.7 : Section de la surface de charge dans le plan déviatorique

### 2.3.3. Identification des paramètres du modèle H1

L'identification des paramètres d'un modèle de comportement repose sur la comparaison entre des résultats expérimentaux et des simulations des essais correspondants à l'aide du modèle. Cette identification peut être appréhendée de deux manières différentes.

Pour des modèles simples, on peut identifier individuellement chaque paramètre en l'associant à une caractéristique des résultats d'essais : le module d'Young est la pente initiale de la courbe liant le déviateur à la déformation axiale pour un essai triaxial drainé.

Pour des modèles complexes, il n'est généralement pas possible de résoudre analytiquement les équations même pour des essais simples comme l'essai triaxial drainé, ce qui empêche d'identifier directement un paramètre du modèle à partir d'une pente ou d'un maximum d'une courbe expérimentale. On identifie alors les paramètres en minimisant l'écart entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques obtenus avec le modèle.

On présente d'abord l'effet de chaque paramètre du modèle H1 dans le cas d'un essai triaxial. On essaie ensuite de présenter une méthodologie pour identifier chaque paramètre.

### 2.3.4. Influence des paramètres dans le cas de l'essai triaxial

Cette partie présente une étude paramétrique qui illustre l'effet de chaque paramètre du modèle pour la simulation d'essais triaxiaux monotones (drainés et non drainés) en compression avec le logiciel CESAR. Les paramètres de référence utilisés sont présentés dans le tableau 2.2. L'état de contraintes initial est isotrope.

Tableau 2.2 : Paramètres de référence pour l'étude paramétrique

E (MPa)	$\nu$	$\phi_0$ (°)	c (kPa)	$\phi_{ult}$ (°)	$\alpha_0$	$\phi_{car}$ (°)	b
50	0,3	5	0	35	20	32	0,001

#### 2.3.4.1. Paramètres élastiques

##### 2.3.4.1.1. Module de Young E

Les figures 2.8 et 2.9 illustrent l'influence du module de Young sur les résultats obtenus, en condition drainée et non drainée respectivement.

En condition drainée, le déviateur croît avec l'augmentation du module d'Young. Le comportement devient plus raide et les déformations volumiques décroissent.

En condition non drainée, le module d'Young a plus d'influence. Dans le domaine élastique, il a un rôle similaire à celui décrit en condition drainée. Dans le domaine plastique, l'augmentation du module entraîne une diminution ou une augmentation du déviateur selon que le comportement appartient à un domaine contractant ou dilatant.

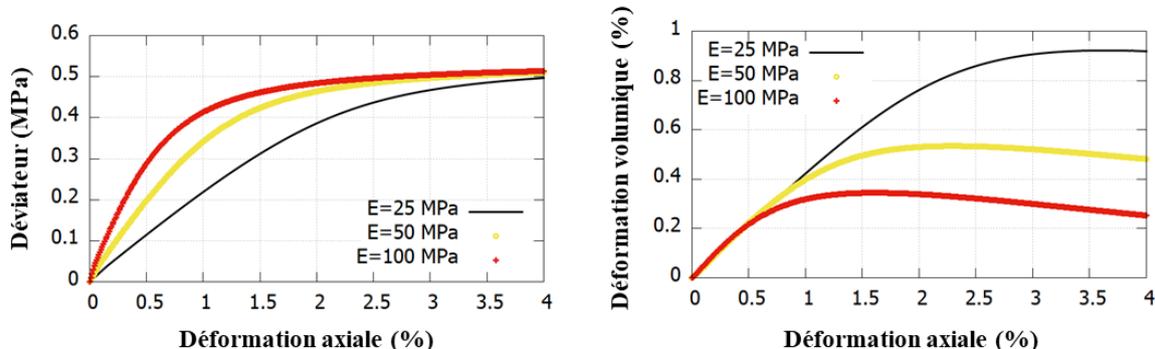


Figure 2.8 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

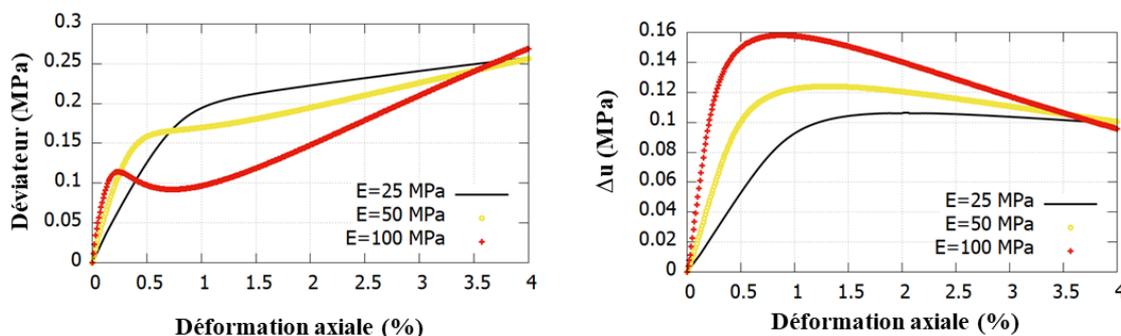


Figure 2.9 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai non drainé avec le modèle H1

### 2.3.4.1.2. Coefficient de Poisson $\nu$

Les figures 2.10 et 2.11 illustrent l'influence du coefficient de Poisson, en condition drainée et non drainée respectivement. Dans le cas drainé, l'augmentation de  $\nu$  a peu d'influence sur le déviateur (figure 2.10). En revanche, les déformations volumiques diminuent lorsque  $\nu$  augmente. Dans le cas non drainé, dans le domaine contractant, le déviateur atteint un niveau plus faible si le coefficient de Poisson augmente (figure 2.11). En revanche, les surpressions interstitielles sont plus grandes si le coefficient de Poisson augmente. Dans le domaine dilatant, les résultats tendent vers un comportement inverse : le déviateur atteint un niveau plus grand si la valeur du coefficient de Poisson augmente et les surpressions interstitielles diminuent.

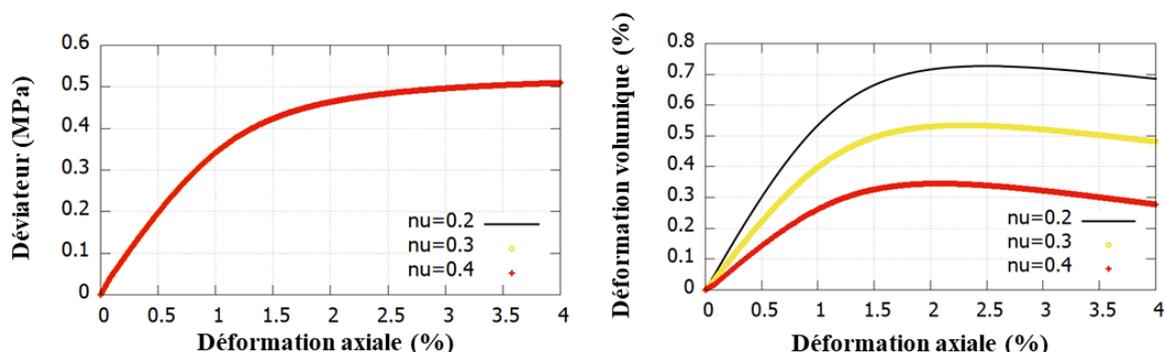


Figure 2.10 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

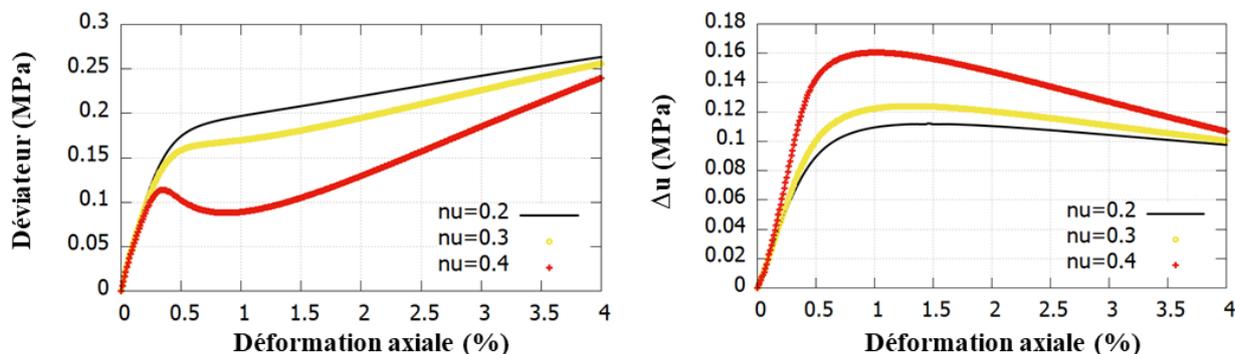


Figure 2.11 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

### 2.3.4.2. Paramètres du critère

#### 2.3.4.2.1. Angle de frottement initial $\varphi_0$

L'angle  $\varphi_0$  définit l'ouverture du domaine élastique initial. Il définit la valeur du paramètre  $R_0$  du critère initial.

Si l'on augmente la valeur de  $\varphi_0$ , on obtient des déformations volumiques plus faibles dans le cas drainé (figure 2.12) et des surpressions interstitielles plus faibles dans le cas non drainé (figure 2.13). Les variations de  $\varphi_0$  ont peu d'influence sur le déviateur dans le cas drainé ;

dans le cas d'un essai non drainé, une augmentation de  $\varphi_0$  se traduit par une augmentation du déviateur atteint pour une déformation axiale donnée.

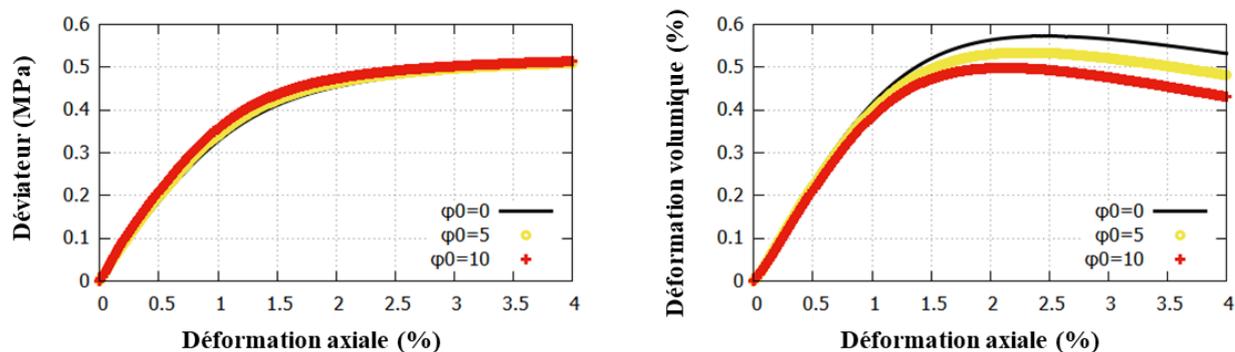


Figure 2.12 : Effet de l'angle  $\varphi_0$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

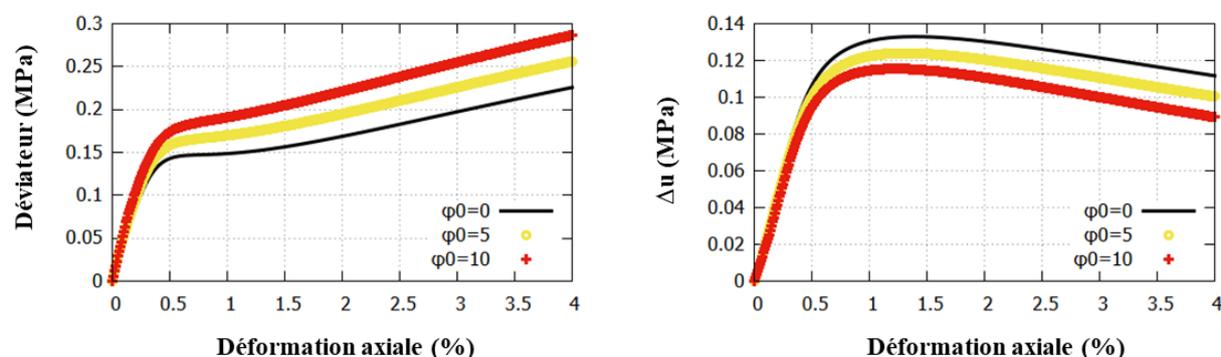


Figure 2.13 : Effet de l'angle  $\varphi_0$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

### 2.3.4.2.2. Cohésion $c$

La cohésion du sol  $c$  et l'angle de frottement ultime  $\varphi_{ult}$  sont associés à la surface de rupture. Les figures 2.14 et 2.15 illustrent l'influence de l'angle de frottement ultime  $\varphi_{ult}$  en condition drainée et non drainée. Un déviateur plus grand est atteint avec une augmentation de la cohésion  $c$ . Ce paramètre intervient aussi dans la définition de l'état caractéristique : un comportement plus contractant est observé avec l'augmentation de la cohésion dans les deux cas drainé et non drainé.

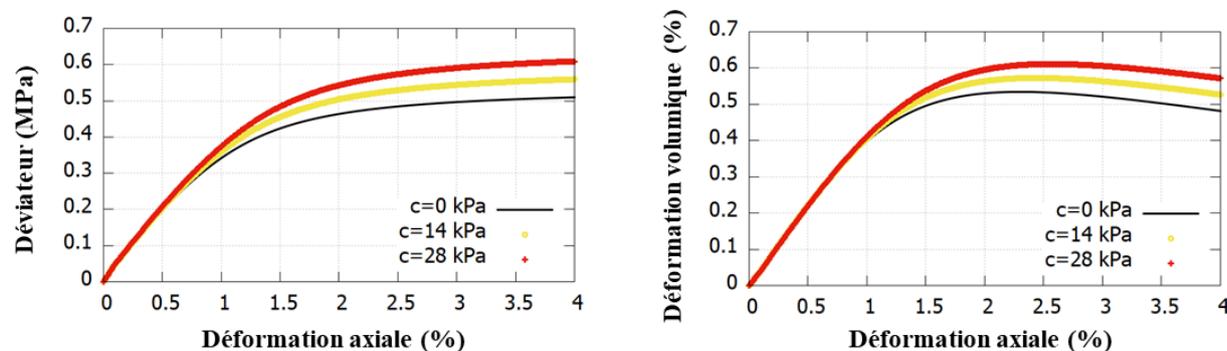


Figure 2.14 : Effet de la cohésion  $c$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

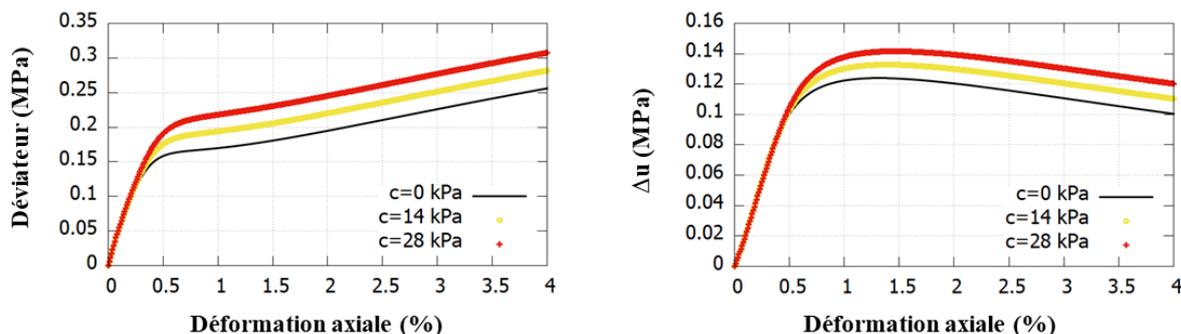


Figure 2.15 : Effet de la cohésion  $c$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

### 2.3.4.2.3. Angle de frottement ultime $\varphi_{ult}$

Les figures 2.16 et 2.17 illustrent l'influence de l'angle de frottement ultime  $\varphi_{ult}$  en condition drainée et non drainée. La valeur de ce paramètre définit la pente  $R_f$  de la ligne de rupture dans le plan p-q. L'augmentation de  $\varphi_{ult}$  entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement du sol : une valeur du déviateur plus élevée est atteinte dans les deux cas drainé et non drainé. Avec une même valeur de l'angle caractéristique  $\varphi_c$ , l'augmentation de  $\varphi_{ult}$  élargit le domaine dilatant : pour un même niveau de déformation axiale, on obtient une augmentation de volume (dans le cas drainé) ou une diminution de la pression interstitielle (dans le cas non drainé) plus élevées.

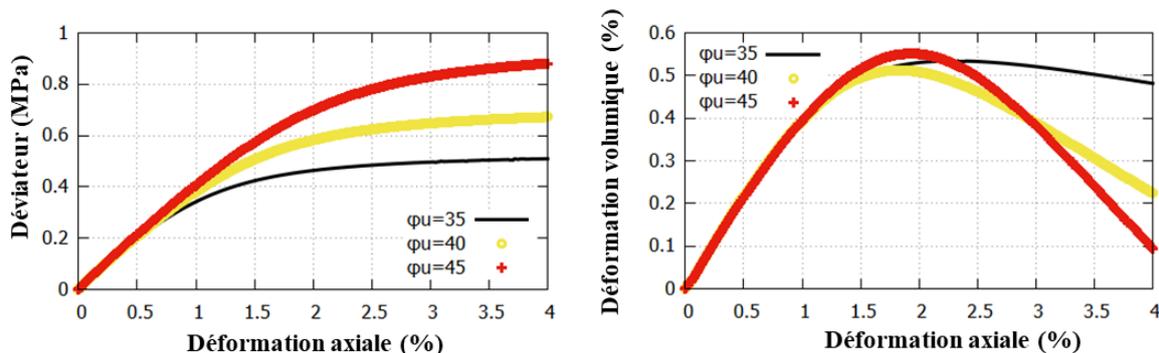


Figure 2.16 : Effet de l'angle  $\varphi_{ultime}$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

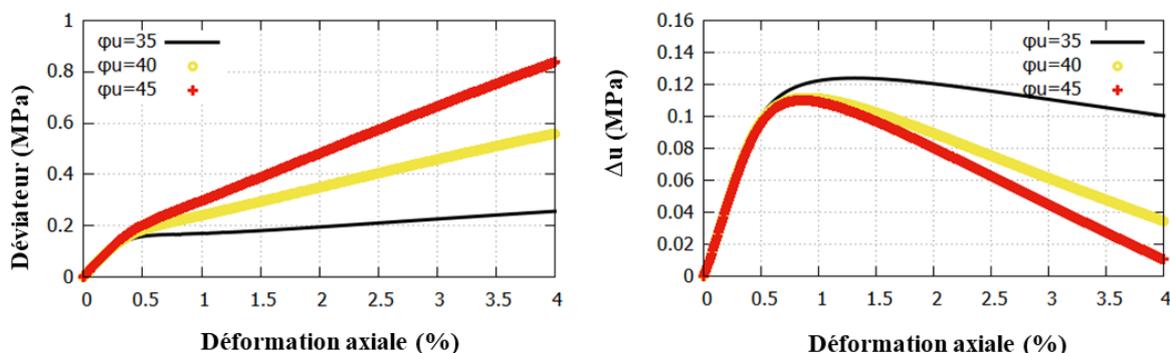


Figure 2.17 : Effet de l'angle  $\varphi_{ultime}$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

### 2.3.4.3. Paramètre $b$ de la loi d'érouissage

Les figures 2.18 et 2.19 illustrent l'influence du paramètre d'érouissage  $b$ , en condition drainée et non drainée. Ce paramètre gère la vitesse d'évolution de la surface de charge. Une faible valeur de  $b$  conduit à un déviateur plus grand pour la même déformation axiale : on s'approche de la résistance ultime plus rapidement si  $b$  diminue. L'état caractéristique est atteint pour un niveau de déformation plus petit et le sol passe plus rapidement du domaine contractant au domaine dilatant.

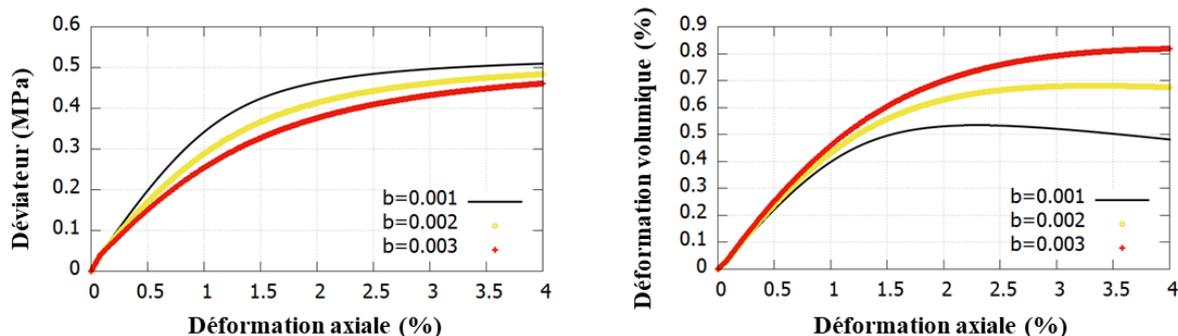


Figure 2.18 : Effet du paramètre  $b$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle HI

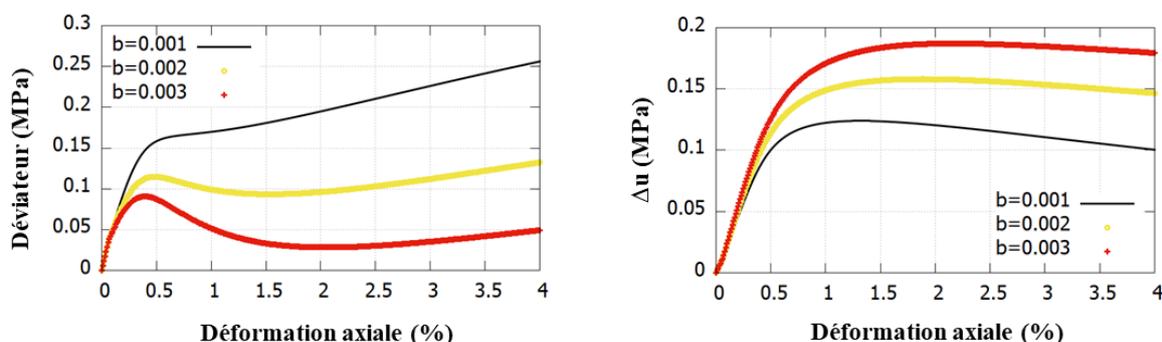


Figure 2.19 : Effet du paramètre  $b$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle HI

### 2.3.4.4. Paramètres de la loi d'écoulement

#### 2.3.4.4.1. Angle caractéristique $\varphi_c$

Les figures 2.20 et 2.21 illustrent l'influence de l'angle caractéristique  $\varphi_c$ , en condition drainée et non drainée respectivement.

On observe que ses variations ont très peu d'influence sur la courbe déviateur – déformation axiale pour un essai drainé (figure 2.20). En revanche, pour un essai non drainé, une augmentation de l'angle caractéristique modifie sensiblement la courbe déviateur-déformation axiale (figure 2.21). Si l'angle caractéristique est proche ou égal de l'angle de frottement ultime, le sol peut atteindre l'état critique en restant contractant.

L'augmentation de l'angle caractéristique induit l'augmentation du domaine contractant : les figures montrent que les valeurs de la surpression interstitielle et de la déformation volumique augmentent avec l'angle caractéristique.

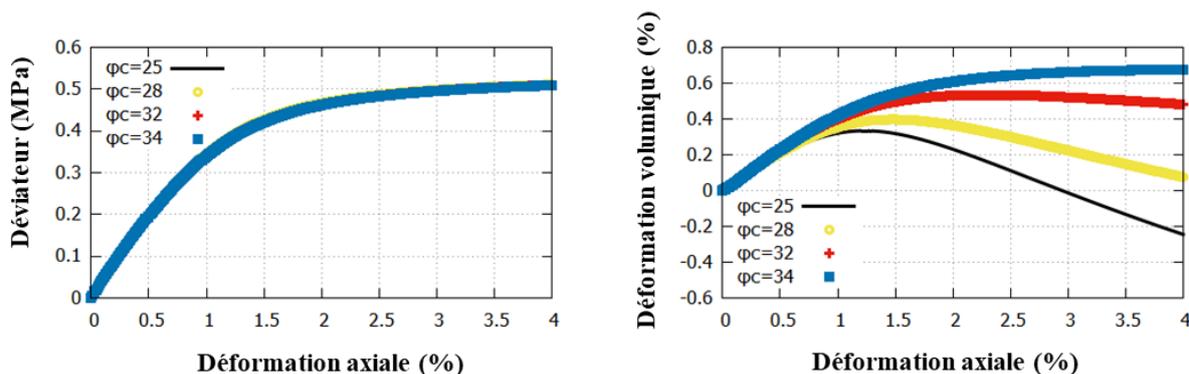


Figure 2.20 : Effet de l'angle  $\phi_c$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

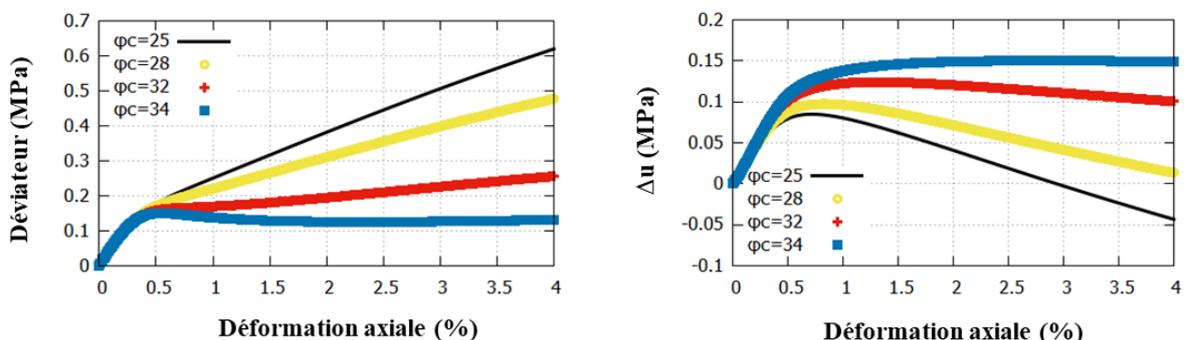


Figure 2.21 : Effet de l'angle  $\phi_c$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

#### 2.3.4.4.2. Paramètre de la loi d'écoulement $\alpha_0$

L'effet de ce paramètre est plus observé au niveau de grandes déformations (plus grand que 4%). On présente alors les variations obtenues jusqu'à 10% de déformation axiale. Pour un essai drainé, la variation du paramètre  $\alpha_0$  a peu d'influence sur la variation du déviateur (figure 2.22). Dans le cas non drainé, la figure 2.23 montre que plus le paramètre  $\alpha_0$  est grand plus le chemin de contraintes se rapproche vite de l'état critique.

Dans le régime élastoplastique, le paramètre n'a pas d'effet sur le comportement contractant du sol, mais son effet est clair dans le domaine dilatant : pour des déformations déviatoriques plastiques importantes, l'augmentation de la valeur de  $\alpha_0$  finit par annuler les variations de déformations volumiques plastiques. Les figures montrent qu'avec des valeurs de 20 et 40, la surpression interstitielle et la déformation volumique tendent vers l'état critique, ce qui n'est pas observé pour une valeur égale à 10.

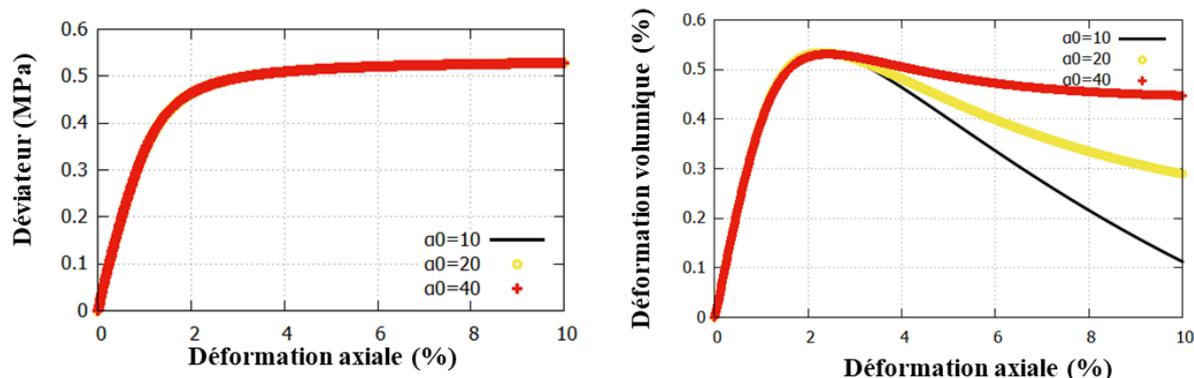


Figure 2.22 : Effet du paramètre  $\alpha_0$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H1

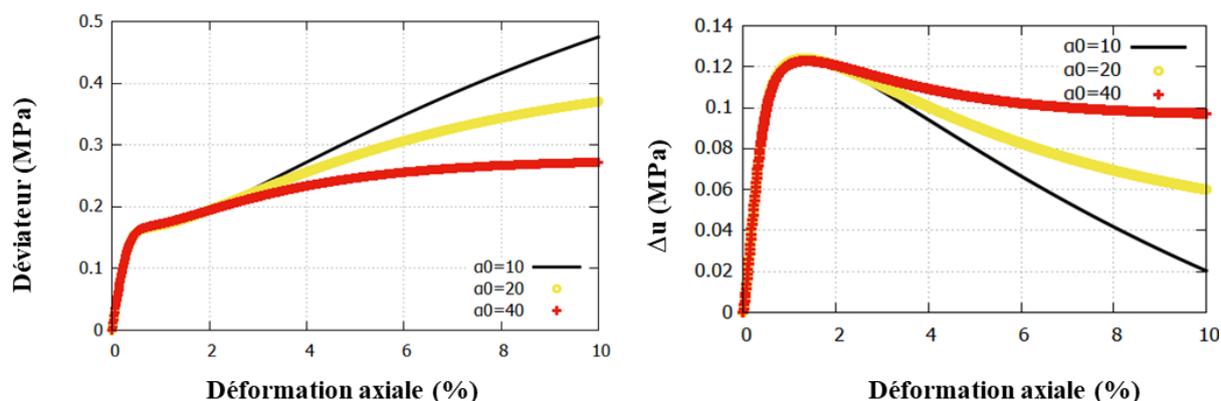


Figure 2.23 : Effet du paramètre  $\alpha_0$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H1

### 2.3.5. Identification individuelle de chaque paramètre

Dans ce paragraphe, on présente une méthode simple pour l'évaluation des paramètres du modèle H1 à partir des essais triaxiaux. Le modèle comporte 8 paramètres :

- 2 paramètres pour le comportement élastique linéaire isotrope  $E$  et  $\nu$  ;
- 2 paramètres pour la surface de charge  $\varphi_0$  et  $p_c$  ;
- 2 paramètres d'écrouissage  $\varphi_{ult}$  et  $b$  ;
- 2 paramètres pour la loi d'écoulement  $\varphi_c$  et  $\alpha_0$ .

Un essai drainé et un essai non drainé suffisent pour déterminer les 8 paramètres du modèle.

#### 2.3.5.1. Paramètres élastiques $E$ et $\nu$

Le module d'Young peut être déterminé à partir de la pente à l'origine des courbes déformation-déviateur obtenues à partir des essais triaxiaux drainés (figure 2.24).

$$E = \frac{dq}{d\varepsilon} \quad (2.24)$$

Le coefficient de Poisson peut être évalué à partir de la pente à l'origine de la courbe déformation axiale-déformation volumique obtenue par des essais triaxiaux drainés (figure 2.25) par :

$$\nu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}\right) \quad (2.25)$$

### 2.3.5.2. Paramètres, $\varphi_0$ , $c$ , $\varphi_{ult}$ et $b$

Pour un essai triaxial de compression non drainé, le modèle prévoit une augmentation du déviateur jusqu'à une valeur maximale  $q_{ult}$  ; on note  $p_{ult}$  la valeur correspondante de la contrainte moyenne  $p$ . Le modèle prévoit que les états ultimes s'alignent sur une droite définie sur la figure 2.26 par :

$$q_{ult} = R_f(p_{ult} + p_c) \quad (2.26)$$

Cette ligne correspond à la droite asymptote des résultats expérimentaux dans le plan (p,q) qui correspond à la rupture observée. Cette droite permet d'évaluer les paramètres  $p_c$  et  $R_f$ . On en déduit les paramètres  $c$  et  $\varphi_{ult}$  par :

$$\varphi_{ult} = \text{Arcsin} \frac{3R_f}{6+R_f} \quad (2.27)$$

$$c = p_c \tan \varphi_{ult} \quad (2.28)$$

Le paramètre  $R_0$  est évalué par l'équation 2.29 qui correspond à la projection de la surface de charge initiale dans le plan triaxial (p, q) (figure 2.26).

$$q = R_0 (p + p_c) \quad (2.29)$$

La droite correspondante est calée approximativement à partir des résultats expérimentaux de manière à définir le domaine élastique, que l'on caractérise par une variation très faible de la contrainte moyenne. Une fois le paramètre  $R_0$  connu, on déduit l'angle de frottement interne initial  $\varphi_0$  par :

$$\varphi_0 = \text{Arcsin} \frac{3R_0}{6+R_0} \quad (2.30)$$

Le paramètre  $b$  gère la « vitesse » d'évolution de la surface de charge : si l'on augmente la valeur de  $b$ , le déviateur atteint la valeur ultime pour une déformation axiale plus grande. Il peut être déterminé par calage sur la courbe déformation axiale-déviateur des résultats expérimentaux (figure 2.24).

### 2.3.5.3. Loi d'écoulement $\varphi_c$ et $\alpha_0$

L'angle caractéristique  $\varphi_c$  détermine la limite entre le domaine contractant et le domaine dilatant ; il peut être évalué à partir la courbe déformation volumique-déformation axiale lors d'un essai triaxial drainé. Cette limite correspond approximativement au début de la diminution des déformations volumiques (figure 2.25). Le déviateur  $q_{car}$  et la contrainte

moyenne  $p_{car}$  correspondent à l'état de contraintes correspondant ce qui permet d'évaluer le paramètre  $M_c$  et par la suite le paramètre  $\varphi_c$  :

$$q_{car} = M_c (p_{car} + p_c) \quad (2.31)$$

$$\varphi_c = \arcsin \frac{3M_c}{6+M_c} \quad (2.32)$$

Le paramètre  $\alpha_0$  est déterminé par calage sur le palier limite de la courbe déformation volumique-déformation axiale obtenu par l'essai triaxial drainé (figure 2.25). Ce paramètre finit par annuler les variations des déformations volumiques plastiques « dilatantes » ou « contractantes ».

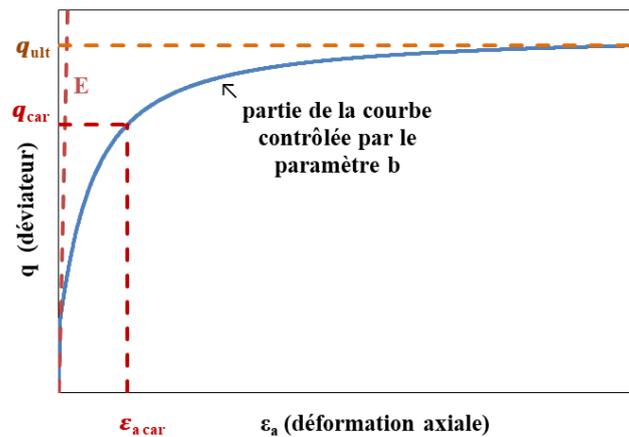


Figure 2.24 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial drainé (plan  $q-\varepsilon_a$ )

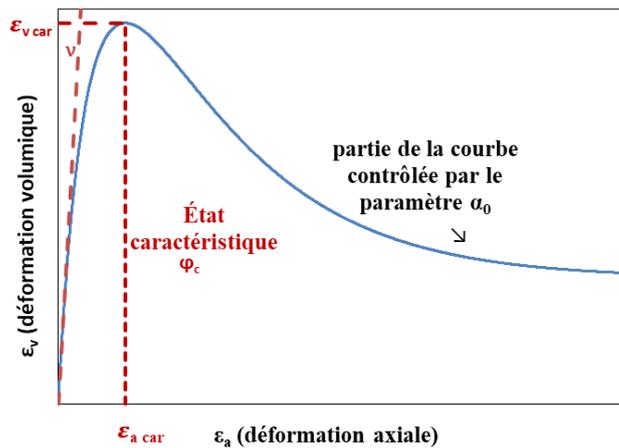


Figure 2.25 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial drainé (plan  $\varepsilon_v-\varepsilon_a$ )

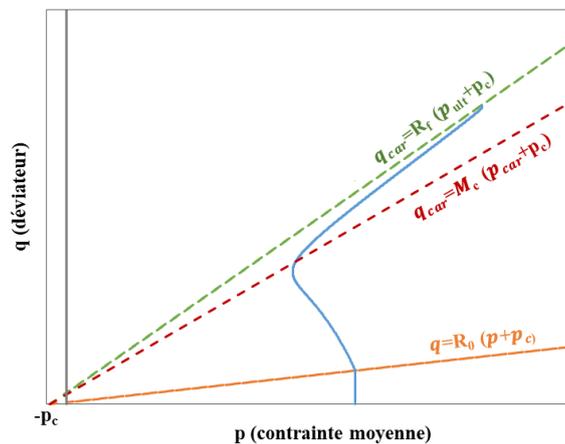


Figure 2.26 : Identification des paramètres du modèle à partir un essai triaxial non drainé (plan p-q)

### 2.3.6. Calage sur des essais pour la gare Créteil l'Echat

Dans ce paragraphe, on discute la détermination des paramètres du modèle H1 sur des résultats d'essais triaxiaux réalisés pour la gare Créteil l'Echat de la ligne 15 sud du projet « Grand Paris Express ». Les données nous ont été fournies par Solétanche-Bachy dans le cadre du présent travail de recherche. Elles sont également exploitées dans le cadre du travail de thèse de Daktera (2020). Le tableau suivant présente l'ensemble des essais :

Tableau 2.3 : Ensemble des essais réalisés sur le sol du chantier de Créteil l'Echat- L15 sud

Essai	Profondeur	Type du sol	Type d'essais
A	5,4-6	Sable très fin limoneux	Consolidé non drainé CU+U
B	6,5-7	Sable très fin limoneux	Consolidé drainé CD
C	8,5-9,5	Cailloutis et graviers légèrement sableux	Consolidé drainé CD
D	12,5-13,55	Marne limono-argileux	Consolidé non drainé CU+U
E	13,7-14	Argile limoneuse	Consolidé drainé CD
F	13,8-14,5	Limon légèrement sableux	Compression uniaxiale
G	14,5-15,3	Marne limoneuse	Consolidé non drainé CU+U
H	15,7-17,2	Marne limono sableuse	Compression uniaxiale
I	15,7-17,2	Marne limono sableuse	Consolidé non drainé CU+U
J	16,8-17,2	Argile limoneuse finement sableuse	Consolidé drainé CD
K	23,3-24	Marne limoneuse crayeuse	Compression uniaxiale
L	23,6-24,9	Limon granuleux	Non consolidé non drainé UU
M	26,2-26,8	Marne argilo-limoneuse crayeuse	Non consolidé non drainé UU

On note qu'on ne dispose pas en général d'un essai drainé et d'un essai non drainé pour la même couche. On essaie donc de caler le modèle principalement sur plusieurs essais triaxiaux drainés. Pour chaque matériau, on fait trois essais avec des contraintes de confinement différentes. Les essais ne présentent pas des mesures à petites déformations ou des cycles de

déchargement. Pour déterminer les paramètres élastiques, on considère en première approximation que la limite d'élasticité correspond à un niveau de déformation axiale de 0,1%. Pour ce niveau de déformation, on calcule le module sécant, le coefficient de Poisson et le paramètre  $R_0$  qui permet d'estimer par la suite l'angle  $\varphi_0$  à partir la formule 2.30.

Les propriétés de cisaillement  $c$  et  $\varphi_{ult}$  peuvent être aussi déterminées à partir des essais drainés. Les valeurs utilisées pour le modèle H1 sont directement issues du rapport d'essais. Les paramètres de la loi d'écoulement  $\varphi_c$ ,  $\alpha_0$  et le paramètre  $b$  sont estimés par la méthode proposée dans le paragraphe précédent. Le tableau 2.4 récapitule les valeurs utilisées pour le modèle H1 pour chaque essai.

Les figures 2.27 et 2.28 montrent que les résultats numériques concordent globalement avec les courbes expérimentales. L'essai C1 n'est pas présenté car ses résultats expérimentaux semblent illogiques. Avec les paramètres proposés, la figure 2.29 montre que le modèle H1 ne modélise pas très bien les essais E1, E2 et E3, notamment les déformations volumiques. Les courbes expérimentales de déformation volumique semblent surprenantes : avec l'augmentation de la contrainte de confinement, on attend à avoir un comportement plus contractant comme les essais B et C. Cette différence peut être due à une difficulté technique dans les essais. D'autre part, les courbes du déviateur présentent un pic, et le modèle H1 exclut clairement cette situation.

Il est intéressant de noter que, globalement, le calage du modèle pour les trois essais sur un même matériau donne des valeurs voisines pour chacun des paramètres.

Tableau 2.4 : Paramètres du modèle H1 pour le calage sur les essais de Créteil B, C et E

		$\sigma_c$	<b>E</b>	$\nu$	$\varphi_0$	<b>c</b>	$\varphi_{ult}$	$\alpha_0$	$\varphi_{car}$	<b>b</b>
		kPa	MPa	-	°	kPa	°	-	°	-
<b>Essais B</b>	1	150	45	0,2	7	10	35	1	31	0,005
	2	250	70	0,2	7	10	35	1	32	0,008
	3	400	107	0,2	7	10	35	1	33	0,009
<b>Essais C</b>	2	200	133	0,1	15	15	41	1	38	0,002
	3	350	233	0,127	15	15	41	1	39	0,005
<b>Essais E</b>	1	200	16	0,12	1,2	60	23	1	20	0,004
	2	350	45	0,12	2,2	60	23	1	20	0,005
	3	550	112	0,14	4,2	60	23	1	21	0,015

Le principe de la détermination des paramètres est relativement simple à mettre en œuvre. En pratique, pour certains essais, si on considère un niveau de déformation axiale plus grand pour déterminer les paramètres élastiques  $E$ ,  $\nu$  et  $R_0$ , le modèle peut donner un meilleur accord avec les résultats expérimentaux. La valeur du module déterminée à partir du déviateur pour une déformation axiale de 0,1% paraît un peu trop grande, ce qui conduit à des déformations volumiques trop faibles (surtout pour des déformations axiales inférieures à 4%). Si on modifie la valeur de  $E$ , la détermination du paramètre  $b$  pourra être modifiée parce que les deux paramètres gèrent la raideur respectivement dans le domaine élastique et le domaine plastique.

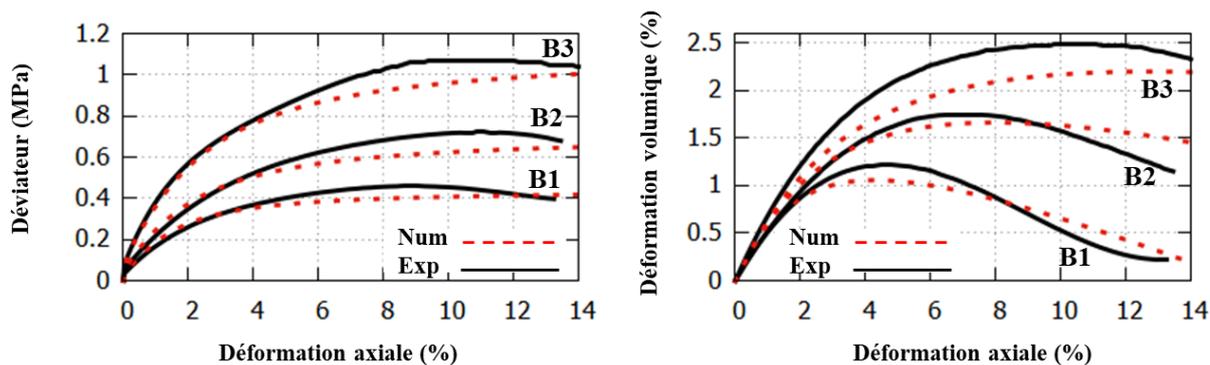


Figure 2.27 : Calage du modèle H1 sur les essais B1, B2 et B3

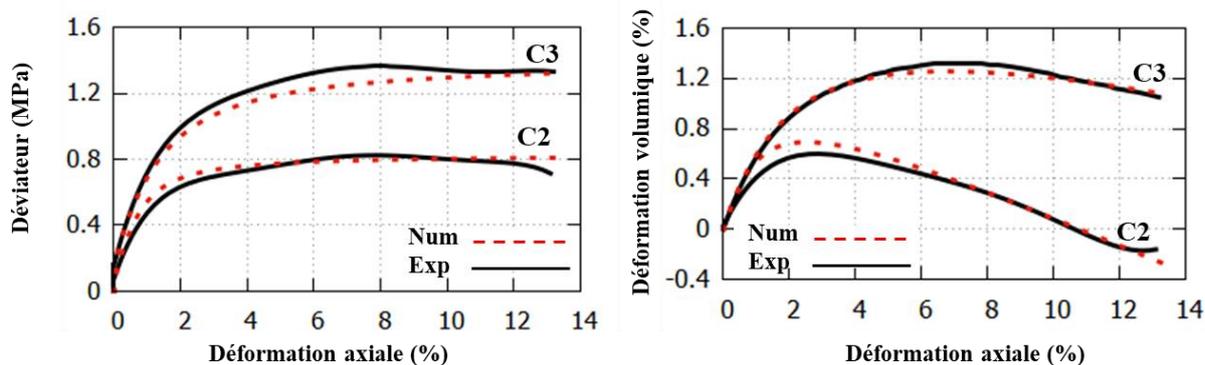


Figure 2.28 : Calage du modèle H1 sur les essais C2 et C3

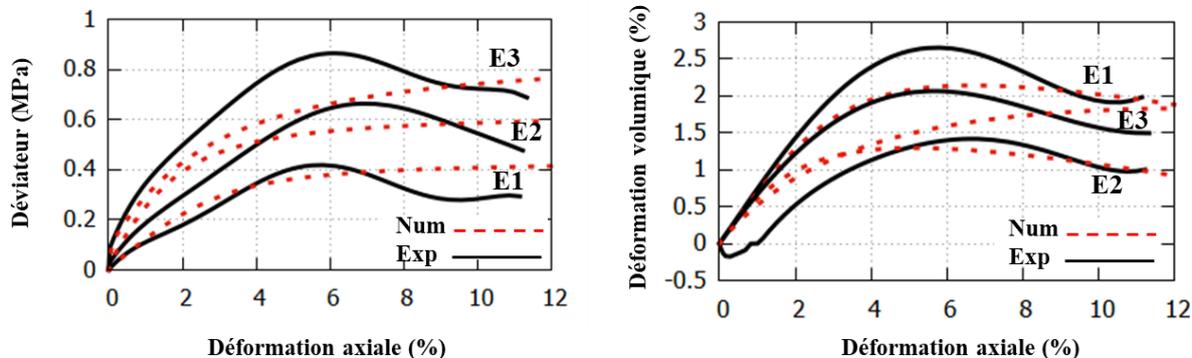


Figure 2.29 : Calage du modèle H1 sur les essais E1, E2 et E3

On a essayé de caler le modèle H1 sur l'essai non drainé A (tableau 2.3). Cet essai correspond à un essai triaxial non drainé. Selon le rapport sur ces essais, le type de sol est proche de celui de l'essai B. Une première tentative, avec laquelle on a utilisé les mêmes paramètres de l'essai B pour modéliser l'essai triaxial non drainé A ne donne pas des résultats satisfaisants :

- le comportement observé expérimentalement est beaucoup plus raide que le comportement obtenu avec la modélisation numérique ;
- les paramètres utilisés pour modéliser les essais drainés donnent un comportement très contractant par rapport au comportement observé expérimentalement pour l'essai

non drainé (une très grande diminution du déviateur et des surpressions interstitielles plus grande que les mesures).

La modification des deux paramètres  $b$  et  $\alpha_0$  permettent de rapprocher les résultats numériques des résultats expérimentaux. La figure 2.30 présente les résultats obtenus. Les variations estimées des pressions interstitielles sont un peu moins satisfaisantes que celles des déformations volumiques dans le cas des essais drainés, mais restent proches des résultats expérimentaux.

Tableau 2.5 : Paramètres du modèle H1 pour le calage sur les essais de Créteil A

		$\sigma_c$	$E$	$\nu$	$\varphi_0$	$c$	$\varphi_{ult}$	$\alpha_0$	$\varphi_{car}$	$b$
		kPa	MPa	-	°	kPa	°	-	°	-
Essais A	1	200	45	0,2	7	0	36	18	31	0,0001
	2	350	70	0,2	7	0	36	18	32	0,0001
	3	550	107	0,2	7	0	36	18	33	0,0001

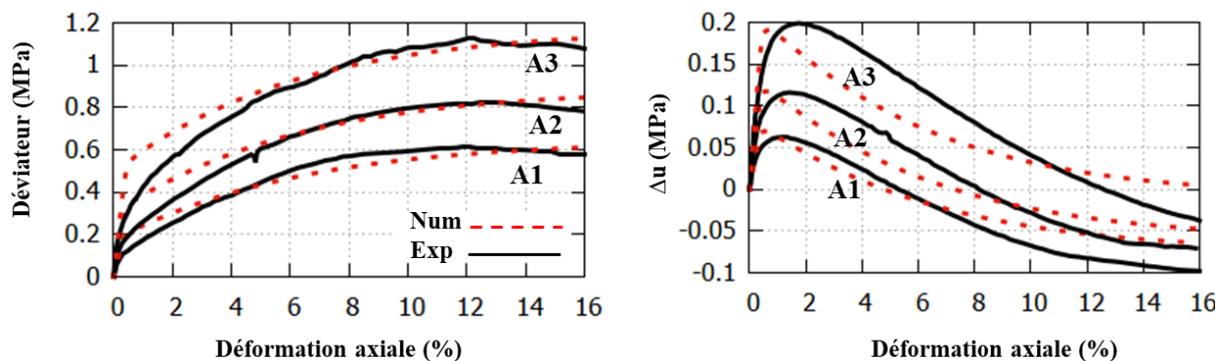


Figure 2.30 : Calage du modèle H1 sur les essais A1, A2 et A3

### 2.3.7. Essais au laboratoire sur des matériaux de la gare de Vitry Centre

Pour caler le modèle sur un plus grand nombre d'essais, on a cherché à faire des essais supplémentaires à l'IFSTTAR, sur des échantillons tirés de carottes prélevées sur le chantier de la gare Vitry Centre du Grand Paris Express.

On a proposé de réaliser des essais triaxiaux drainés monotones, des essais en extension et des essais triaxiaux avec 2 cycles de chargement-déchargement pour mieux déterminer les modules de déchargement. Plusieurs carottes ont été prélevées à différentes profondeurs. On a rencontré des difficultés pour le découpage des éprouvettes ce qui n'a pas permis de réaliser l'ensemble des essais envisagés. Les figures 2.31, 2.32, 2.33, 2.34, et 2.35 présentent les carottes prélevées.



Figure 2.31 : Carotte\_6,1-6,9 dans les alluvions



Figure 2.32 : Carotte\_18,2-19,7 dans les masses/marnes/gypse



Figure 2.33 : Carotte\_25,6-27,1 dans les marnes infragypseuses



Figure 2.34 : Carotte\_34,7-36,2 dans le calcaire de St Ouen

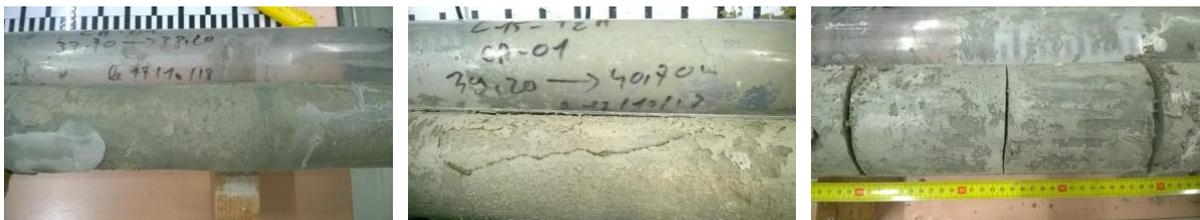


Figure 2.35 : Carotte\_39,2-40,7 dans le sable de Beauchamp

On a réalisé quelques essais sur les sables de Beauchamp et sur des éprouvettes reconstituées de la couche d'alluvions. A cause de fuites et de problèmes techniques, on n'a pu finalement traiter que deux essais sur les alluvions : un essai monotone et un essai avec deux boucles de chargement-déchargement.

Chaque essai triaxial comporte les étapes suivantes : la préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale, la saturation, la consolidation, le cisaillement.

Pour les essais avec des boucles de chargement-déchargement, l'étape de cisaillement est décomposée en: une phase de chargement jusqu'à 0,5% de déformation axiale, une phase de

déchargement, une phase de chargement jusqu'à 1,5% de déformation axiale, une phase de déchargement, et une phase de chargement jusqu'à 15% de déformation axiale. Les figures 2.36 et 2.37 illustrent quelques étapes de préparation de l'essai sur les alluvions et les sables de Beauchamp ainsi que l'éprouvette à la fin de l'essai.



Figure 2.36 : Essai triaxial drainé sur des alluvions

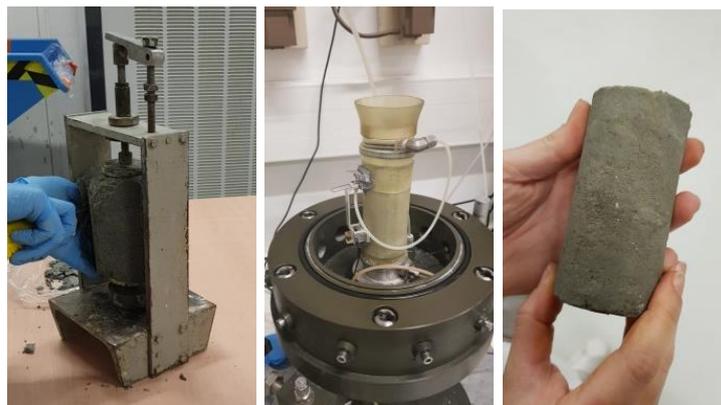


Figure 2.37 : Essai triaxial drainé sur les sables de Beauchamp

Finalement, on a pu caler le modèle sur deux essais triaxiaux drainés : un essai monotone et un essai avec deux boucles de déchargement. Les principales étapes de calibration des paramètres sont les suivantes :

- le module de Young correspond à la moyenne des trois valeurs obtenues à partir des courbes déviateur-déformation axiale, calculée en début de l'essai monotone, et sur la première et la seconde boucle de déchargement ;
- le coefficient de Poisson est déterminé d'une manière similaire au module d'Young sur les courbes déformation volumique-déformation axiale ;
- les paramètres ultimes de résistance au cisaillement sont déterminés dans le plan p-q pour les plus hauts niveaux de déformation en supposant la cohésion nulle a priori ;
- le paramètre  $\varphi_0$  est pris égal à sa valeur minimale ; on suppose que l'état de contraintes initial est sur la frontière du domaine élastique ;
- les paramètres de la loi d'écoulement  $\alpha_0$  et  $\varphi_{car}$  sont calés sur la courbe déformation volumique-déformation axiale : le premier pour les plus hauts niveaux de déformations axiales et le second à l'inversion du changement de signe de l'incrément des déformations volumiques ;
- le paramètre b régissant le mécanisme d'écrouissage traduit au mieux la variation de la rigidité de l'échantillon du sol sur les courbes déviateur-déformation axiale.

Le tableau 2.6 présente les valeurs des paramètres H1 et les figures 2.38 et 2.39 les résultats obtenus. Ceux-ci sont globalement très satisfaisants. On note certaines incohérences dues sans doute à des problèmes de mesures pour l'essai avec boucle de déchargement sur l'estimation des déformations volumiques. Dans les figures à droite, on représente les résultats pour une déformation axiale inférieure à 4%.

Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres du modèle H1

	$\sigma_c$ kPa	E MPa	$\nu$	$\varphi_0$ °	c kPa	$\varphi_{ult}$ °	$\alpha_0$	$\varphi_{car}$ °	b
<b>Essai monotone</b>	175	57	0,4	$\varphi_{min}$	0	37	8	27	0,001
<b>Essai cyclique</b>	167	57	0,4	$\varphi_{min}$	0	37	20	31	0,003

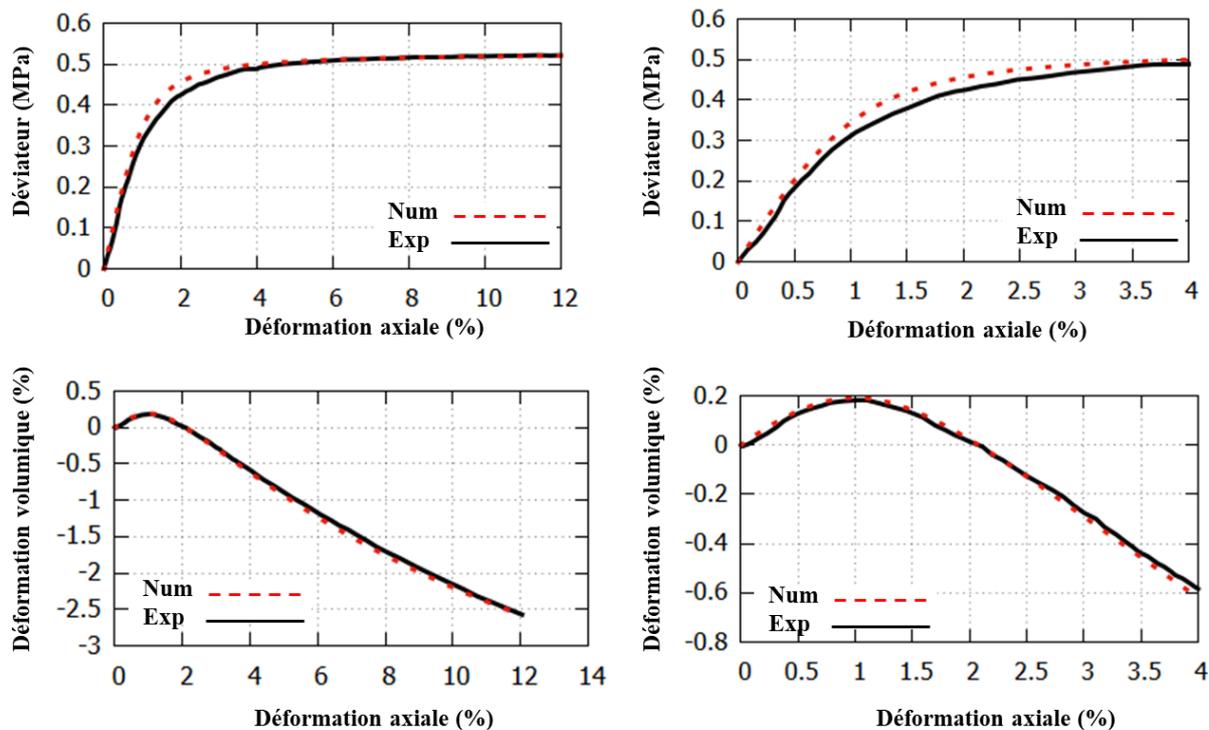


Figure 2.38 : Calage du modèle H1 sur l'essai triaxial drainé monotone sur les alluvions anciennes

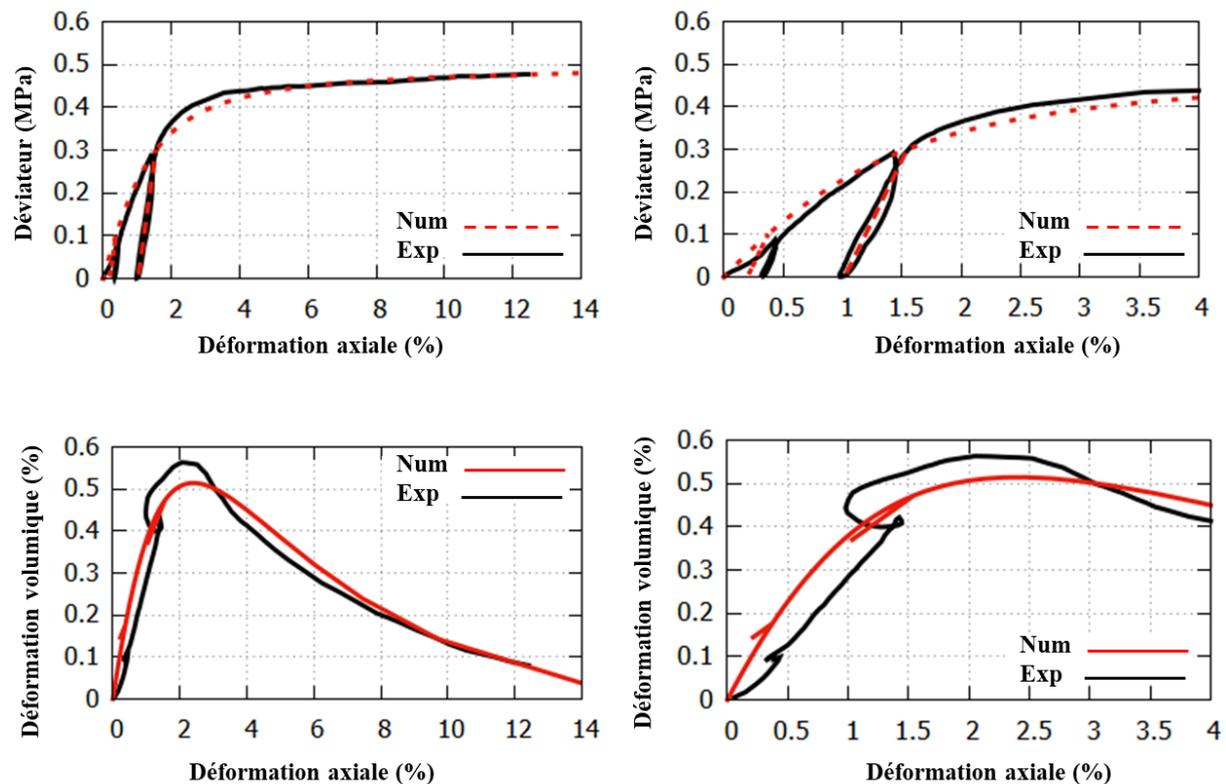


Figure 2.39 : Calage du modèle H1 sur l'essai triaxial drainé avec boucles de déchargement sur les alluvions anciennes

### 2.3.8. Implémentation du modèle H1 dans le logiciel CESAR

Après avoir présenté la loi de comportement retenue, nous discutons rapidement son implémentation dans le code de calcul par éléments finis CESAR, développé par le LCPC, l'IFSTTAR et désormais l'Université Gustave Eiffel.

CESAR propose une structure qui permet à l'utilisateur de définir une loi de comportement élastoplastique en combinant à son choix un type d'élasticité, un critère de plasticité, un potentiel plastique et éventuellement une loi d'écrouissage. Cette structure permet d'introduire relativement simplement de nouveaux modèles de comportement. Dans le cas du modèle H1, la principale particularité à prendre en compte réside dans le fait que la loi d'écoulement n'est pas définie par un potentiel plastique, mais par la donnée de la direction des incréments de déformation plastique volumique et déviatorique.

#### 2.3.8.1. Intégration locale de la loi de comportement

L'introduction du modèle H1 consiste à programmer le critère, la loi d'écoulement et la loi d'écrouissage et à les combiner avec une partie élastique linéaire isotrope classique. L'intervention principale est effectuée dans la partie du code qui traite l'intégration locale de la loi de comportement au niveau du point d'intégration.

Dans les routines de la structure globale du code pour l'intégration locale de la loi d'écoulement, on fait les modifications nécessaires pour la lecture des paramètres et

l'impression des résultats. Pour le calcul proprement dit, il faut gérer l'initialisation et l'actualisation des variables locales, le calcul du critère, le calcul de la loi d'écoulement, et le calcul du module d'écrouissage.

En pratique, on a introduit une routine spécifique pour le calcul du critère et de ses dérivées partielles (routine POTH1 appelée pour ICRIT=41) pour laquelle l'utilisateur doit fournir deux paramètres  $c$  et  $\varphi_0$ .

On a aussi ajouté une routine spécifique pour calculer les fonctions  $G_v$  et  $G_d$  qui caractérisent la loi d'écoulement en fonction des contraintes et des valeurs de  $\varphi_c$ ,  $\alpha_0$  et  $c$  (routine POTSH1 appelée pour ICRIT=37)

Enfin, la loi d'écrouissage, qui met en jeu les paramètres  $b$  et  $\varphi_{ult}$ , intervient pour le calcul du module d'écrouissage et l'actualisation de la variable locale représentant la déformation déviatorique plastique.

Le calcul du module d'écrouissage s'effectue dans une routine dédiée (appelée H000) par l'équation suivante :

$$d\lambda H = \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} : d\bar{\sigma} = -\frac{\partial f}{\partial R} dR = -\frac{\partial f}{\partial R} \frac{\partial R}{\partial \varepsilon_d^p} d\varepsilon_d^p \quad (2.33)$$

Le choix de la formulation d'une variable scalaire représentant la déformation déviatorique plastique est discuté par différents auteurs dans la littérature. Le choix retenu plus haut est celui proposé par Shao et Desai (2000) :

$$d\varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3} d\bar{\varepsilon}_d^p : d\bar{\varepsilon}_d^p} = d\lambda \sqrt{\frac{2}{3} [G_d(p, q) : G_d(p, q)]} \quad (2.34)$$

Ce qui permet d'exprimer le module d'écrouissage par :

$$H = (p + p_c) \frac{(R_f - R)}{b + \varepsilon_d^p} \sqrt{\frac{2}{3} [G_d(p, q) : G_d(p, q)]} \quad (2.35)$$

Par ailleurs, il faut indiquer le nombre de variables qu'il est nécessaire de stocker pour chaque point d'intégration : pour le modèle H1, la déformation déviatorique plastique est la seule variable à prendre en compte pour la loi d'écrouissage. Il est commode de stocker aussi  $R$ ,  $R_0$ ,  $R_f$  et  $M_c$  et de les actualiser pour chaque point d'intégration à la fin de chaque itération.

Afin de vérifier la programmation du modèle H1 dans CESAR, on a programmé la résolution numérique avec Excel en VBA, des équations de l'essai triaxial drainé et de l'essai triaxial non drainé. Les résultats obtenus par les deux logiciels sont superposés, ce qui nous a permis de valider l'implémentation du modèle dans CESAR.

### 2.3.8.2. Traitement de quelques problèmes numériques

La résolution d'un problème de mécanique non linéaire par la méthode des éléments finis comprend deux niveaux :

- un niveau global de recherche itérative d'un équilibre entre les contraintes (respectant la loi de comportement) et les charges externes ;

- un niveau local lié au traitement des équations du modèle de comportement au niveau du point d'intégration.

De manière générale, différentes méthodes de résolution existent, et CESAR en propose plusieurs. Dans le cadre de cette thèse, une seule méthode de résolution est utilisée, celle appelée dans CESAR « méthode des contraintes initiales ».

L'intégration des équations du modèle de comportement peut poser des difficultés particulières selon la complexité du modèle. Dans le cas du modèle H1, on a en particulier été amené à traiter quelques problèmes numériques qu'on présente rapidement dans les paragraphes suivants.

### 2.3.8.2.1. *Etat de contraintes initial*

Dans le cadre de l'élastoplasticité, l'état de contraintes initial doit appartenir au domaine élastique initial ce qui impose dans le modèle H1 que :

$$R_{min} \leq R_0 \quad (2.36)$$

Où  $R_{min}$  est défini par les contraintes initiales (généralement géostatiques) au sein du massif de sol. Ces contraintes dépendent du poids volumique des couches de sol et du coefficient des terres au repos  $K_0$ . La contrainte moyenne et le déviateur initiaux peuvent être exprimés par :

$$p_{init} = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{\sigma_v(1+2K_0)}{3} \quad (2.37)$$

$$q_{init} = |(\sigma_v - \sigma_h)| = |\sigma_v(1 - K_0)| \quad (2.38)$$

La combinaison des équations 2.36, 2.37 et 2.38 impose les conditions suivantes sur la valeur minimale de  $R_0$  alors sur l'angle  $\varphi_0$  :

$$q_{init} - R_0(p_{init} + p_c) \leq 0 \quad (2.39)$$

$$R_0 \geq R_{min} = \frac{q_{init}}{p_{init} + p_c} \quad (2.40)$$

$$R_{min} = \frac{3(\sigma_v - \sigma_h)}{\sigma_v + 2\sigma_h + 3p_c} \quad \text{si } K_0 < 1 \quad (\sin 3\theta = 1) \quad (2.41)$$

$$R_{min} = \frac{3(\sigma_h - \sigma_v)}{\sigma_v + 2\sigma_h + 3p_c} \quad \text{si } K_0 > 1 \quad (\sin 3\theta = -1) \quad (2.42)$$

Ces conditions sont prises en compte dans l'implémentation du modèle H1. Si l'utilisateur fournit une valeur de  $\varphi_0$  qui n'est pas compatible avec l'état de contraintes initial, le code calcule la valeur de  $R_{min}$  et initialise  $R_0$  à cette valeur.

### 2.3.8.2.2. *Intégration locale du comportement*

Les techniques d'intégration des modèles de comportement au niveau local contrôlent la précision et la stabilité de la solution numérique globale.

Au niveau global, le processus consiste à faire un calcul avec une matrice de rigidité donnée et des forces nodales représentant le chargement appliqué. Ce calcul fournit en chaque point d'intégration un incrément de déformation avec lequel on calcule une estimation des contraintes appelée « prédicteur élastique » et notée  $\bar{\sigma}^e$ . Si le prédicteur élastique se trouve à l'intérieur de la surface de charge, il est admissible et il n'est pas nécessaire de corriger les contraintes. Si le prédicteur est en dehors du domaine élastique, il faut corriger les contraintes en calculant un incrément de déformation plastique qui permet de faire en sorte que les contraintes soient sur la surface de charge, en tenant compte de l'écroutissage de cette surface.

Sauf pour des modèles simples, cette correction ne peut pas être calculée de manière exacte, et on l'évalue de manière approchée : on commet donc une erreur qui dépend de l'approximation employée. En principe, si les chargements sont appliqués en incréments suffisamment petits, toutes les techniques de résolutions donnent des résultats similaires. L'erreur commise n'est pas liée à l'équilibre mécanique du système, mais à la résolution des équations locales du comportement (Crisfield, 1997).

En pratique, on calcule les contraintes corrigées  $\bar{\sigma}^c$  par :

$$\bar{\sigma}^c = \bar{\sigma}^e - \bar{E} : \delta \bar{\varepsilon}^p = \bar{\sigma}^e - \bar{E} : \delta \lambda \bar{a} \quad (2.43)$$

Où  $\delta \bar{\varepsilon}^p$  représente un incrément de déformation plastique. La correction des contraintes dépend directement de  $\delta \bar{\varepsilon}^p$  et donc de la direction donnée par la loi d'écoulement  $\bar{a}$  ; on rappelle qu'elle est calculée à partir de l'état de contraintes (Potts et Zdravković, 2001).

La procédure d'intégration la plus simple, dite « Euler backward algorithm » consiste à calculer  $\bar{a}$  pour le prédicteur élastique  $\bar{\sigma}^e$ . On peut aussi chercher à déterminer une contrainte intermédiaire entre la valeur initiale et  $\bar{\sigma}^e$  qui serait située sur la surface de charge (Bicanic, 1989 d'après Crisfield, 1997). Une autre procédure consiste à considérer un point entre le point d'intersection et le point élastique « generalized trapezoidal or mid-point algorithm ».

La première procédure consiste à utiliser la direction de l'incrément des déformations plastiques pour le prédicteur élastique qui est à l'extérieur de la surface de charge : elle évite donc de calculer le point d'intersection. Le défaut de cette procédure est que la normale à la surface de charge peut être différente pour le prédicteur élastique  $\bar{\sigma}^e$  et pour les contraintes corrigées recherchées. On peut proposer de réduire cette erreur en utilisant une procédure itérative (Ortiz et Popov, 1985 ; Ortiz et Simon, 1986 ; Ortiz et al., 1983 d'après Crisfield, 1997).

D'autres auteurs (Huffington, 1969 ; Marques, 1984 ; Nyssen, 1981 ; Schreyer et al., 1979 ; Sloan, 1987 d'après Crisfield, 1997) réduisent les erreurs introduites par le schéma Euler backward par une sous-incrémentation. Cette technique propose de diviser l'incrément de déformation calculé localement pour un incrément de charge donné,  $d\varepsilon$  en sous-incréments, et d'appliquer la procédure initiale à chaque sous-incrément. On peut éventuellement la combiner avec une recherche itérative des contraintes corrigées à la fin des sous-incréments.

Pour le modèle H1, on a dans un premier temps adopté la procédure classique : la direction de l'incrément de déformation plastique  $\bar{a}$  est calculée pour le prédicteur élastique. On présente ici plusieurs simulations d'essais triaxiaux drainés, avec les paramètres donnés dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Paramètres du modèle H1 utilisés pour étudier l'effet de la variation de l'incrément de calcul

<b>E</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>\phi_0</math></b>	<b>c</b>	<b><math>\phi_{ult}</math></b>	<b><math>\alpha_0</math></b>	<b><math>\phi_{car}</math></b>	<b>b</b>
MPa	-	°	kPa	°	-	°	-
50	0,3	5	0	35	20	32	0,001

La figure 2.40 compare les résultats obtenus en appliquant des incréments de déformation axiale plus ou moins grands, variant de 0,1% à 0,001% (la valeur ultime du déviateur étant obtenue pour environ 2% de déformation axiale). La courbe déformation axiale- déviateur est pratiquement la même pour tous les calculs. En revanche, la courbe donnant la déformation volumique est très sensible aux incréments de déformations appliqués. On a vérifié que cette différence apparaît très clairement dans les calculs d'excavation, si bien que l'on risque d'introduire une erreur difficile à maîtriser dans l'évaluation des déplacements verticaux si l'on s'en tient à cette procédure.

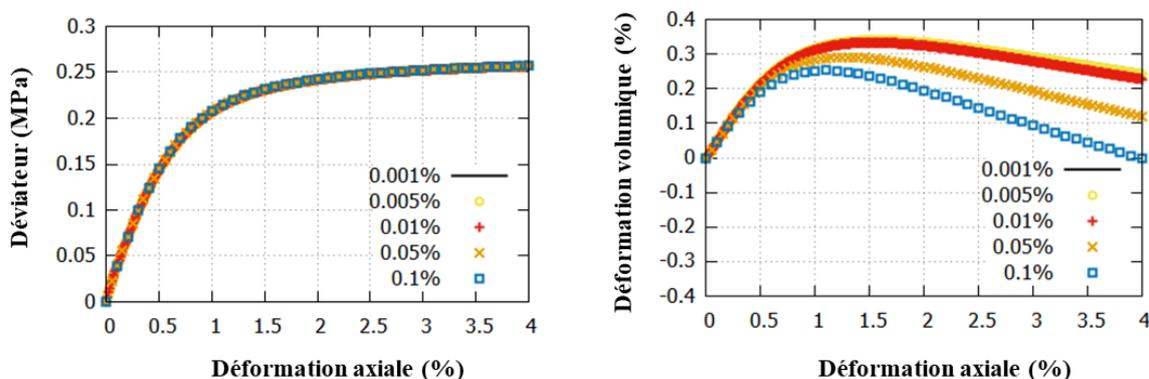


Figure 2.40 : Influence de l'incrément de déformation axiale sur les résultats (essai triaxial drainé en compression)

Pour limiter l'erreur commise, on a programmé la méthode consistant à décomposer l'incrément de contraintes donnant le prédicteur élastique en sous-incréments, pour chaque point d'intégration. Cette modification simple améliore nettement les résultats obtenus avec le modèle H1 pour des essais triaxiaux et des calculs d'excavation, sans que le temps de calcul soit fortement pénalisé. La figure 2.41 présente les résultats des mêmes essais triaxiaux après modification du code.

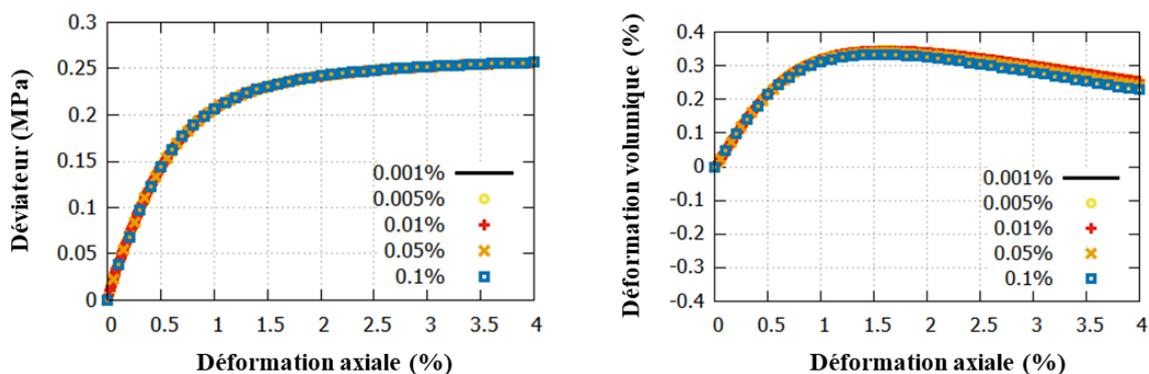


Figure 2.41 : Utilisation d'une procédure d'intégration avec sous-incréments

### 2.3.8.2.3. *Projection sur la pointe de la surface de charge*

A l'occasion de l'implémentation du modèle H1, on a également amélioré le traitement des situations dans lesquelles l'état de contraintes projeté doit se trouver sur la pointe de la surface de charge. On détecte cette situation (qui ne se produit pas dans la simulation d'un essai triaxial, mais peut survenir dans un calcul d'excavation) lorsque l'algorithme de base conduit à un multiplicateur plastique négatif ou à un état de contrainte corrigé qui n'est pas sur la surface de charge. Dans ce cas, la contrainte corrigée est connue et égale à  $p_c \bar{I}$ , et la direction de l'incrément des déformations plastiques est donnée par :

$$\bar{a} = \bar{E}^{-1}(p_c \bar{I} + \bar{\sigma}^e) \quad (2.44)$$

En pratique, on a modifié le code pour disposer dans la routine correspondante, de la matrice de souplesse élastique  $\bar{E}^{-1}$ . Dans certains cas, on a observé que cette correction améliore nettement la robustesse de la procédure de résolution numérique.

## 2.4. Modèle H2 : Effet d'un écrouissage cinématique

### 2.4.1. Introduction

La plupart des modèles couramment utilisés en géotechnique sont des modèles isotropes. Pourtant, les sols sont généralement des matériaux anisotropes en raison de leur processus de formation et de leur histoire de chargement. Par exemple, le dépôt progressif de particules implique une anisotropie de l'arrangement et de l'orientation des particules qui peut justifier que la déformabilité soit différente dans la direction verticale et les directions horizontales.

Différentes méthodes ont été proposées pour caractériser l'anisotropie des sols. On distingue souvent l'anisotropie inhérente et l'anisotropie induite. La première correspond à l'anisotropie d'un sol résultant de sa formation, en contraste avec l'anisotropie induite qui se développe à la suite d'une perturbation ultérieure.

Des observations expérimentales de la réponse du sol dans des appareils d'essai triaxiaux montrent que l'anisotropie du sol peut se traduire par une différence entre les modules horizontaux et les modules verticaux. Les figures 2.42 et 2.43 montrent que sous des contraintes initiales isotropes (le paramètre  $\eta$  correspond au rapport des contraintes), le matériau présente seulement une légère anisotropie : le rapport entre le module horizontal  $E_h$  et le module vertical  $E_v$  est proche de 1. Le rapport des rigidités change lorsque le rapport des contraintes augmente. La rigidité horizontale devient inférieure à la rigidité verticale lorsque le rapport des contraintes augmente ; l'inverse est observé si le rapport des contraintes diminue.

Certains auteurs proposent des relations empiriques qui relient la rigidité (élastique) anisotrope à l'état de contraintes dans sol, l'indice des vides et la structure du sol (Roesler, 1979). Une analyse numérique suggère que des modèles de comportement avec un écrouissage cinématique fournissent un moyen de simuler le comportement observé (Wood, 2004).

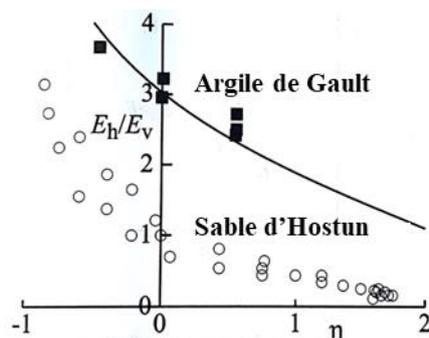


Figure 2.42 : Dépendance de l'anisotropie du rapport de contraintes pour l'argile reconstituée de Gault (Pennington et al., 1997) et le sable de Hostun (Gajo et al., 2001)

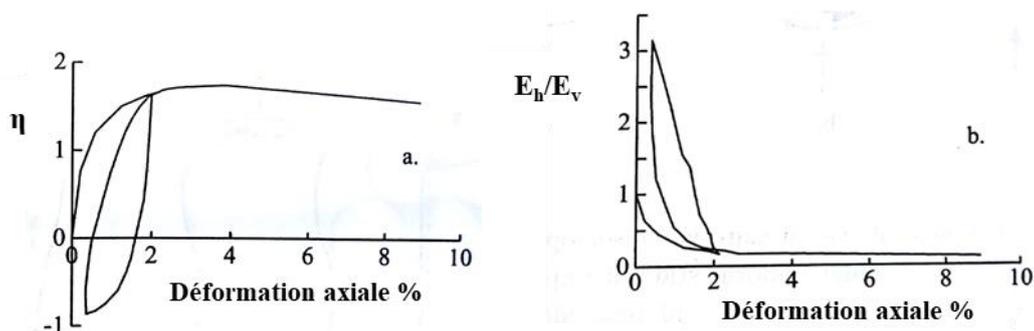


Figure 2.43 : Evolution de l'anisotropie pendant un cycle d'un essai triaxial drainé en compression sur les sables denses d'Hostun (Gajo et al., 2001)

Schweiger et Schädlich (2011) ont discuté l'effet de la prise en compte de l'anisotropie inhérente dans les modules à petites déformations sur les déplacements horizontaux et les moments d'un écran de soutènement. Ils proposent un 'multilaminare model' et l'appliquent sur un exemple simplifié d'excavation. Ils concluent que pour les excavations profondes, l'effet de rigidité à petites déformations doit être inclus dans l'analyse, mais que l'anisotropie élastique ne semble pas jouer un rôle important. Les déplacements à proximité des fouilles ne semblent guère influencés par l'anisotropie de la rigidité à petites déformations car les déformations élastiques ne couvrent qu'une petite partie des déformations finales des sols adjacents au mur de soutènement. Ces déplacements sont régis plutôt par des déformations plastiques.

Dans cette section, on propose un nouveau modèle, appelé H2, caractérisé par une loi d'érouissage cinématique non linéaire. Elle permet de prendre en compte la différence de rigidité selon les chemins de contraintes (en compression et en extension) et cela en fonction de l'état de contraintes initial. Cette différence peut influencer les déformations plastiques dans le massif à proximité des excavations profondes. On étudie ensuite l'effet de cet érouissage pour ce type de problèmes.

## 2.4.2. Formulation du modèle H2

Le modèle H2 (El Arja et al., 2020) est basé sur la généralisation du modèle MODSOL aux chargements non monotones proposée par (Chehade, 1991 ; Khoshnoudian, 2002 ; Khoshravan Azar, 1995 ; Shahrour et Chehade, 1992 ; Shahrour et Ousta, 1998 ; Shahrour et

al., 1995 ; Zaher, 1995). La formulation d'origine combine les deux types d'érouissage isotrope et cinématique. Pour étudier séparément l'effet de chaque type d'érouissage, on propose ici une version simplifiée du modèle H2 ne présentant qu'un érouissage cinématique. Ce travail a pour but de préciser si un érouissage cinématique peut rendre compte d'une rigidité apparente pour un chemin de contrainte en extension différente de la rigidité apparente pour un chemin de contrainte en compression, et si cela peut influencer les déplacements obtenus à proximité des excavations.

Les différences du modèle H2 par rapport au modèle de référence (Khoshravan Azar, 1995) sont les suivantes :

- prise en compte d'une cohésion ;
- prise en compte d'une seule loi d'écoulement (contrairement au modèle dérivé de MODSOL qui en combinait deux) ;
- modification de la loi d'érouissage de la formulation initiale pour prendre en compte uniquement un érouissage cinématique (et pas une combinaison d'érouissages cinématique et isotrope).

#### 2.4.2.1. Partie élastique

La partie élastique, comme pour le modèle H1, est linéaire et isotrope.

#### 2.4.2.2. Critère de plasticité

Pour le modèle H2, une nouvelle quantité tensorielle notée  $\bar{A}$  est introduite pour définir la direction de l'axe de la surface de charge. Sa valeur initiale dépend de l'état des contraintes initial suivant :

$$A_{ij0} = \frac{\sqrt{3} (\sigma_{ij0} + p_c \delta_{ij})}{\|\sigma_{ij0} + p_c \delta_{ij}\|} \quad (2.45)$$

Le tenseur  $\bar{A}$  est symétrique et sans dimension. Pour des raisons qui apparaîtront par la suite, il est assujéti à vérifier la relation :

$$A_{ij} A_{ji} = 3 \quad (2.46)$$

Pour un état de contraintes initial isotrope l'axe de la surface coïncide avec l'axe des contraintes isotropes. Le critère de plasticité est défini en fonction d'un paramètre  $R_0$  et de deux fonctions des contraintes notées  $p^l$  et  $q^l$  :

$$f = q^l - R_0(\theta)p^l \quad (2.47)$$

où la contrainte moyenne locale  $p^l$  est définie par une opération de projection sur l'axe de la surface de charge :

$$p^l = \frac{1}{3} (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) A_{ji} \quad (2.48)$$

Le déviateur local  $q^l$  est relatif à la distance entre l'état de contrainte actuel et l'axe de la surface de charge. Il est donné par :

$$q^l = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij}^l s_{ij}^l} \quad (2.49)$$

où  $s_{ij}^l$  est défini par :

$$s_{ij}^l = (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) - p^l A_{ij} \quad (2.50)$$

Pour tout état de contraintes, le tenseur  $\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}$  est alors décomposé en un composant  $p^l A_{ij}$  proportionnel à l'axe de la surface de charge et un composant  $s_{ij}^l$  normal à l'axe de la surface de charge  $A_{ij}$ , au sens où :

$$\bar{s}^l : \bar{A} = s_{ij}^l A_{ji} = [(\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) - p^l A_{ij}] A_{ji} = (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) A_{ji} - 3p^l = 0 \quad (2.51)$$

La contrainte moyenne locale  $p^l$  et le déviateur local  $q^l$  sont les équivalents de la contrainte moyenne  $p$  et du déviateur  $q$  dans le cas d'une surface de charge correspondant à un critère isotrope (qui correspond à un domaine élastique symétrique par rapport à l'axe des contraintes isotropes dans l'espace des contraintes principales).

Comme le modèle H1, le paramètre  $R_0$  définit l'ouverture de la surface de charge autour de son axe, donc l'étendue du domaine élastique. Il dépend de l'angle de Lode par l'expression :

$$R_0(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_0}{3 - \sin \varphi_0 \sin 3\theta} \quad (2.52)$$

Dans le modèle H2, l'évolution de la surface de charge correspond à une modification de l'axe  $\bar{A}$ , le paramètre  $R_0$  étant constant.

### 2.4.2.3. Loi d'érouissage

La règle d'évolution du tenseur  $\bar{A}$  définit la loi d'érouissage cinématique la surface de charge. Basée sur celle donnée par Ghaboussi et Momen (1982), elle consiste à introduire la quantité :

$$A_{ij}^* = A_{ij} + d\lambda H_{ij} \quad (2.53)$$

où  $d\lambda$  désigne le multiplicateur plastique et où le tenseur  $\bar{H}$  est donné par :

$$H_{ij} = \gamma (1 - e^F) s_{ij}^l \quad (2.54)$$

En anticipant un peu sur les formules qui suivent, le taux de variation du tenseur  $\bar{A}$  est proportionnel au tenseur  $s_{ij}^l$ , le paramètre  $\gamma$  contrôle sa vitesse de variation. Le terme entre parenthèses dans l'expression de  $\bar{H}$  permet de considérer la distance entre l'état de contraintes actuel et la surface de rupture introduite implicitement dans le paramètre  $F$  défini par :

$$F = \frac{q}{(p + p_c) R_f(\theta)} \quad (2.55)$$

Comme dans le modèle H1, les paramètres  $R_f$  et  $p_c$  définissent le critère de rupture. Ils dépendent des propriétés de cisaillement des sols  $c$  et  $\varphi_{ult}$  :

$$R_f(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_{ult}}{3 - \sin \varphi_{ult} \sin 3\theta} \quad (2.56)$$

$$p_c = \frac{c}{\tan \varphi_{ult}} \quad (2.57)$$

Le paramètre  $e$  permet de faire varier la rigidité en fonction du chemin de contraintes suivi. Il est alors donné en fonction de la direction du tenseur  $s_{ij}^l$  par rapport au déviateur (classique) :

$$Si \quad s_{ij} s_{ij}^l \geq 0 \quad e = 1 \quad (2.58)$$

$$Si \quad s_{ij} s_{ij}^l < 0 \quad e = -1 \quad (2.59)$$

La norme du tenseur actualisé doit rester égale à  $\sqrt{3}$ . En pratique, pour éviter que la norme du tenseur  $A_{ij}$  ne varie au cours du calcul si la valeur de  $d\lambda$  n'est pas infinitésimale, on calcule la valeur de  $A_{ij}$  à partir du tenseur  $A_{ij}^*$  par :

$$A_{ij} = \frac{\sqrt{3} A_{ij}^*}{\|A_{ij}^*\|} \quad (2.60)$$

#### 2.4.2.4. Loi d'écoulement

Pour la loi d'écoulement, on adopte une formulation similaire à celle du modèle H1 : on ne définit pas un potentiel plastique, mais on donne la direction des incréments de déformation plastique volumique et déviatorique. Dans le cas où la variable  $A_{ij}$  est isotrope, on a :

$$A_{ij} = \delta_{ij} \quad (2.61)$$

$$p^l = \frac{1}{3} (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) \delta_{ij} = p + p_c \quad (2.62)$$

$$s_{ij}^l = (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) - p^l A_{ij} = (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) - (p + p_c) \delta_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} = s_{ij} \quad (2.63)$$

Pour le modèle H1, les déformations déviatoriques plastiques sont définies par :

$$d\bar{\varepsilon}^p = d\bar{\varepsilon}_v^p + d\bar{\varepsilon}_d^p = d\lambda \left[ G_v(p, q) \frac{\bar{I}}{3} + G_d(p, q) \right] \quad (2.64)$$

Avec

$$G_v(p, q) = \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{M_c} (M_c(p + p_c) - q) \quad (2.65)$$

$$G_d(p, q) = \frac{(p + p_c) \frac{3}{2} \bar{s}}{M_c q} \quad (2.66)$$

Où l'on rappelle que le terme figurant dans l'exponentielle est destiné à modéliser un état critique en annulant les variations de volume plastique lorsque la déformation déviatorique  $\varepsilon_d^p$  devient grande. Pour le modèle H2, on écrit à nouveau :

$$d\bar{\varepsilon}^p = d\bar{\varepsilon}_v^p + d\bar{\varepsilon}_d^p = d\lambda \left[ G_v \frac{\bar{I}}{3} + G_d \right] \quad (2.67)$$

Et on pose, par analogie avec 2.65 et 2.66 :

$$g_v = (M_c p^l - q^l) \quad (2.68)$$

$$g_d = \frac{p^l}{M_c} \frac{3 \bar{s}^l}{2 q^l} \quad (2.69)$$

Puis :

$$G_v(p^l, q^l, \theta) = \exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p) \left[ \frac{g_v}{3 M_c(\theta)} \text{tr}(\bar{\bar{A}}) + \frac{3}{2} \frac{p^l}{q^l M_c(\theta)} \text{tr}(\bar{\bar{s}}^l) \right] \quad (2.70)$$

$$G_d(p^l, q^l, \theta) = \left[ \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{3 M_c(\theta)} g_v \left( \bar{\bar{A}} - \frac{1}{3} \text{tr}(\bar{\bar{A}}) \bar{\bar{I}} \right) + \left( g_d - \frac{1}{3} \text{tr}(g_d) \bar{\bar{I}} \right) \right] \quad (2.71)$$

Les quantités  $g_v$ ,  $g_d$ ,  $G_v$  et  $G_d$  ont la dimension d'une contrainte. L'incrément de déformation plastique  $d\bar{\varepsilon}^p$  étant sans dimension, le multiplicateur  $d\lambda$  est homogène à l'inverse d'une contrainte, et il résulte de 2.53 et 2.54 que le paramètre  $\gamma$  est sans dimension. Par rapport à la formulation d'origine, les expressions de  $G_v$  et  $G_d$  sont modifiées pour rendre compte d'une évolution des déformations volumiques vers un état critique (stabilisation des déformations volumiques ou des surpressions interstitielles par exemple respectivement dans le cas des essais triaxiaux drainé et non drainé).

### 2.4.3. Influence des paramètres du modèle H2 dans le cas d'un essai triaxial

Au total, le modèle H2 présente 8 paramètres :

- les paramètres élastiques : le module de Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  ;
- Les paramètres plastiques :  $R_0$  qui définit le domaine élastique initial, la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi_{\text{ult}}$  qui définissent la surface de rupture, l'angle caractéristique  $\varphi_{\text{car}}$ , le paramètre  $\alpha_0$  et le paramètre  $\gamma$ .

Ce paragraphe présente une étude paramétrique de l'influence de ces paramètres dans le cas de l'essai triaxial. On considère le jeu de paramètres présenté dans le tableau 2.8 pour le calcul de référence.

Tableau 2.8 : paramètres de référence pour les calculs des essais triaxiaux drainés et non drainés

$E$	$\nu$	$\varphi_0$	$c$	$\varphi_{\text{ult}}$	$\varphi_{\text{car}}$	$\alpha_0$	$\gamma$
MPa	-	°	kPa	°	°	-	-
50	0,3	5	0	35	32	20	7000

#### 2.4.3.1. Paramètres élastiques

##### 2.4.3.1.1. Module de Young $E$

Les figures 2.44 et 2.45 présentent l'effet du module de Young sur les résultats d'essais triaxiaux drainés et non drainés. Il est similaire à celui obtenu avec le modèle H1 (ou avec le modèle ELMC). Dans le régime élastoplastique, avec une augmentation du module les

déformations plastiques deviennent plus rapidement prédominantes. Pour une déformation axiale relativement grande (après passage dans l'état caractéristique), le comportement du sol est plus dilatat.

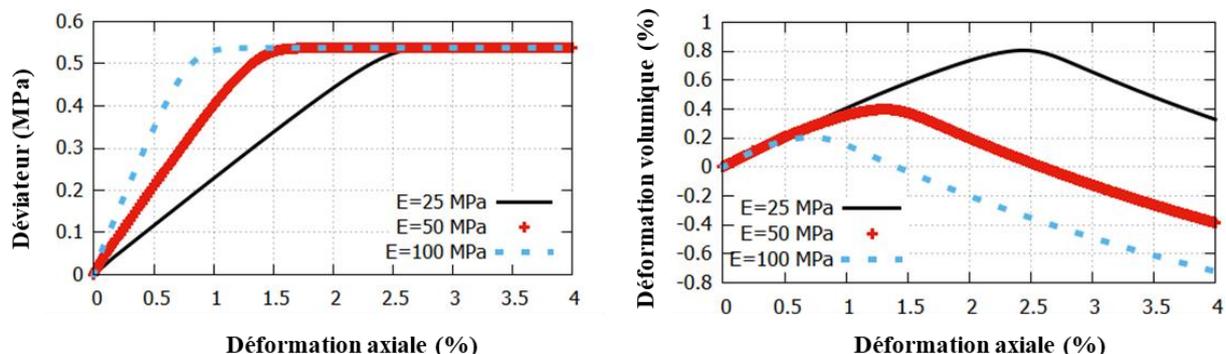


Figure 2.44 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

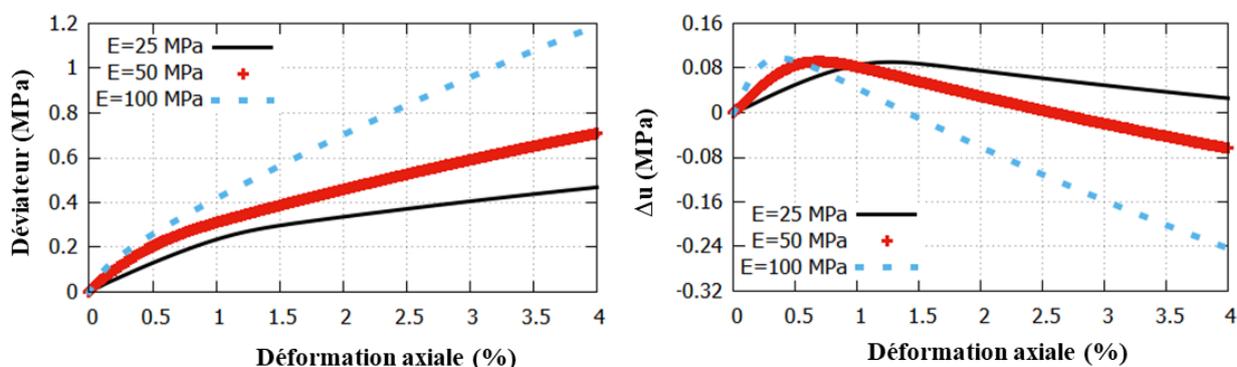


Figure 2.45 : Effet du module de Young sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

#### 2.4.3.1.2. Coefficient de Poisson $\nu$

Les figures 2.46 et 2.47 présentent l'effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'essais triaxiaux drainés et non drainés. Dans les deux cas, l'influence du coefficient de Poisson est similaire à celle qu'on a obtenue avec le modèle H1 (ou avec le modèle ELMC).

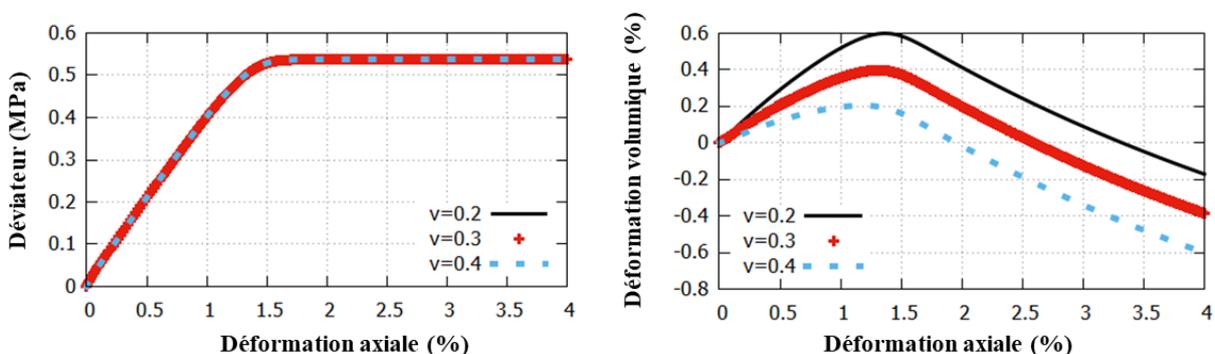


Figure 2.46 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

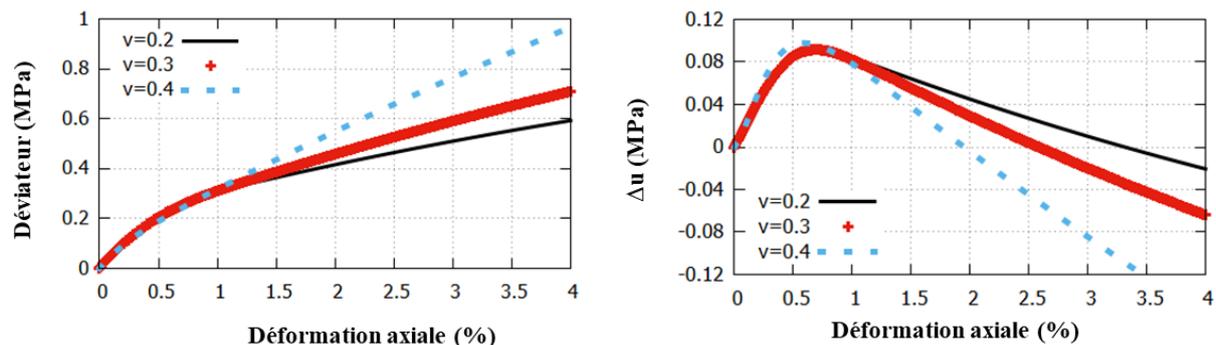


Figure 2.47 : Effet du coefficient de Poisson sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

### 2.4.3.2. Paramètres du critère

#### 2.4.3.2.1. Angle de frottement initial

Comme dans le modèle H1, l'angle  $\varphi_0$  définit l'ouverture du domaine élastique initial. Il définit la valeur du paramètre  $R_0$  du critère initial. Son effet est similaire qualitativement à celle dans le modèle H1 mais beaucoup plus faible quantitativement.

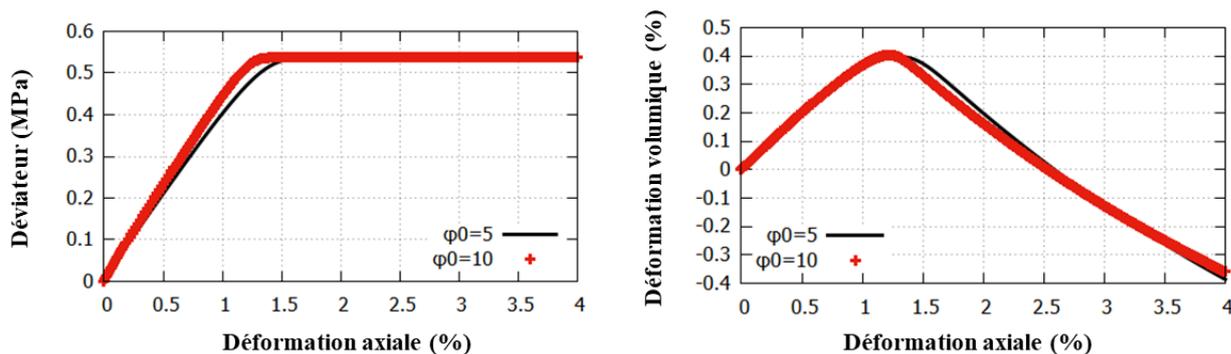


Figure 2.48 : Effet de l'angle  $\varphi_0$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

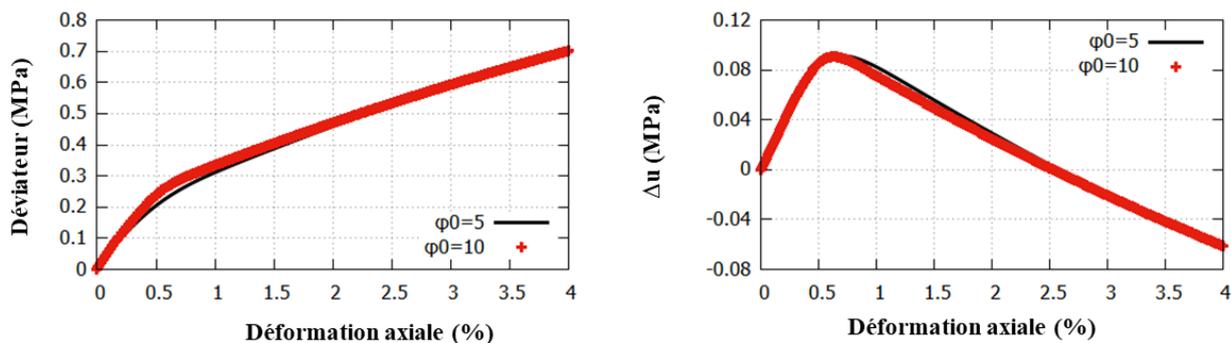


Figure 2.49 : Effet de l'angle  $\varphi_0$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

### 2.4.3.2.2. Cohésion $c$

L'augmentation de la cohésion du sol entraîne une augmentation de la résistance ultime du sol et du domaine contractant.

Dans un essai drainé par exemple (figure 2.50), une valeur de  $c$  plus élevée permet d'atteindre un déviateur final plus grand, les déformations volumiques et les suppressions interstitielles sont aussi modifiées par les variations de la cohésion.

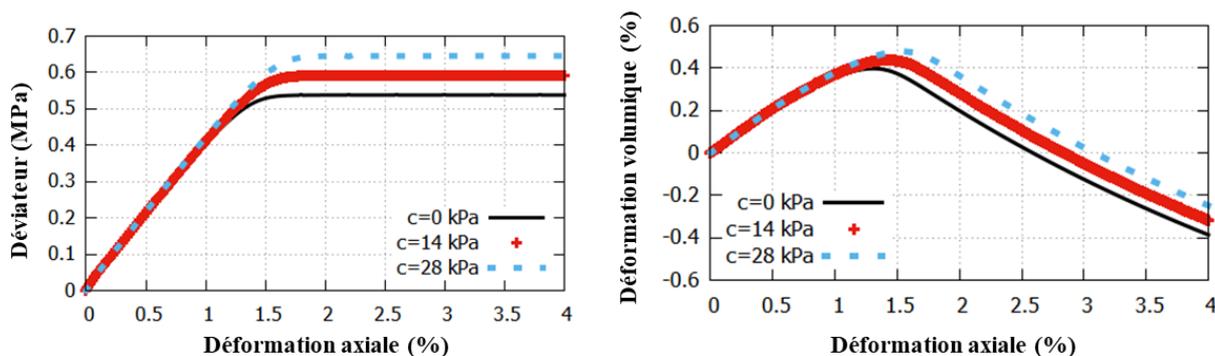


Figure 2.50 : Effet de la cohésion  $c$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

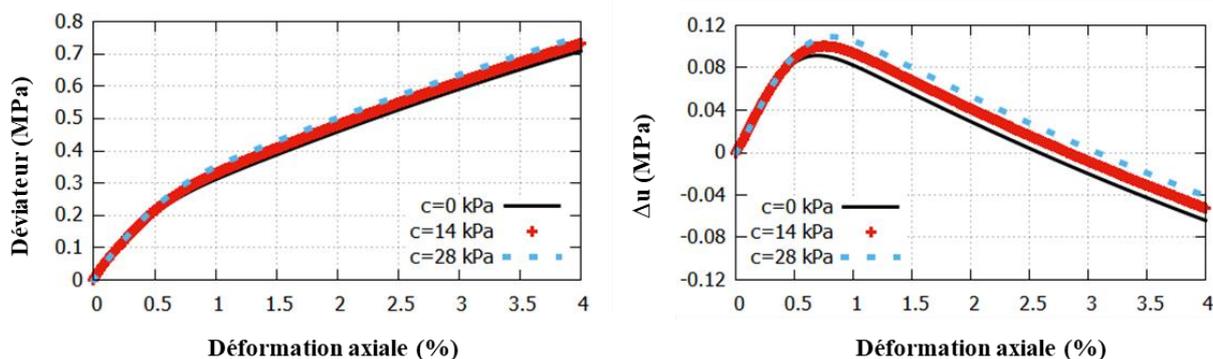


Figure 2.51 : Effet de la cohésion  $c$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

### 2.4.3.2.3. Angle de frottement ultime $\phi_{ult}$

Les figures 2.52 et 2.53 illustrent l'influence du paramètre  $\phi_{ult}$  en condition drainée et non drainée respectivement. Avec une cohésion et un angle caractéristique constants, l'augmentation de l'angle de frottement ultime élargit le domaine du comportement dilatant du sol. Dans les deux cas drainé et non drainé, une valeur plus grande de  $\phi_{ult}$  conduit à un déviateur plus grand pour la même déformation axiale. Pour des grandes déformations, dans le cas drainé, le volume augmente plus quand  $\phi_{ult}$  augmente. Dans le cas non drainé, la pression interstitielle diminue avec cette augmentation (pour l'angle de frottement égale à 45 degrés, ce comportement apparaîtrait si on représentait les résultats pour un niveau de déformation supérieur à 4%).

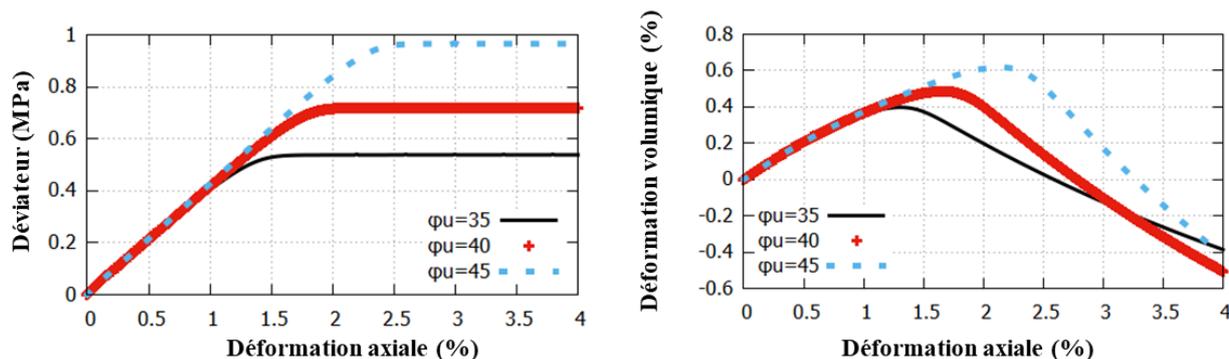


Figure 2.52 : Effet de l'angle  $\varphi_{ultime}$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

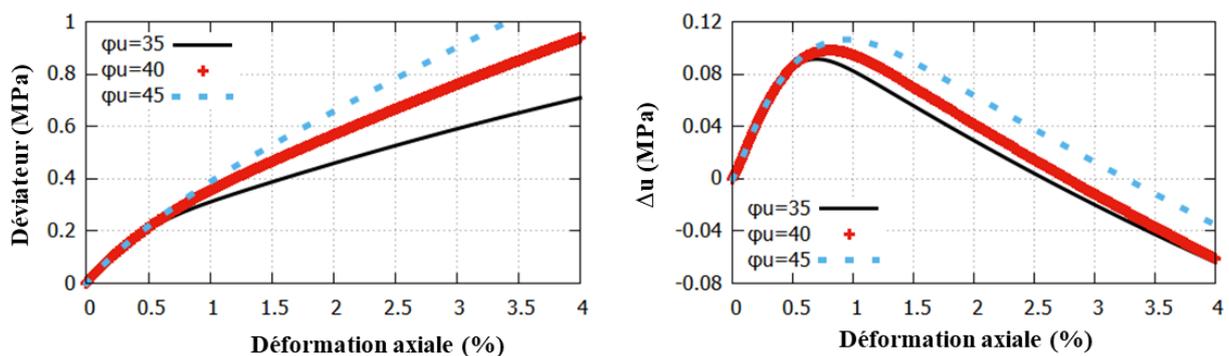


Figure 2.53 : Effet de l'angle  $\varphi_{ultime}$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

### 2.4.3.3. Paramètres de la loi d'écroutissage

#### 2.4.3.3.1. Le paramètre $\gamma$

Le paramètre  $\gamma$  joue dans le modèle H2 un rôle analogue à celui du paramètre  $b$  pour le modèle H1 : il gère la vitesse d'évolution de la surface d'écroutissage. On s'approche de la résistance ultime plus rapidement si  $\gamma$  augmente, et l'augmentation de  $\gamma$  accélère le passage du domaine contractant au domaine dilatant, ce qui entraîne une diminution de volume ou de la pression interstitielle respectivement dans le cas drainé et non drainé (figures 2.54 et 2.55).

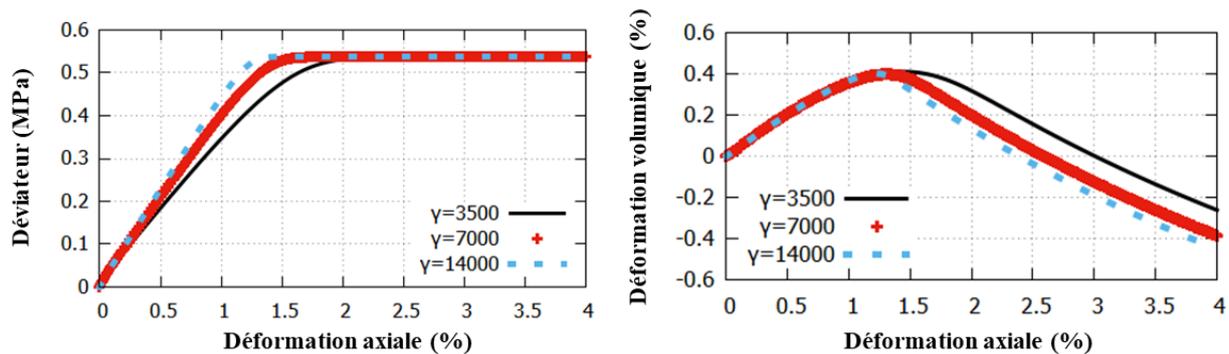


Figure 2.54 : Effet du paramètre  $\gamma$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

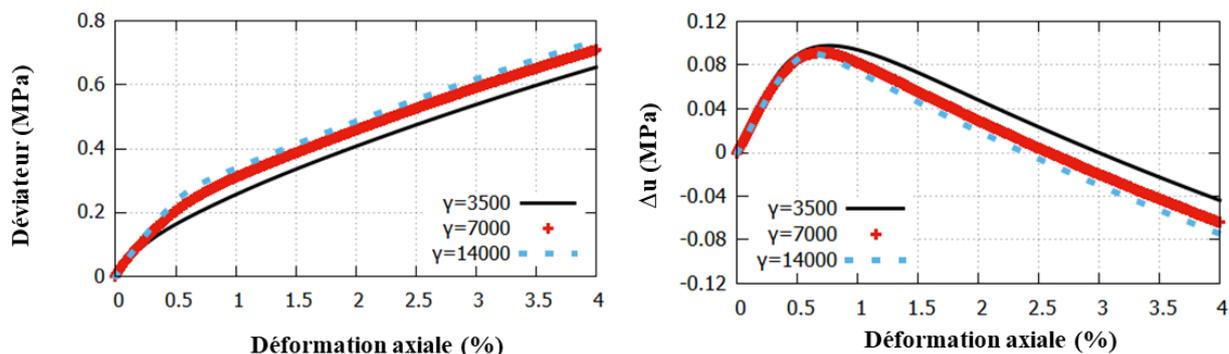


Figure 2.55 : Effet du paramètre  $\gamma$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

### 2.4.3.4. Paramètres de la loi d'écoulement

#### 2.4.3.4.1. Angle caractéristique $\varphi_{car}$

Les figures 2.56 et 2.57 illustrent l'influence de l'angle caractéristique  $\varphi_c$ , en condition drainée et non drainée respectivement. Elle est qualitativement similaire dans les deux modèles H1 et H2.

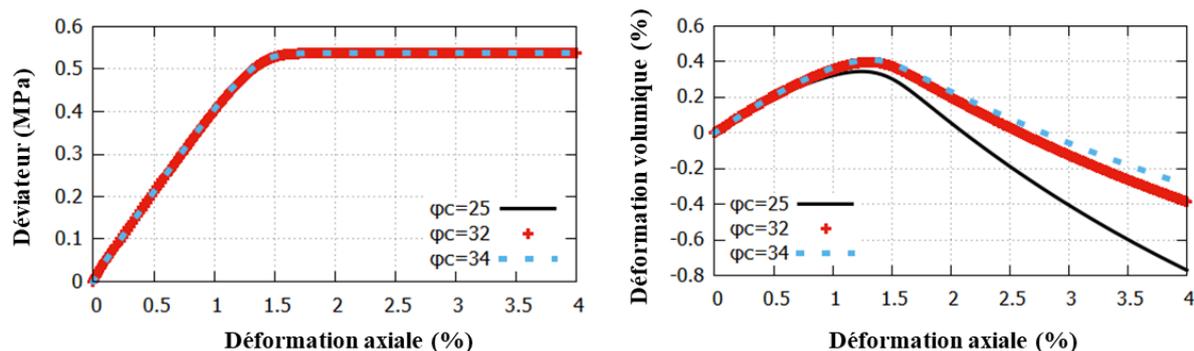


Figure 2.56 : Effet de l'angle  $\varphi_c$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

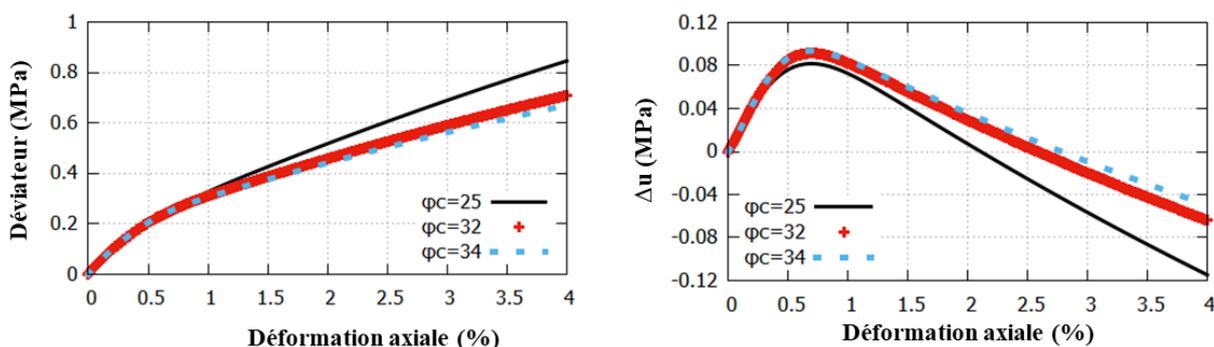


Figure 2.57 : Effet de l'angle  $\varphi_c$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

#### 2.4.3.4.2. Paramètre $\alpha_0$

Les figures 2.58 et 2.59 illustrent l'influence du paramètre  $\alpha_0$  en condition drainée et non drainée respectivement. Elle est qualitativement similaire dans les deux modèles H1 et H2.

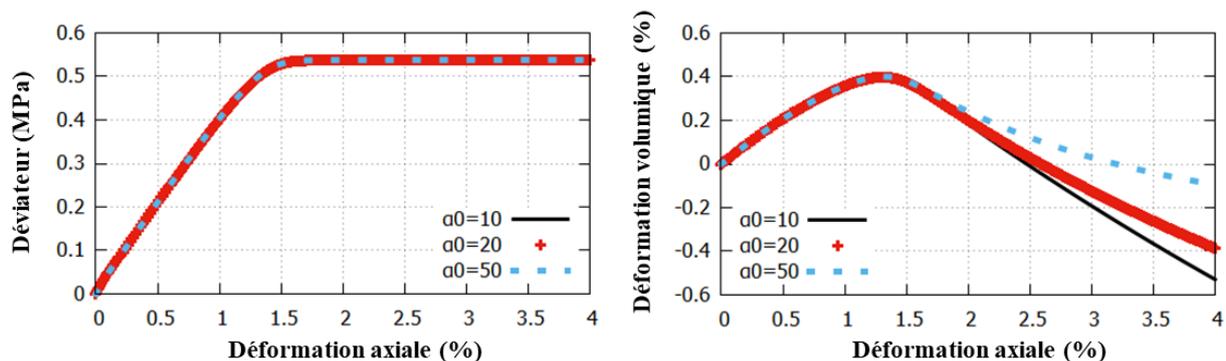


Figure 2.58 : Effet du paramètre  $\alpha_0$  sur les résultats d'un essai triaxial drainé avec le modèle H2

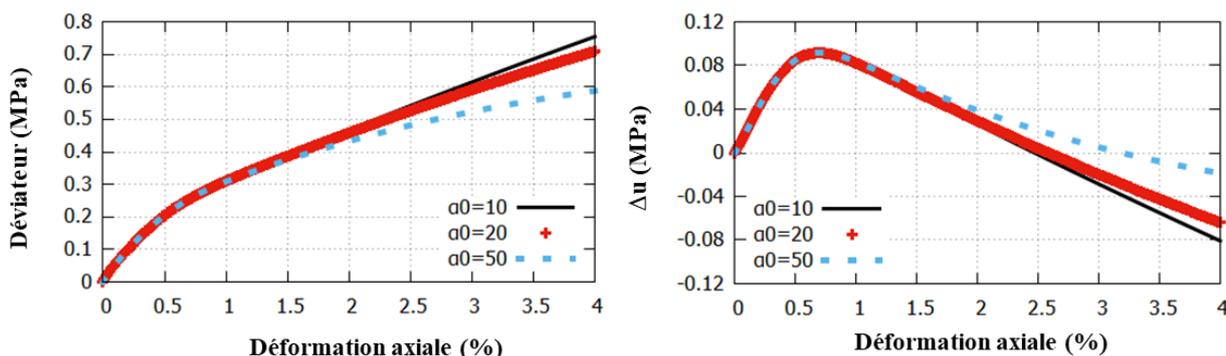


Figure 2.59 : Effet du paramètre  $\alpha_0$  sur les résultats d'un essai triaxial non drainé avec le modèle H2

#### 2.4.4. Identification individuelle de chaque paramètre

Pour déterminer les paramètres du modèle H2, on peut suivre la même méthodologie que pour le modèle H1. Le paramètre  $\gamma$  de la loi d'écrouissage peut être déterminé par calage sur la courbe déformation axiale-déviateur au cours d'un essai triaxial drainé, comme le paramètre  $b$  dans le modèle H1.

A titre d'exemple, une tentative pour caler le modèle H2 sur les résultats des essais B1, B2 et B3 du chantier de Créteil l'Echat est présentée sur la figure 2.60.

Pour les paramètres élastiques  $E$  et  $\nu$ , on utilise les mêmes valeurs que pour le modèle H1. Le paramètre  $\gamma$  joue un rôle analogue à celui du paramètre  $b$  dans le modèle H1. Il est choisi pour modéliser au mieux la variation de la rigidité sur les courbes déviateur-déformation axiale.

L'incrément de déformation volumique plastique est défini par l'expression de  $G_v$  donnée par 2.70. On peut remarquer à partir de cette expression que l'état caractéristique n'est plus défini par  $M_c$  et l'angle  $\varphi_{car}$ . Ces paramètres ne peuvent plus être facilement déterminés, ce qui constitue un obstacle important à l'utilisation du modèle.

Le paramètre  $\varphi_{car}$  est alors choisi pour rendre compte de manière globale des déformations volumiques observées. La méthodologie pour déterminer les paramètres du modèle H2 est alors moins claire que la détermination des paramètres du modèle H1.

Le tableau 2.9 présente les paramètres utilisés pour le modèle H2 pour modéliser les essais triaxiaux B1, B2 et B3. La figure 2.60 présente les résultats obtenus pour trois contraintes de confinement.

Tableau 2.9 : Paramètres utilisés pour le modèle H2 pour modéliser les essais B1, B2 et B3

		$\sigma_c$	$E$	$\nu$	$\varphi_0$	$c$	$\varphi_{ult}$	$\alpha_0$	$\varphi_{car}$	$\gamma$
		kPa	MPa	-	°	kPa	°	-	°	-
<b>Essais B</b>	1	150	45	0,2	7	10	35	1	40	300
	2	250	70	0,2	7	10	35	1	45	250
	3	400	107	0,2	7	10	35	1	50	200

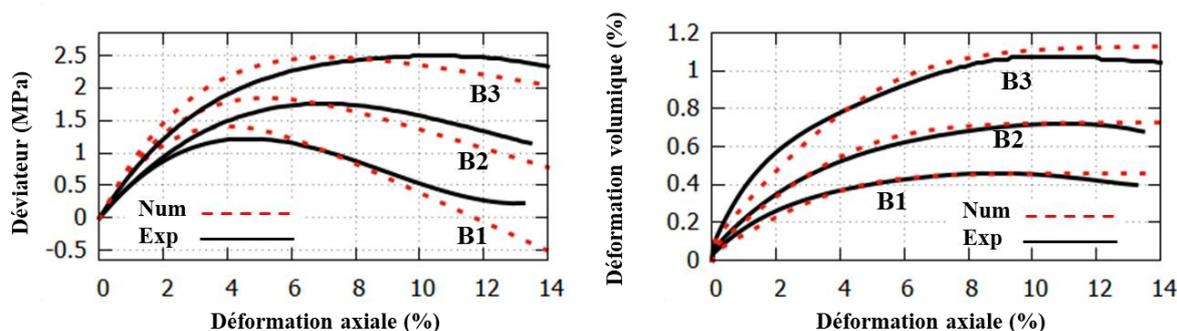


Figure 2.60 : Calage du modèle H2 sur les essais B1, B2 et B3

## 2.4.5. Implémentation du modèle dans le code de CESAR

Pour l'implémentation du modèle H2 dans le code de calcul par éléments finis CESAR, comme pour le modèle H1, on intervient principalement dans la partie du code qui traite l'intégration locale du modèle de comportement au niveau du point d'intégration.

On a introduit une routine spécifique pour le calcul du critère et de ses dérivées partielles (routine POTH2, appelée pour ICRIT=38, pour laquelle l'utilisateur doit fournir les valeurs de  $R_0$ ,  $c$  et  $\varphi_{ult}$ ) et une routine pour calculer les fonctions  $G_v$  et  $G_d$  qui caractérisent la loi d'écoulement (routine POTSHH2, appelée pour ICRIT=39, pour laquelle on utilise les paramètres  $c$ ,  $\varphi_{ult}$ ,  $\varphi_c$  et  $\alpha_0$ )

Le traitement de la loi d'écrouissage est un peu plus complexe que pour le modèle H1. La loi utilise un seul paramètre supplémentaire  $\gamma$ , mais la programmation doit gérer le stockage de la variable d'écrouissage tensorielle  $\bar{A}$  (symétrique et d'ordre 2) et de la déformation déviatorique plastique. Le module d'écrouissage, calculé par la routine H000, est donné par :

$$d\lambda H = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = -\frac{\partial f}{\partial A_{ij}} dA_{ij} = -\frac{\partial f}{\partial A_{ij}} d\lambda H_{ij} \quad (2.72)$$

$$\frac{\partial f}{\partial A_{ij}} = \frac{\partial f}{\partial q^l} \frac{\partial q^l}{\partial A_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial p^l} \frac{\partial p^l}{\partial A_{ij}} = -\frac{3p^l s_{ij}^l}{2q^l} - R_0 \frac{\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}}{3} \quad (2.73)$$

ce qui conduit à :

$$H = -\frac{\partial f}{\partial A_{ij}} H_{ij} = \left[ -\frac{3p^l s_{ij}^l}{2q^l} - R_0 \frac{\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}}{3} \right] [\gamma (1 - E F) s_{ij}^l] \quad (2.74)$$

Comme le modèle H1, les calculs avec le modèle H2 sont réalisés avec une procédure de sous-incrémentation locale lors de l'intégration du modèle de comportement ; le problème de projection sur la pointe est traité de la même manière que pour le modèle H1.

### 2.4.6. Application à des chemins de contraintes en extension

L'une des motivations de l'introduction du modèle H2 est de rendre compte d'une rigidité apparente différente en compression et en extension, en espérant mieux reproduire les déplacements du fond de fouille. Dans cette section, on présente des simulations d'essais triaxiaux avec le même jeu de paramètres, donnés dans le tableau 2.10, pour deux états de contraintes initiaux tels que :  $K_0=1$  (test 1) et  $K_0=0,5$  (test 2).

Tableau 2.10 : paramètres de référence pour les calculs des essais triaxiaux drainés et non drainés

<b>E</b>	<b>v</b>	<b>R<sub>0</sub></b>	<b>c</b>	<b>φ<sub>ult</sub></b>	<b>φ<sub>c</sub></b>	<b>α</b>	<b>γ</b>
MPa	-		kPa	°	°	-	-
50	0,3	0,1	0	35	32	10	4500

Pour tous les essais, on présente dans les figures suivantes les courbes suivantes : contrainte moyenne-déviateur, déformation axiale-déviateur, déformation axiale-déformation volumique (essai drainé), déformation axiale-surpression interstitielle (non drainé), déformation axiale (échelle logarithmique)-rigidité sécante. La rigidité sécante  $E_s$  est donnée par :

$$E_s = \frac{q - q_0}{\varepsilon_a} \quad (2.75)$$

Le test 1 correspond à une contrainte initiale isotrope égale à 200 kPa. Pour le test 2, la contrainte verticale initiale est égale à 200 kPa et la contrainte horizontale est constante, égale à 100 kPa.

En partant d'un état initial isotrope ( $K_0=1$ ), on a au début du régime plastique la même variation de rigidité pour les deux essais triaxiaux en compression (augmentation de la contrainte verticale) et en extension (diminution de la contrainte verticale). En compression, le sol présente un comportement plus contractant. En partant d'un état initial anisotrope avec une contrainte axiale supérieure à la contrainte radiale ( $K_0=0,5$ ), le sol présente une rigidité sécante plus grande en extension au moins pour des déformations axiales assez faibles (figure 2.63) : c'est le but de la formulation proposée. D'autre part, les courbes suivantes illustrent la richesse du modèle, qui produit des comportements variés en fonction des conditions d'essais. On observe en particulier que le comportement du sol est plus contractant en extension qu'en compression, ce qui peut jouer un rôle sur les déformations calculées au fond de fouille dans un problème d'excavation.

Pour les grandes déformations, la rigidité sécante est plus grande en compression parce que  $R_f$  est plus élevé qu'en extension. En compression, le sol présente un comportement plus dilatant qu'en extension car le sol atteint le critère de rupture plus tôt et le comportement tend vers une stabilisation des déformations volumiques dans le cas d'un essai drainé ou de la surpression interstitielle dans le cas d'un essai triaxial non drainé.

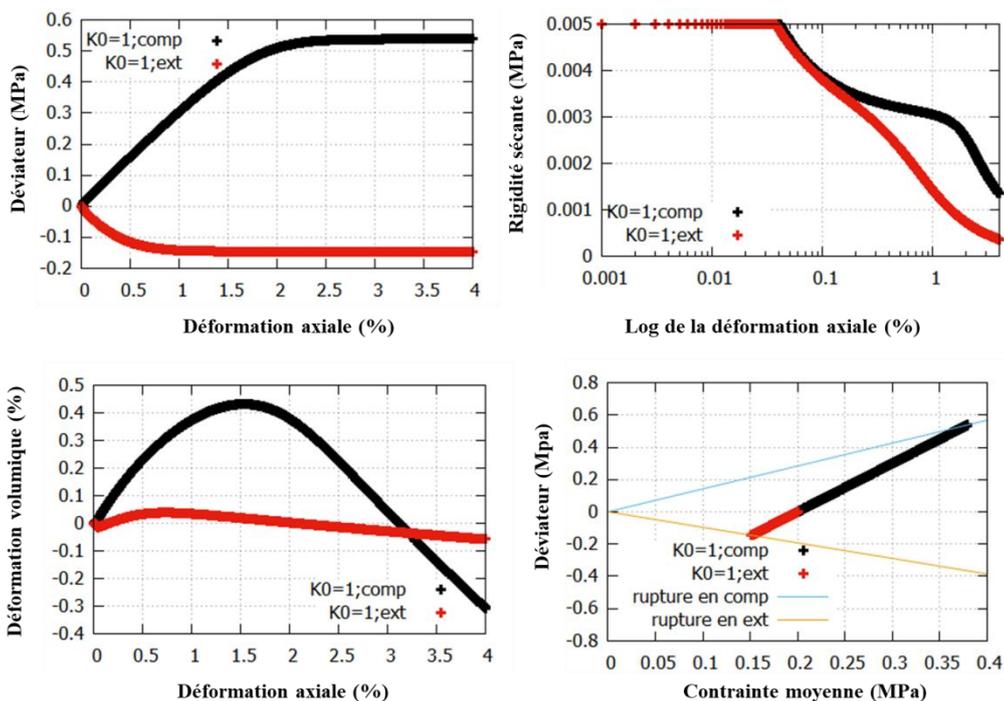


Figure 2.61 : Essai triaxial drainé  $K_0=1$

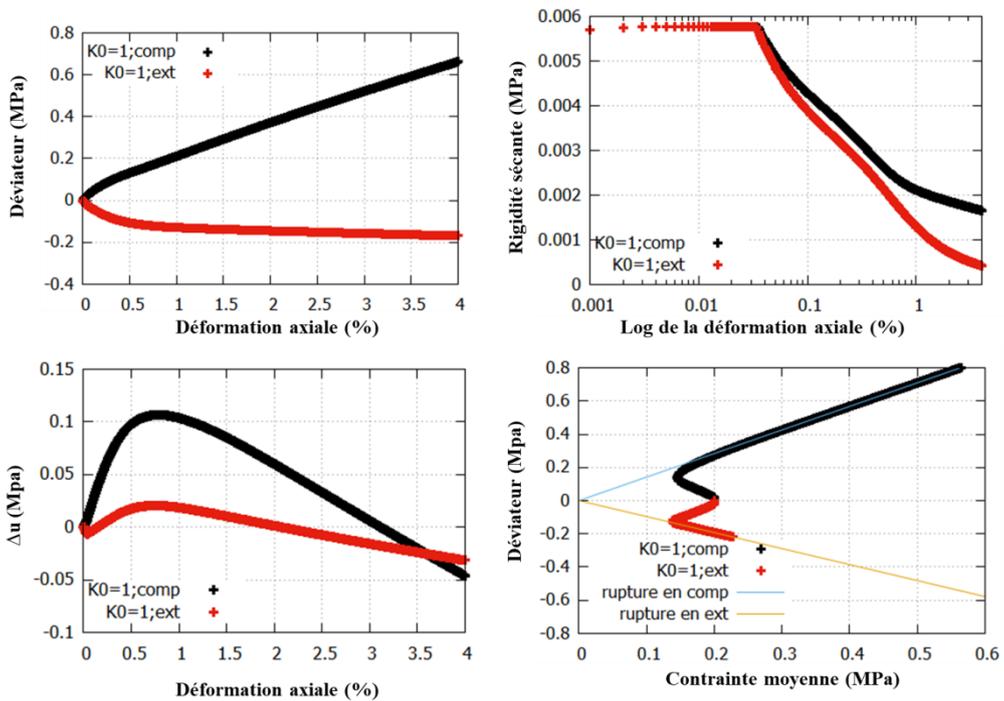


Figure 2.62 : Essai triaxial non drainé  $K_0=1$

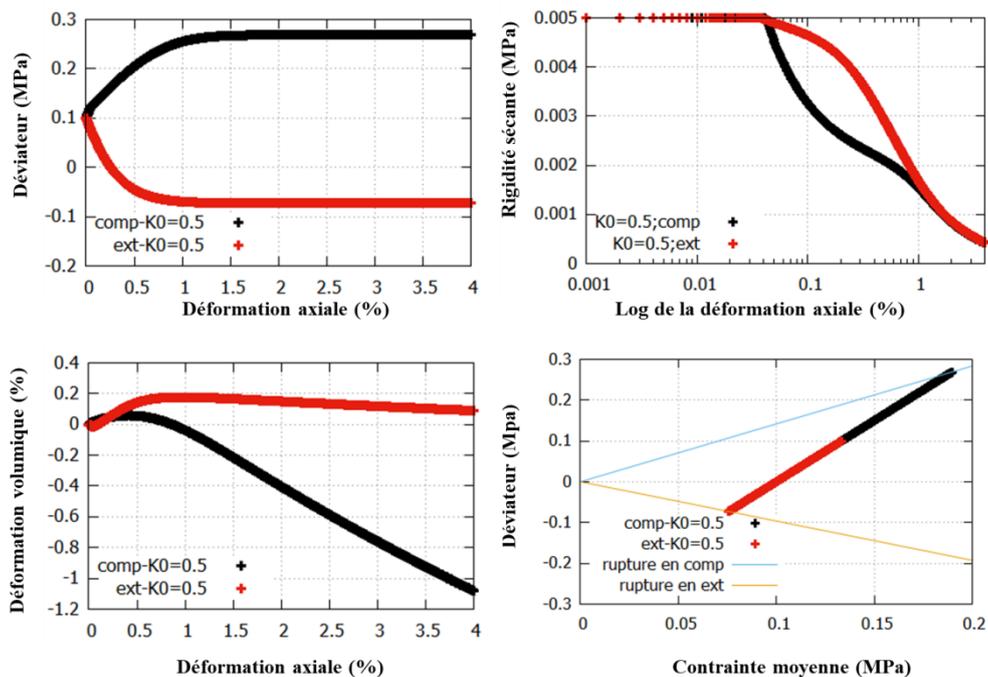


Figure 2.63 : Essai triaxial drainé  $K_0=0,5$

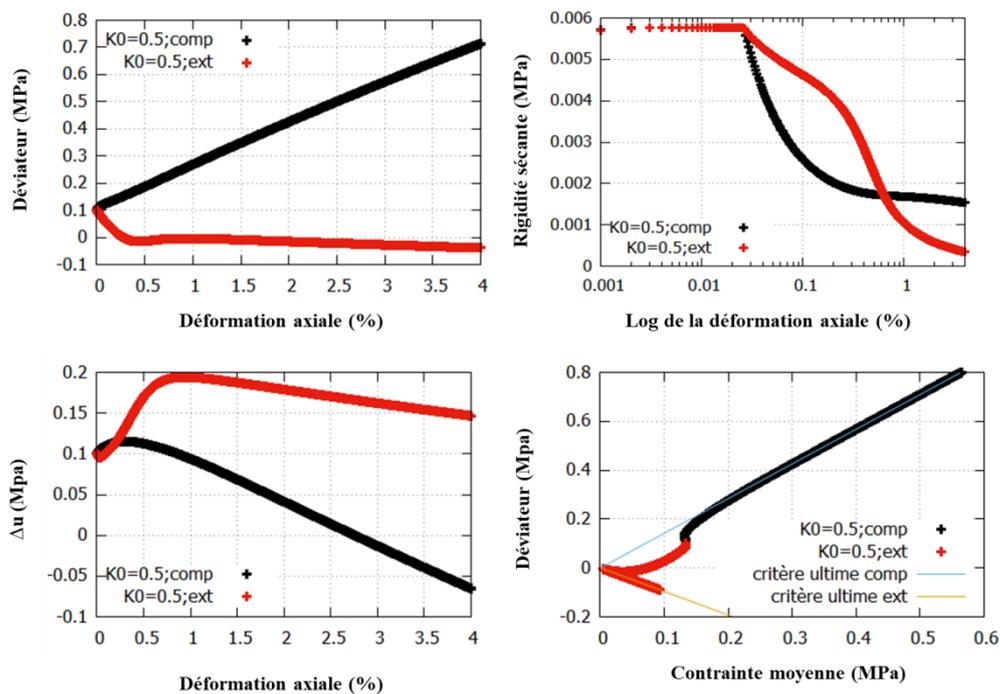


Figure 2.64 : Essai triaxial non drainé  $K_0=0,5$

## 2.5. Conclusion

Ce chapitre présente deux modèles de comportement élastoplastiques à un mécanisme, adaptés de modèles existants dans la littérature. Ces modèles, appelés H1 et H2, sont caractérisés par la combinaison d'une loi d'érouissage et d'une loi d'écoulement permettant de générer un comportement contractant dans le domaine plastique. Cette caractéristique devrait contribuer à limiter les soulèvements dans les calculs d'excavation.

Les principes de la démarche d'identification des paramètres des modèles sont ensuite exposés, et on présente une étude paramétrique de l'effet de chaque paramètre du modèle dans le cas des essais triaxiaux. On a ensuite cherché à caler les paramètres de la loi sur des résultats d'essais expérimentaux, certains ayant été réalisés dans le cadre de cette thèse (ceux réalisés sur les échantillons du chantier de la gare de Vitry Centre du Grand Paris Express).

Enfin, on a présenté l'implémentation des modèles dans le code et les routines principalement concernées, on a validé la programmation dans CESAR par comparaison avec une résolution avec Excel pour des essais triaxiaux drainés et triaxiaux non drainés, et on a discuté certains aspects particuliers de l'intégration locale du comportement, en montrant en particulier l'intérêt d'une procédure utilisant une sous-incrémentation de la déformation locale.

Il est donc possible de tester les idées ayant conduit au choix de ce type de modèle pour la modélisation des excavations. C'est l'objet des chapitres suivants.

## **Chapitre 3**

# **Application à une excavation réelle dans les sables de Berlin**

---

## 3.1. Introduction

Pour valider les modèles numériques et améliorer leur fiabilité, il est très utile de s'appuyer sur des cas d'ouvrages instrumentés, si possible ayant fait l'objet de modélisations qui peuvent servir de référence. Ces cas doivent présenter une complexité comparable à celle de projets réels et une connaissance détaillée des conditions de sol. Dans cette optique, la profession organise régulièrement des exercices de modélisation, ou « benchmarks », destinés à montrer les capacités de la modélisation en géotechnique, à mettre en lumière les pièges possibles, et à fournir des recommandations pratiques pour l'utilisation des modèles numériques. Ce chapitre fournit une analyse numérique d'un projet réel d'excavation dans les sables de Berlin, présenté en détail dans le cadre d'un exercice de prévision défini par le groupe de travail AK 1,6 "Méthodes numériques en géotechnique" de la Société allemande de géotechnique (DGGT), et présenté dans (Schweiger, 2002a, 2002b).

L'exercice a donné lieu à des modélisations avec différents types de modèles de comportement. Il a montré que le Hardening Soil Model permet d'obtenir des résultats satisfaisants et peut être utilisé comme base de comparaison.

Dans ce chapitre, on présente des calculs par éléments finis réalisés avec une version du logiciel CESAR dans laquelle nous avons programmé les deux modèles H1 et H2. Le premier paragraphe présente le projet étudié et différents aspects de la modélisation du projet. Dans le deuxième paragraphe, une analyse numérique avec quatre modèles est présentée : H1, H2, HSM et ELMC. Le modèle HSM utilisé dans la comparaison correspond à la version disponible dans CESAR, dans laquelle le deuxième mécanisme volumique n'est pas pris en compte.

On concentre la discussion dans la suite sur le modèle H1. Une analyse détaillée est présentée pour identifier les parties et les paramètres du modèle qui interviennent principalement dans l'estimation des déplacements.

On observe également que la modélisation des phases de rabattement a une grande influence sur la cuvette de tassement derrière l'écran, ce qui nous conduit à apporter une attention particulière à la modélisation des phases de rabattement et leurs effets sur l'estimation des déplacements.

## 3.2. Présentation du projet

### 3.2.1. Géométrie, maillage et hypothèses

L'exercice consiste à modéliser une excavation de 16,8 m de profondeur en quatre phases. La paroi est soutenue par trois niveaux de tirants. La figure 3.1 présente la géométrie du problème.

Dans l'exercice de prévision, l'extension latérale du domaine modélisé est fixée à 120 m, ce qui correspond à 4 fois la largeur de l'excavation, et l'extension verticale est fixée à 68 m, soit deux fois la profondeur du mur.

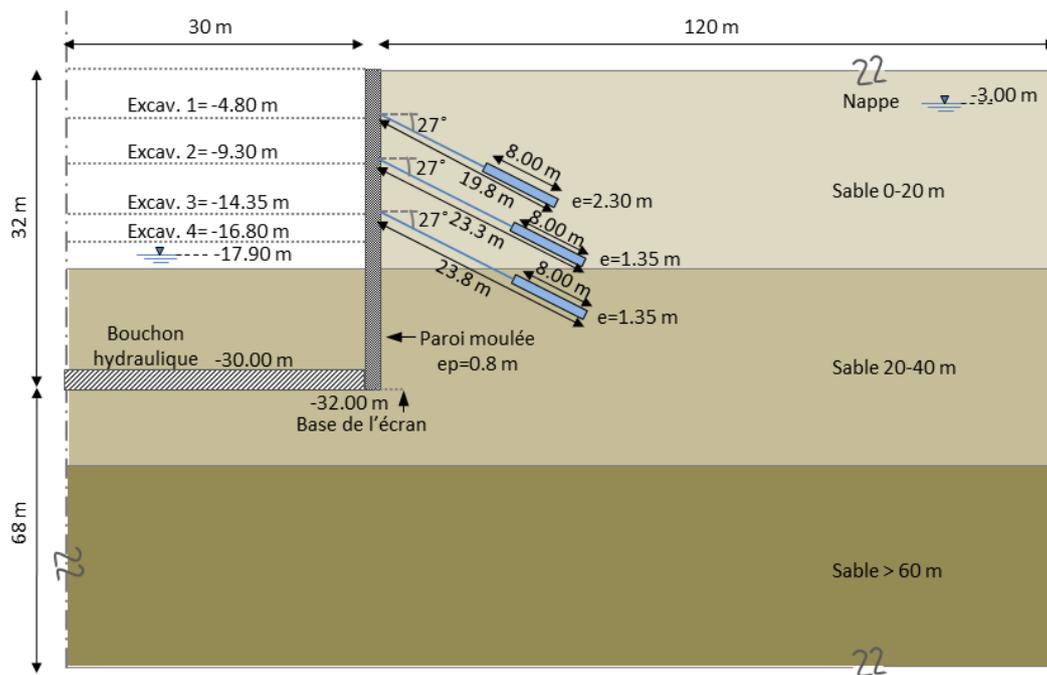


Figure 3.1 : Coupe de l'excavation (Schweiger, 2002a)

Dans les calculs CESAR présentés ici, le maillage (figure 3.2) est constitué de 5600 éléments quadratiques et 11000 nœuds environ ; il a été affiné au voisinage de l'écran.

Les conditions aux limites bloquent les deux composantes du déplacement sur la base du maillage et le déplacement horizontal à gauche et à droite.

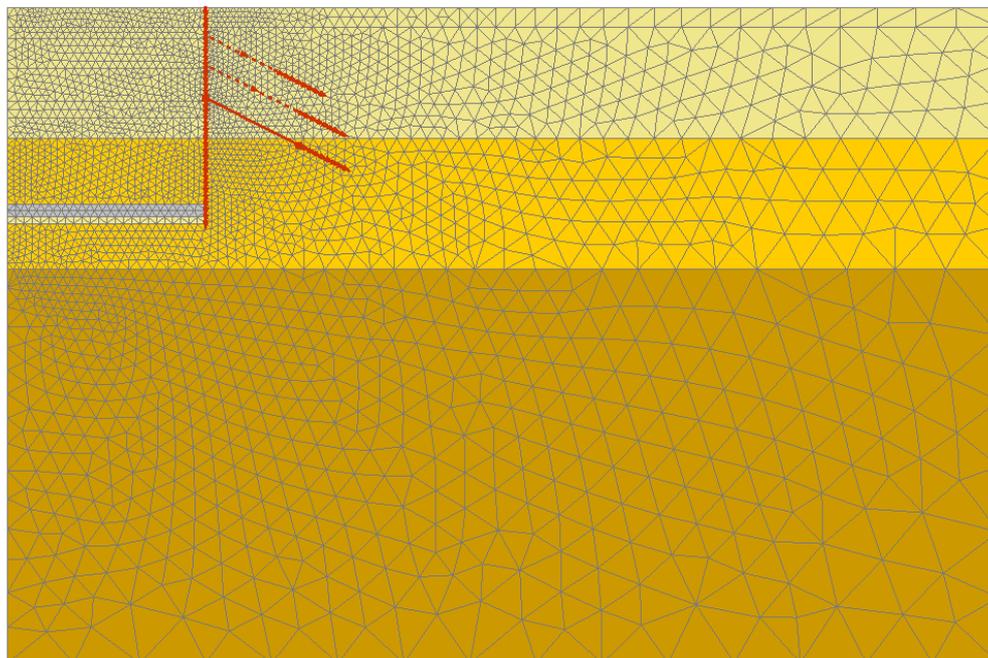


Figure 3.2 : Maillage adopté pour l'analyse numérique dans CESAR

Dans un premier temps, des calculs sont réalisés avec le modèle HSM. La comparaison avec la solution de référence présentée par Schweiger (2002b) permet de valider la méthode de modélisation de différentes phases du projet et de vérifier que la différence entre le modèle original et la version implantée dans CESAR n'a pas d'influence pour le problème étudié.

On adopte les mêmes hypothèses que celles retenues pour établir la solution de référence :

- le calcul est fait en déformations planes ;
- l'écran de soutènement est modélisé en élément de poutres ;
- la phase d'installation de l'écran n'est pas modélisée (méthode « WIP » pour « wished in place ») ;
- des éléments d'interface sont introduits entre l'écran et le sol ;
- un bouchon hydraulique est présent en pied de paroi. Il a les mêmes caractéristiques mécaniques que le sol, et ne joue donc pas de rôle de butonnage ;
- un rabattement de nappe est effectué avant chaque phase d'excavation en tenant compte du bouchon hydraulique ;
- les tirants sont modélisés avec des éléments de barre (sans raideur en flexion), en deux parties : une partie libre et une partie scellée, avec prise en compte d'un effort de précontrainte.

### 3.2.2. Les différentes phases du calcul

Le calcul est divisé en 13 phases de calcul présentées dans le tableau 3.2. Pour la phase 1, nous n'avons pas modélisé les phases d'installation de la paroi (excavation sous boue, coulée du béton et prise), mais on a pris en compte la différence entre le poids du béton et celui du poids du sol en place, comme dans la solution de référence.

Tableau 3.1 : Phases de calcul pour modéliser l'excavation dans les sables de Berlin

Numéro de la phase	Description et commentaires
<b>Phase 0</b>	initialisation des contraintes, supposées géostatiques : $\sigma_v = \gamma z$ , $\sigma_h = K_0 \gamma z$ avec $K_0 = 1 - \sin \varphi$
<b>Phase 1</b>	activation de la paroi
<b>Phase 2</b>	rabattement de la nappe à -4,9 m
<b>Phase 3</b>	excavation jusqu'à -4,8 m de profondeur
<b>Phase 4</b>	activation du tirant 1 au niveau -4,3 m en tenant compte de la précontrainte
<b>Phase 5</b>	rabattement de la nappe à un niveau de -9,4 m
<b>Phase 6</b>	excavation jusqu'à -9,3 m de profondeur
<b>Phase 7</b>	activation du tirant 2 au niveau -8,8 en tenant compte de la précontrainte
<b>Phase 8</b>	rabattement de la nappe à un niveau de -14,5 m
<b>Phase 9</b>	excavation jusqu'à -14,35 de profondeur
<b>Phase 10</b>	activation du tirant 3 au niveau -13,85 en tenant compte de la précontrainte
<b>Phase 11</b>	rabattement final de la nappe à un niveau de -17,9 m
<b>Phase 12</b>	excavation finale à -16,8 m

### 3.3. Modèles et paramètres pour les différents éléments de la modélisation

#### 3.3.1. Paroi et tirants

La paroi est modélisée par des éléments de poutre et les tirants par des éléments de barre (éléments unidimensionnels fonctionnant en traction-compression). Un comportement élastique linéaire est retenu pour la paroi et les tirants. Les dimensions et les paramètres de la paroi sont présentés dans le tableau 3.2. Les caractéristiques des tirants, avec l'effort de précontrainte P pour chaque niveau d'ancrage, sont données dans le tableau 3.3.

Tableau 3.2 : Caractéristiques de la paroi

EA	EI	$\gamma$	E	$\nu$	Epaisseur	Hauteur
kN/m	kN.m <sup>2</sup> /m	kN/m <sup>3</sup>	kPa	-	m	m
2,4.10 <sup>7</sup>	1,28.10 <sup>6</sup>	24	30.10 <sup>6</sup>	0,15	0,8	32

Tableau 3.3 : Caractéristiques des ancrages

	Partie libre		Partie scellée		Angle	Longueur totale	Longueur scellée	Espace-ment	P
	E	A	A						
Unité	kPa	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m		°	m	m	m	kN
Lit 1	210.10 <sup>6</sup>	5,94	23,42		27	19,8	8	2,3	768
Lit 2	210.10 <sup>6</sup>	11,35	40		27	23,3	8	1,35	945
Lit 3	210.10 <sup>6</sup>	11,35	40		27	23,8	8	1,35	980

#### 3.3.2. Couches de sols

L'identification des paramètres nécessaires pour l'analyse numérique, à partir des données expérimentales, n'est pas une tâche facile. La procédure à suivre dépend fortement du modèle de comportement utilisé. Le dossier de l'exercice ne fournissait pas de résultats d'essais pour déterminer les paramètres des modèles, mais seulement des données limitées sur les propriétés du sable de Berlin, ce qui pose un problème pour déterminer les paramètres du modèle H1 et H2. Dans le benchmark, des valeurs de référence, tirées de la littérature et issues de projets d'excavations réalisées dans le sable de Berlin, étaient proposées pour les modules et l'angle de frottement (Schweiger, 2002a) :

$$E_s \approx 20\,000 \sqrt{z} \text{ kPa} \text{ pour } 0 < z < 20 \text{ m}$$

$$E_s \approx 60\,000 \sqrt{z} \text{ kPa} \text{ pour } z > 20 \text{ m}$$

$$\varphi = 35^\circ (\text{Moyennement dense})$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

où  $z$  correspond à la profondeur sous la surface du terrain. Les modules  $E_s$  donnés ci-dessus correspondent à une compression oedométrique, et peuvent être utilisés pour obtenir des valeurs approximatives pour le module de Young pour des calculs avec un modèle élastique linéaire parfaitement plastique (Mohr-Coulomb) en supposant un coefficient de Poisson approprié.

D'autre part, les résultats d'essais œdométriques et d'essais triaxiaux sous une pression de confinement  $\sigma_3=100, 200$  et  $300$  kPa ont été fournis aux participants à l'exercice, mais nous n'avons pas eu accès aux rapports correspondants. Certains participants ont mis en question les modules obtenus sur la base de ces essais, qui donnent pour une pression de confinement de  $100$  kPa une valeur voisine de  $12$  MPa, et pour une pression de  $200$  kPa, une valeur d'environ  $40$  MPa. Ces valeurs ont été considérées comme trop faibles par de nombreux auteurs, et en contradiction avec les valeurs tirées de la littérature. Par exemple, Ohde (1951) donne des valeurs d'environ  $35$  à  $45$  MPa pour le module de chargement d'un sable moyennement dense à une pression de référence de  $100$  kPa. Ces problèmes de détermination des modules de rigidité appropriés pour les analyses numériques sont délicats mais présents dans de nombreuses situations dans la pratique.

Dans la solution de référence, on distingue trois couches de sable en fonction de la profondeur (de  $0$  à  $20$  m, de  $20$  à  $40$  m et au-delà de  $40$  m de profondeur). Le tableau 3.4 présente les paramètres du modèle HSM pour chaque couche dans la solution de référence. Les mêmes paramètres sont utilisés pour les calculs réalisés avec CESAR à l'exception des paramètres relatifs au mécanisme volumique. Certains de ces paramètres sont tirés de la littérature sur les sables de Berlin.

Tableau 3.4 : Paramètres du modèle HSM pour les trois couches de sol

Couche	Unité	Sable 1	Sable 2	Sable 3
<b>Profondeur</b>	M	0-20	20-40	>40
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	19	19	19
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	20	20	20
$E_{ur,ref}$	MPa	180	300	315
$E_{50,ref}$	MPa	45	75	105
$E_{oed,ref}$	MPa	45	75	105
$\nu_{ur}$	-	0,2	0,2	0,2
<b>c</b>	kPa	1	1	1
$\varphi$	°	35	38	38
$\psi$	°	5	6	6
$K_0^{NC}$	-	0,43	0,38	0,38
<b>p<sub>ref</sub></b>	kPa	100	100	100
<b>m</b>	-	0,55	0,55	0,55
<b>R<sub>f</sub></b>	-	0,9	0,9	0,9

Pour la détermination des paramètres des modèles H1 et H2, on a procédé de la manière suivante. Comme on ne dispose pas de résultats d'essais en laboratoire, on a proposé de faire

varier le module d'Young en fonction de la profondeur pour les trois couches selon l'équation :

$$E = E_0 + k < h - z >^n \quad (3.1)$$

où  $< x >$  désigne la partie positive d'un réel  $x$  :

$$< x > = (x + |x|)/2 \quad (3.2)$$

Dans la formule 3.1,  $z$  représente la coordonnée suivant la verticale ascendante ;  $h$  dépend de la couche considérée et de l'origine des coordonnées verticales.  $E$  vaut  $E_0 + k(h - z)^n$  si  $z$  est inférieur à  $h$ , et  $E_0$  au-dessus du plan d'altitude  $h$ .

Les paramètres  $E_0$ ,  $k$  et  $n$  sont calculés de telle sorte que  $E$  soit égal au module  $E_{ur}$  du modèle HSM, donné par 3.3, pour trois points de chaque couche :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (3.3)$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est pris égal au coefficient  $\nu_{ur}$  du modèle HSM. Cette valeur correspond aux valeurs utilisées généralement pour la modélisation des ouvrages qui subissent un déchargement, de l'ordre de 0,2 ou moins.

Pour les paramètres  $K_0$ ,  $\varphi_{ult}$  et  $c_{ult}$ , on a pris les mêmes valeurs que dans la solution de référence avec le modèle HSM. Pour le modèle H1, le paramètre  $R_0$  est égal à la valeur  $R_{min}$  calculé au niveau de chaque point de Gauss : autrement dit, la surface de charge est initialisée de manière que l'état initial est sur la frontière du domaine élastique.

Dans un second temps, nous avons calé les autres paramètres du modèle H1, à savoir  $b$ ,  $\varphi_c$  et  $\alpha_0$ , de manière à obtenir, pour la modélisation d'essais triaxiaux, des résultats voisins de ceux donnés par le modèle HSM, pour les paramètres de la solution de référence à mi-profondeur de chaque couche. Les états de contraintes initiaux des essais à modéliser sont considérés égaux aux états de contraintes géostatiques (tableau 3.5).

Pour le modèle H2, les mêmes paramètres sont utilisés à l'exception des paramètres  $R_0$ ,  $\varphi_c$  et  $\gamma$ . L'axe de la surface de charge est initialisé de manière à passer par l'état de contraintes initial, et le paramètre  $R_0$  est pris très faible pour que le sol se plastifie rapidement. Comme le paramètre  $b$ , le paramètre  $\gamma$  est calé sur la courbe déformation axiale-déviateur. L'angle  $\varphi_c$  est calé sur la courbe déformation axiale-déformation volumique.

Le calage sur les essais triaxiaux a donné les valeurs  $b = 0,0015$  et  $\gamma = 100\ 000$ . Avec ces valeurs, les déformations plastiques sont essentiellement dilatantes, ce qui ne permet pas de voir l'effet du comportement contractant sur les déplacements pour les calculs d'excavation. Dans les calculs d'excavation présentés ci-après, on a modifié les valeurs de ces paramètres pour que le domaine contractant ait une influence sur les résultats. Ils ont été finalement choisis de manière à trouver un bon accord avec les mesures des déplacements horizontaux de la dernière phase d'excavation, ce qui a conduit à retenir les valeurs  $b=0,015$  et  $\gamma = 15\ 000$ .

Pour le modèle H2, le paramètre  $R_0$  est aussi modifié car les essais avec une valeur très faible ont abouti à des problèmes de convergence pour les calculs d'excavation. Une même valeur de 0,15 est choisie pour les trois couches de sols. On observe que ce paramètre a une

influence sur les déplacements verticaux derrière l'écran. La valeur retenue permet d'éviter que des tassements significatifs surviennent loin de l'écran.

Le tableau 3.6 récapitule les paramètres des modèles H1 et H2 pour le calcul du projet d'excavation dans les sables de Berlin ainsi que pour la modélisation des essais triaxiaux. Compte tenu de la procédure suivie pour choisir les paramètres des modèles H1 et H2, les résultats obtenus permettent seulement de montrer l'effet de chaque partie du modèle de comportement sur les calculs des excavations et notamment l'effet de la prise en compte du mécanisme des déformations plastiques sur l'estimation des déplacements.

En dernier lieu, on a réalisé des calculs avec le modèle noté ELMC (combinant une partie élastique linéaire et le critère de rupture de Mohr-Coulomb). Ce modèle fournit un élément de comparaison pour discuter les résultats des modèles H1, H2 et HSM. Pour les calculs avec ce modèle, on a pris une variation du module de Young identique à celle utilisée avec les modèles H1 et H2 (formule 3.1) et la même valeur pour le coefficient de Poisson. Les paramètres du critère de rupture sont les mêmes que pour les modèles HSM, H1 et H2. Le tableau 3.7 récapitule les paramètres utilisés pour le modèle ELMC.

La figure 3.3 présente les résultats des essais triaxiaux modélisés avec ces paramètres pour les quatre modèles HSM, ELMC, H1 et H2. On note que les courbes déviateur-déformation axiale sont comparables, sauf pour le modèle ELMC, qui ne permet pas de représenter une diminution progressive de la raideur ; pour les déformations volumiques, ce modèle donne un comportement plus dilatant.

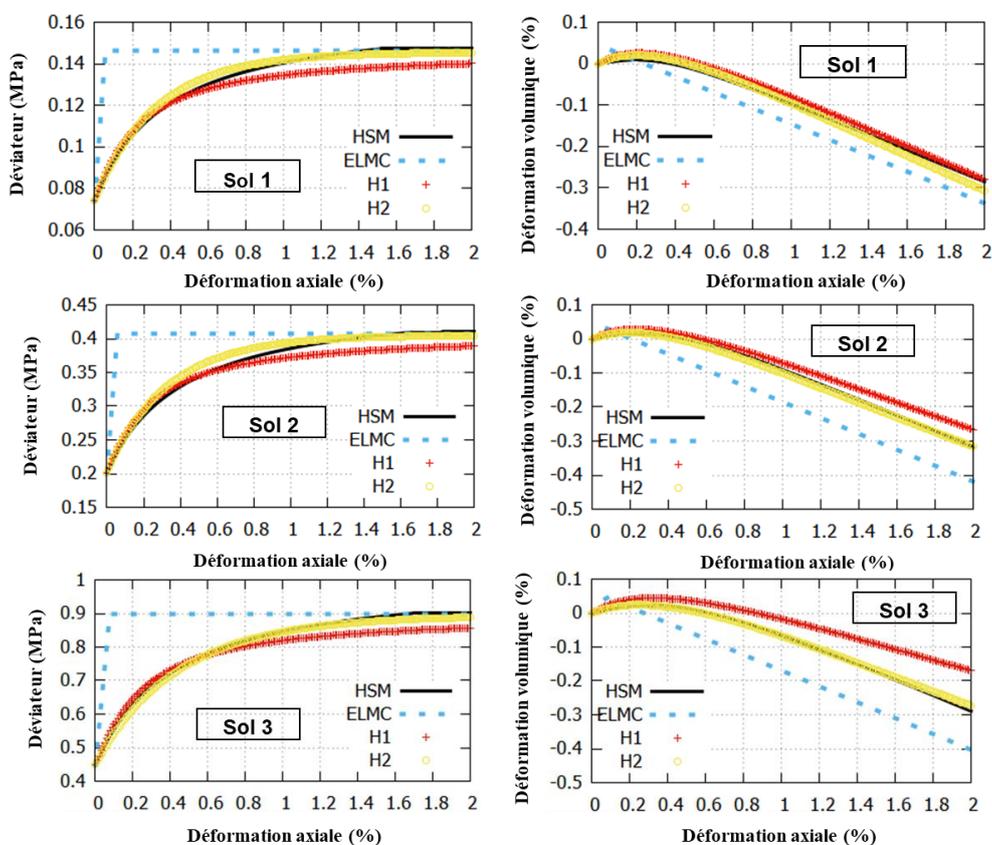


Figure 3.3 : Calage des modèles H1, H2 et ELMC sur les résultats de modélisations d'essais triaxiaux drainés avec HSM

Tableau 3.5 : Etats de contraintes initiaux et modules de déchargement (HSM) à mi-profondeur de chaque couche

	$\sigma'_1$	$\sigma'_3$	$E_{ur}$ (mi-couche)
Unité	MPa	MPa	MPa
Sable 1	127	53	128
Sable 2	327	126	360
Sable 3	727	279	588

Tableau 3.6 : Paramètres des modèles H1 et H2 pour les trois couches de sol

Couche	Unité	Sable 1	Sable 2	Sable 3
Profondeur	M	0-20	20-40	>40
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	19	19	19
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	20	20	20
$E_0$	MPa	18	280	413
$K$	MPa	34	8	8
$n$	-	0,5	0,9	0,9
$\nu_{ur}$	-	0,2	0,2	0,2
$R_0$ (H1)	-	$R_{min}$	$R_{min}$	$R_{min}$
$R_0$ (H2) triaxial	-	0,001	0,001	0,001
$R_0$ (H2) excavation	-	0,15	0,15	0,15
$K_0$	-	0,426	0,384	0,384
$c$	kPa	1	1	1
$\varphi$	°	35	38	38
$b$ (triaxial)	-	0,0015	0,0015	0,0015
$b$ (excavation)	-	0,015	0,015	0,015
$\gamma$ (triaxial)		100 000	100 000	100 000
$\gamma$ (excavation)	-	15000	15000	15000
$\varphi_c$ (H1)	°	29	32	33
$\varphi_c$ (H2)	°	43	50	50
$\alpha_0$	-	10	10	10

Tableau 3.7 : Paramètres du modèle ELMC pour les trois couches de sol

Couche	Unité	Sable 1	Sable 2	Sable 3
Profondeur	M	0-20	20-40	>40
$E_0$	MPa	18	280	413
$K$	MPa	34	8	8
$n$	-	0,5	0,9	0,9
$\nu_{ur}$	-	0,2	0,2	0,2
$c$	kPa	1	1	1
$\varphi$	°	35	38	38
$\psi$	°	5	6	6

### 3.3.3. Interface sol-paroi

A cause du contraste entre les propriétés mécaniques de la paroi et du sol, un glissement du sol contre la paroi peut se produire. Plusieurs techniques peuvent être mises en œuvre pour le décrire, mais le plus souvent on utilise des éléments spécifiquement destinés à représenter l'interface. On propose, pour la modélisation avec CESAR, de modéliser l'interface par des éléments sans épaisseur appelés « éléments joints » (Goodman et al., 1968 ; Pouya et al., 2009). Ces éléments permettent d'attribuer à l'interface une résistance au cisaillement définie par un critère de frottement de Mohr-Coulomb entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale, caractérisé par une cohésion  $c_{int}$  et un angle de frottement  $\varphi_{int}$ .

Dans les éléments de ce type, tant que la résistance du joint n'est pas atteinte, on a une relation linéaire entre le saut de déplacement entre les deux faces du joint et la contrainte dans le joint. La raideur correspondante ne s'identifie pas directement au module d'un des matériaux en contact. Lorsque les joints décrivent l'interaction entre un massif de sol et une paroi de soutènement, le déplacement relatif reste négligeable tant que la résistance de l'interface n'est pas atteinte. Il n'est donc pas nécessaire connaître la valeur précise de la raideur à condition qu'elle soit suffisamment grande, même s'il est difficile de préciser par rapport à quoi. Pour les éléments de joint dans CESAR, la raideur est calculée en fonction de la géométrie de l'élément et d'un module, qu'on recommande de prendre égal à 100 fois le module de Young du moins raide des matériaux en contact. Dans notre cas, on a choisi une valeur égale à 100 fois la valeur du module  $E_{ur,ref}$  du sol pour tous les calculs. Comme dans la solution de référence, on adopte pour l'interface des caractéristiques de résistance réduites par rapport à celles du sol, suivant :

$$c_{int} = 0,8 c_{sol} \quad (3.4)$$

$$\tan \varphi_{int} = 0,8 \tan \varphi_{sol} \quad (3.5)$$

Les éléments de joint permettent aussi de prendre en compte une résistance à la traction ; elle est fixée ici à une valeur très grande, de manière à éviter un décollement d'interface qu'on ne juge pas réaliste pour le problème étudié. Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau 3.8.

La documentation de CESAR recommande de prendre un angle de dilatance nul dans les éléments de joint, sauf si la dilatance des joints joue un rôle spécifique, et bien identifié expérimentalement (Bourgeois, 2018).

Tableau 3.8 : Caractéristiques des éléments joints avec les modèles HSM, H1, H2 et ELMC

		$E_{int}$	$c_{int}$	$\varphi$	$\psi$	$R_{inter}$	$R_{traction,inter}$
Unité		MPa	kPa	°	°	-	MPa
<b>Niveau 1</b>	0-20 m	18 000	0,8	29,3	0	0,8	10
<b>Niveau 2</b>	20-32 m	30 000	0,8	32	0	0,8	10

### 3.4. Discussion des résultats

Dans cette section, on compare les résultats obtenus avec les quatre modèles de comportement ELMC, HSM, H1 et H2 pour les quatre phases d'excavation.

#### 3.4.1. Analyse des déplacements

##### 3.4.1.1. Déplacements horizontaux de la paroi

La figure 3.4 présente le déplacement horizontal de la paroi en fonction de la profondeur. Pour les quatre phases, les deux modèles HSM et H1 donnent des courbes des déplacements horizontaux très proches. Pour la première et la quatrième phase d'excavation, on dispose de mesures. Pour la première phase d'excavation, le modèle H2 est celui qui se rapproche le plus des mesures. Pour la dernière phase d'excavation, ce sont les modèles H1 et HSM qui donnent les résultats les plus proches des mesures. Pour la dernière phase, les déplacements sont sous-estimés par le modèle ELMC et fortement surestimés avec le modèle H2.

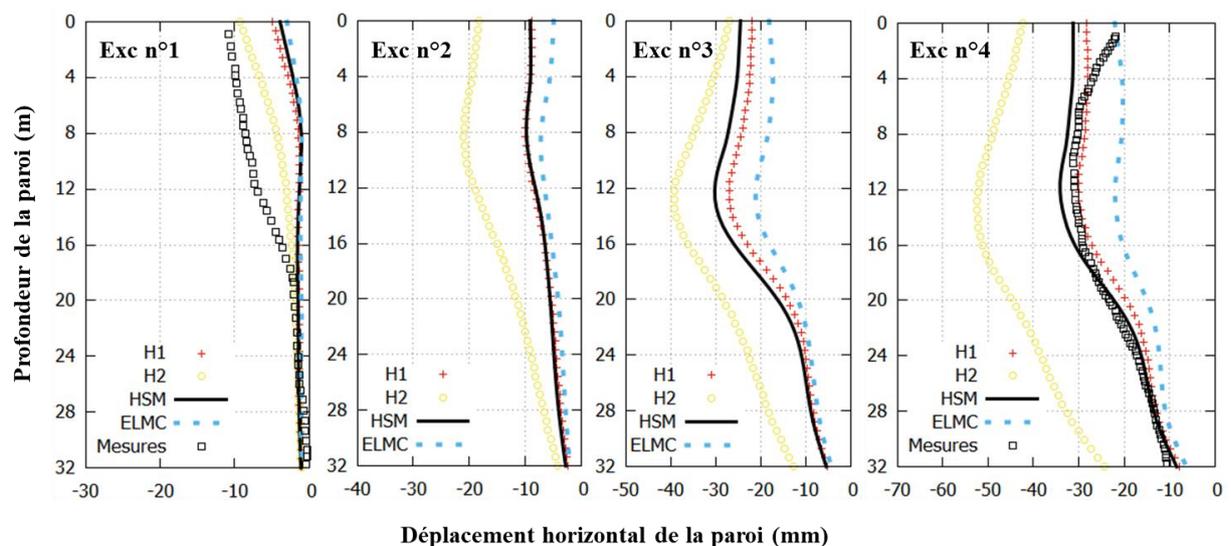


Figure 3.4 : Déplacements horizontaux pour les quatre phases d'excavation

##### 3.4.1.2. Déplacements verticaux du sol derrière l'écran

La figure 3.5 montre les déplacements verticaux de la surface du sol derrière l'écran. Pour le modèle ELMC, on observe des soulèvements derrière l'écran pour toutes les phases d'excavation. Ce soulèvement s'amortit quand on s'éloigne de la paroi. Il est expliqué par les déformations volumiques élastiques dilatantes générées par ce modèle.

Le soulèvement derrière l'écran se manifeste aussi pour les deux premières phases avec le modèle HSM, mais ce modèle donne des tassements pour les deux autres phases.

Les modèles H1 et H2 donnent des soulèvements pour la première phase, et des tassements derrière l'écran dès la deuxième phase d'excavation. Ces deux modèles donnent des tassements plus grands que ceux obtenus avec le modèle HSM.

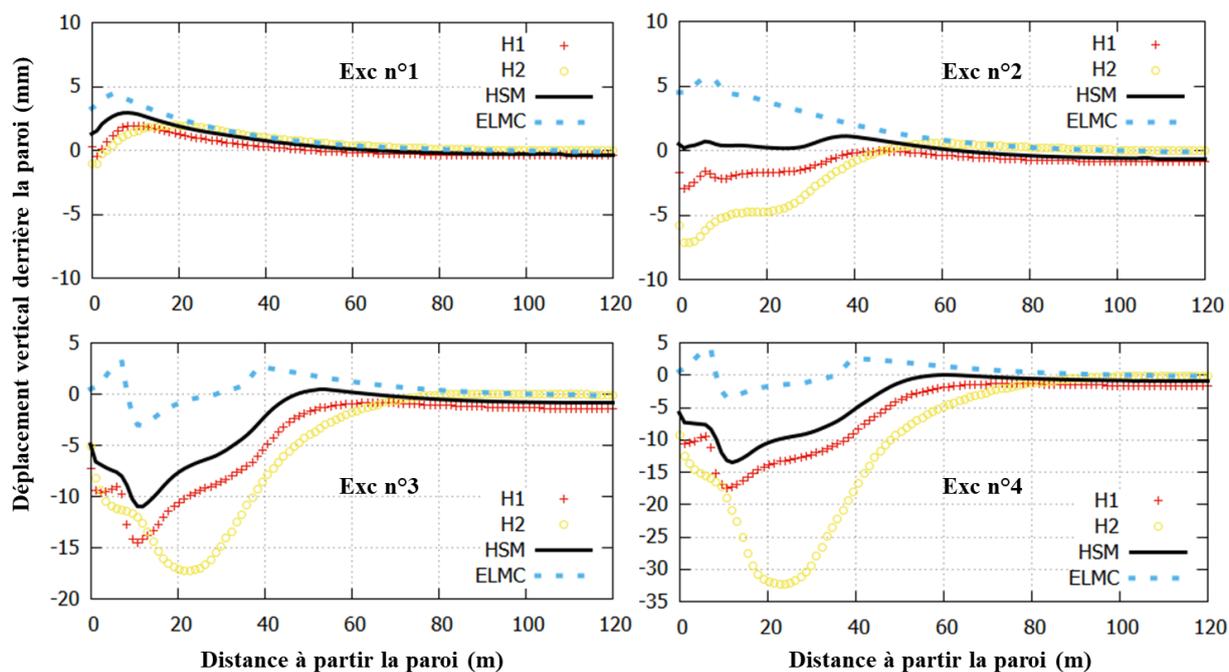


Figure 3.5 : Déplacements verticaux derrière l'écran pour les quatre phases d'excavation

### 3.4.1.3. Déplacements verticaux au fond de fouille

La figure 3.6 montre les déplacements verticaux du sol au fond de fouille. Le déchargement vertical conduit à un soulèvement du fond de fouille. Les soulèvements observés avec les quatre modèles sont proches. La variation de rigidité selon les chemins de contraintes introduite dans le modèle H2 par l'écroutissage cinématique non linéaire ne modifie pas fondamentalement les résultats.

On peut expliquer la proximité entre les résultats par le fait que le soulèvement calculé dépend de la formulation de la partie élastique du comportement, qui pour les modèles H1, H2 et ELMC est linéaire et isotrope mais fonction de la profondeur. Pour la solution de référence, la valeur du soulèvement maximum pour la dernière phase est donnée et vaut 46,6 mm. Les soulèvements maximaux obtenus avec les modèles CESAR varient entre 40 et 50 mm et sont donc en assez bon accord avec la solution de référence.

On observe à proximité de l'écran des soulèvements qui semblent peu réalistes, et qui sont plus ou moins marqués selon le modèle et la phase considérés.

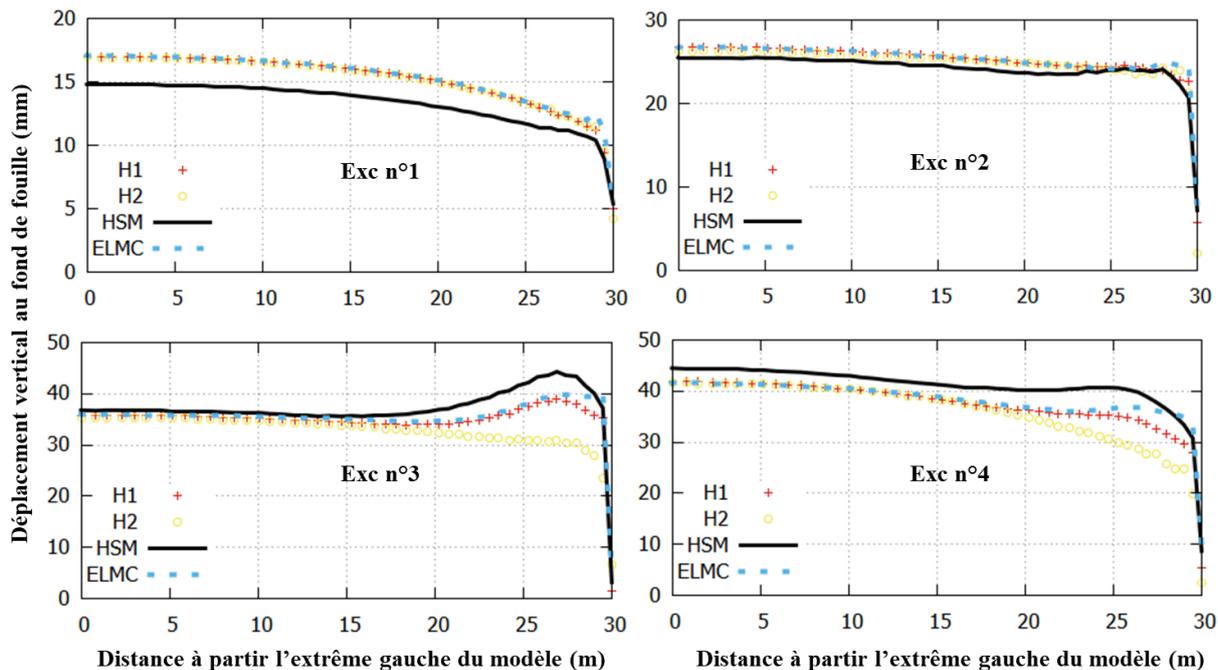


Figure 3.6 : Déplacements verticaux au niveau du fond de fouille pour les quatre phases d'excavation

### 3.4.2. Analyse des efforts

La figure 3.4 représente la distribution de moments fléchissants dans la paroi. Tous les modèles donnent des résultats comparables pour toutes les phases, même si le modèle ELMC donne des valeurs plutôt plus faibles.

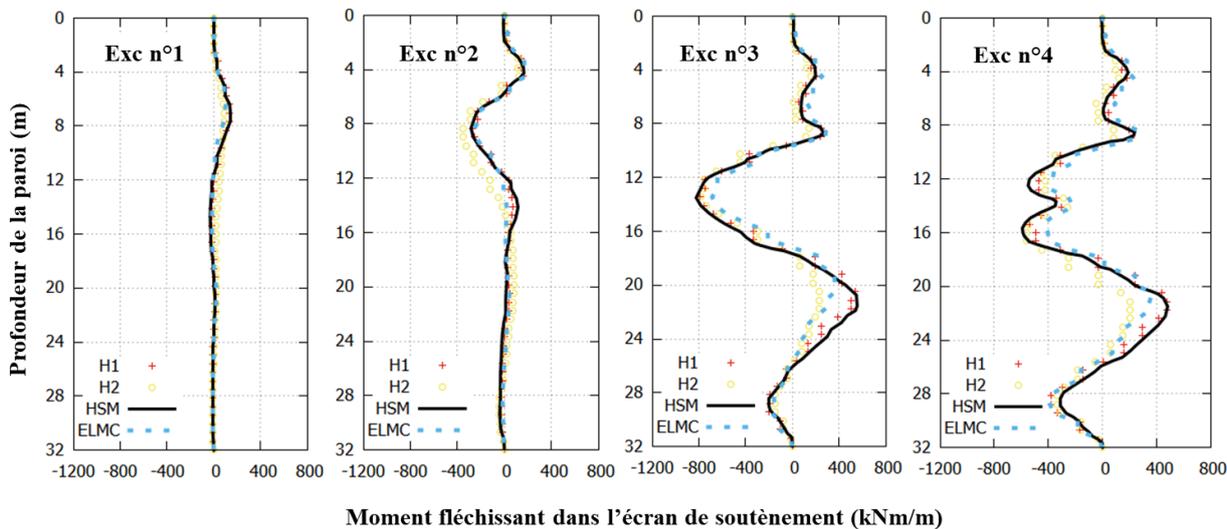


Figure 3.7 : Moments fléchissants dans l'écran pour les quatre phases

### 3.4.3. Analyse des déformations

#### 3.4.3.1. Déformations élastiques

Les figures 3.8, 3.9, 3.10 et 3.11 représentent les isovaleurs des déformations volumiques élastiques respectivement pour la première, la deuxième, la troisième et quatrième phases d'excavation. L'échelle de couleur couvre l'intervalle [0 ; 500 micro déformations], le bleu correspond au zéro et le rouge à la valeur maximale.

Avec les quatre modèles, les déformations volumiques élastiques positives (dilatantes) les plus grandes sont obtenues en dessous du fond de fouille. Elles diminuent avec la profondeur au-dessous du fond de fouille. La zone sur laquelle s'étendent ces déformations est différente d'un modèle à un autre mais qualitativement, elle concerne pratiquement tout le volume de sol au-dessous du fond de fouille. A fur et à mesure qu'on excave, ces déformations augmentent et s'étendent sur une plus grande profondeur en dessous du fond de fouille et les soulèvements au fond de fouille augmentent avec les quatre modèles de comportement. Pour la plupart des phases et tous les modèles, les déformations volumiques élastiques maximales sont observées au fond de fouille près de l'écran de soutènement, où on observe des soulèvements qui peuvent sembler peu réalistes.

On a également examiné les isovaleurs des déformations déviatoriques élastiques calculées avec les quatre modèles. Les déformations déviatoriques élastiques maximales sont observées au-dessous du fond de fouille. Derrière l'écran de soutènement, ces déformations sont plus faibles.

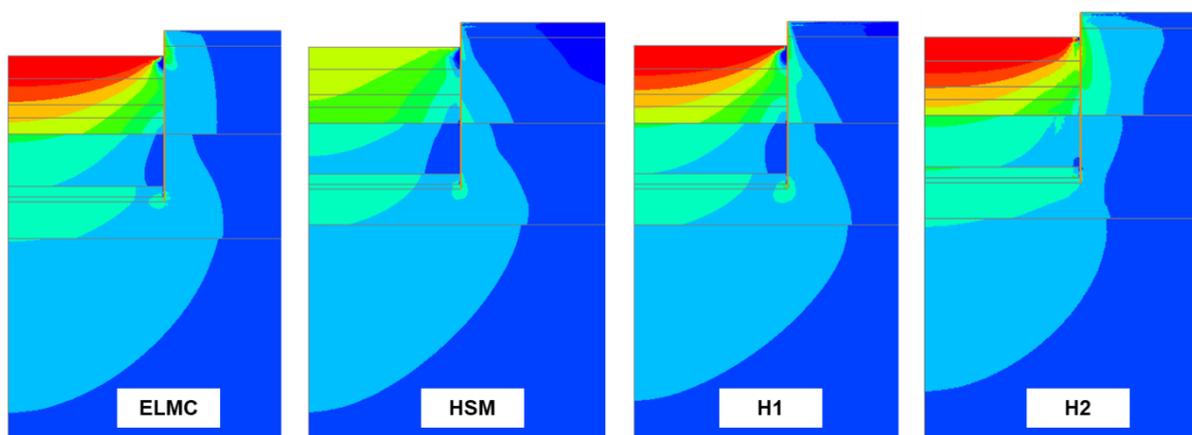


Figure 3.8 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : première phase d'excavation

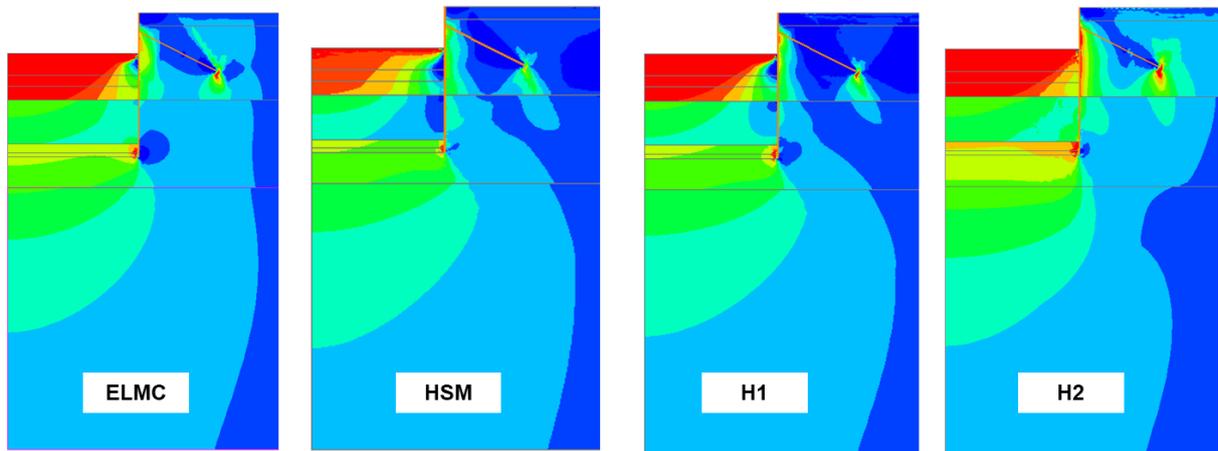


Figure 3.9 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : deuxième phase d'excavation

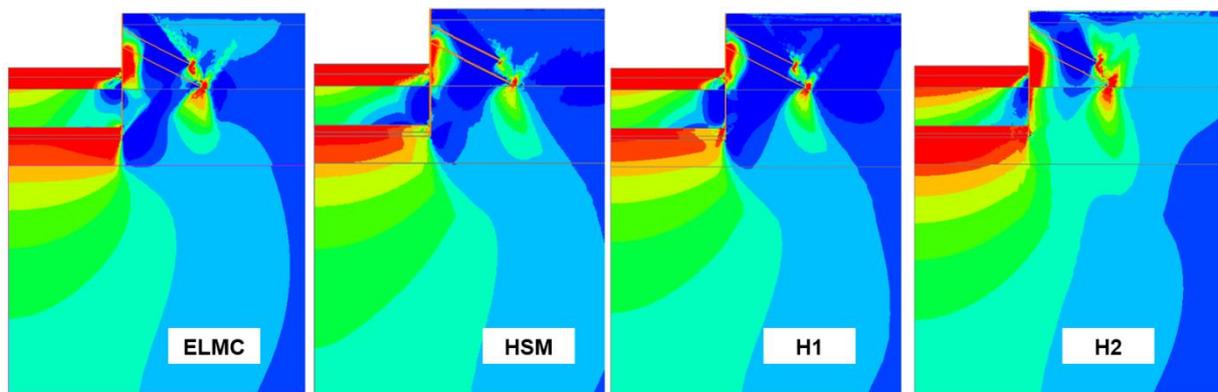


Figure 3.10 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : troisième phase d'excavation

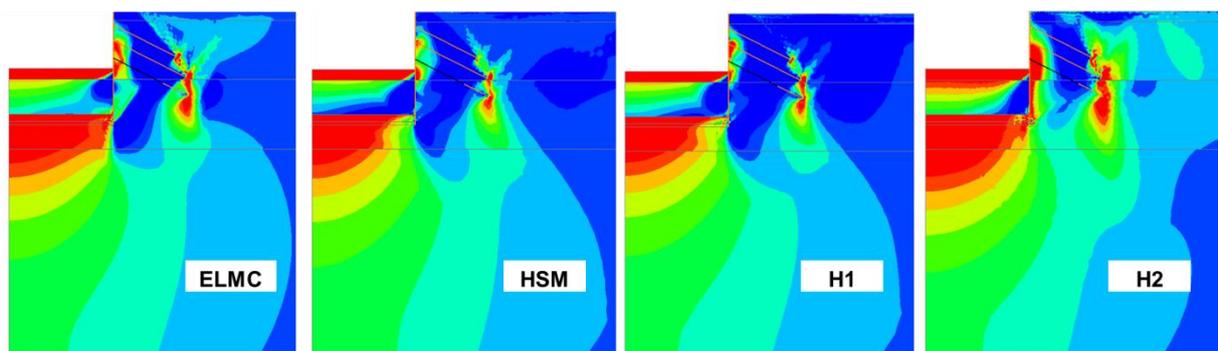


Figure 3.11 : Isovaleurs des déformations volumiques élastiques : quatrième phase d'excavation

### 3.4.3.2. Déformations volumiques plastiques

Les figures 3.12, 3.13, 3.14 et 3.15 représentent les isovaleurs des déformations volumiques plastiques respectivement pour la première, la deuxième, la troisième et la quatrième phases d'excavation. L'échelle de couleurs correspond à l'intervalle [-100 ; 100 micro déformations] pour les quatre modèles (le bleu correspond à la valeur minimale et le rouge à la valeur maximale).

Pour la première phase d'excavation, avec le modèle ELMC, les déformations volumiques plastiques sont nulles dans la plus grande partie du terrain, et on observe des déformations volumiques plastiques dilatantes dans une zone très limitée au fond de fouille et derrière l'écran sur une hauteur équivalente à celle de l'excavation. Avec le modèle ELMC, au fur et à mesure des excavations, la zone plastifiée reste très limitée. Les déformations volumiques plastiques sont dilatantes dans cette zone plastifiée et nulle ailleurs. Cela explique les soulèvements observés derrière l'écran pour toutes les phases.

Pour le modèle HSM, par construction, les déformations volumiques plastiques sont dilatantes. A fur et à mesure des phases d'excavation, les déformations volumiques loin de l'écran sont toujours très faibles et positives.

Avec le modèle H1, les déformations plastiques sont plus étendues et plus grandes derrière l'écran qu'au dessous du fond de fouille. On observe que toutes les déformations volumiques plastiques sont négatives (contractantes). Ces déformations contractantes évoluent dans tout le terrain et notamment derrière l'écran. Les plus grandes déformations contractantes (en valeur absolue) se concentrent derrière l'écran dans la zone où on observe les tassements les plus grands.

Avec le modèle H2, la zone plastifiée s'étend d'une manière analogue derrière l'écran et en dessous du fond de fouille. On observe des déformations contractantes en dessous du fond de fouille et derrière l'écran dans la zone proche de cet écran. Très loin de l'écran les déformations volumiques plastiques sont nulles car on a défini un domaine élastique initial suffisamment grand avec le modèle H2. Avec le modèle H2, les déformations contractantes augmentent en dessous du fond de fouille plus que derrière l'écran.

Lorsque l'excavation progresse, les déformations plastiques générées par les deux modèles H1 et H2 se superposent aux déformations élastiques et se traduisent par la formation d'une cuvette de tassement à la surface du sol derrière l'écran plus accentuée.

Quant aux déformations déviatoriques plastiques, elles sont principalement observées dans la zone derrière l'écran de soutènement pour toutes les phases et tous les modèles de comportement. Au niveau du fond de fouille, ces déformations sont plus faibles à l'exception de la zone très proche de l'écran de soutènement.

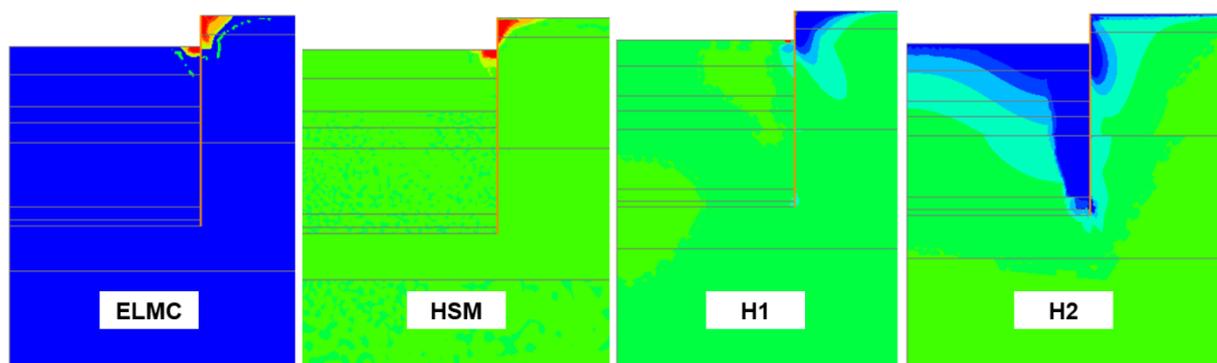


Figure 3.12 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : première phase d'excavation

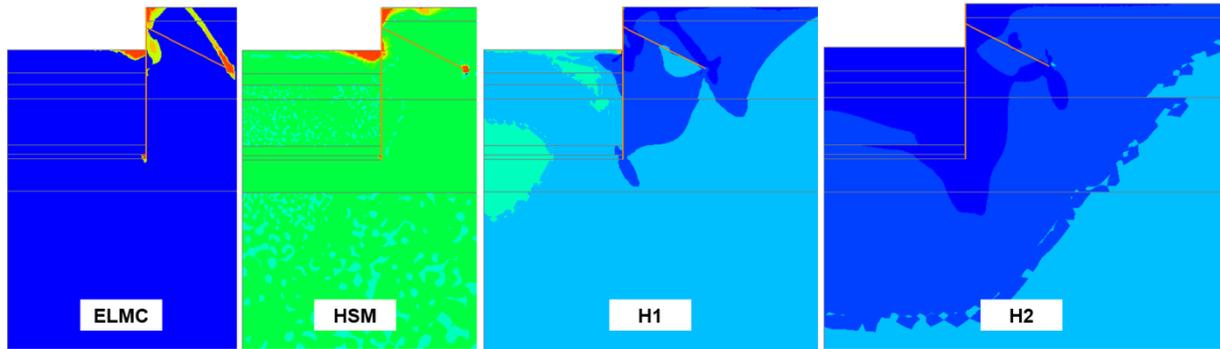


Figure 3.13 : Isovaleurs des déformations plastiques : deuxième phase d'excavation

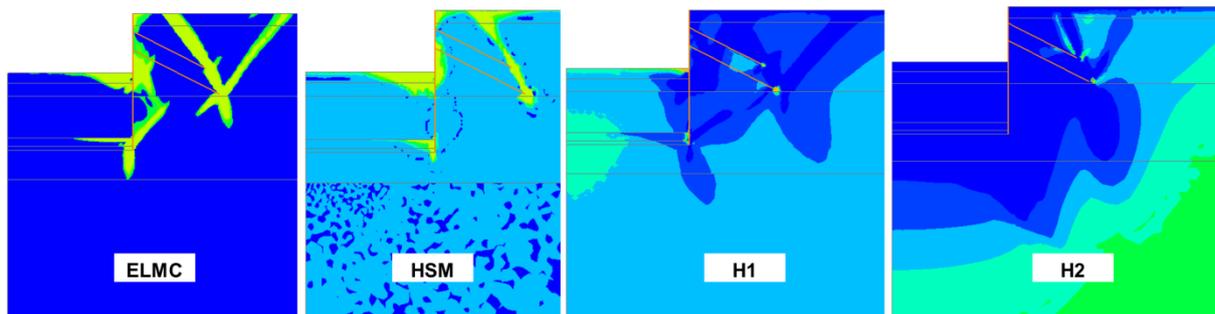


Figure 3.14 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : troisième phase d'excavation

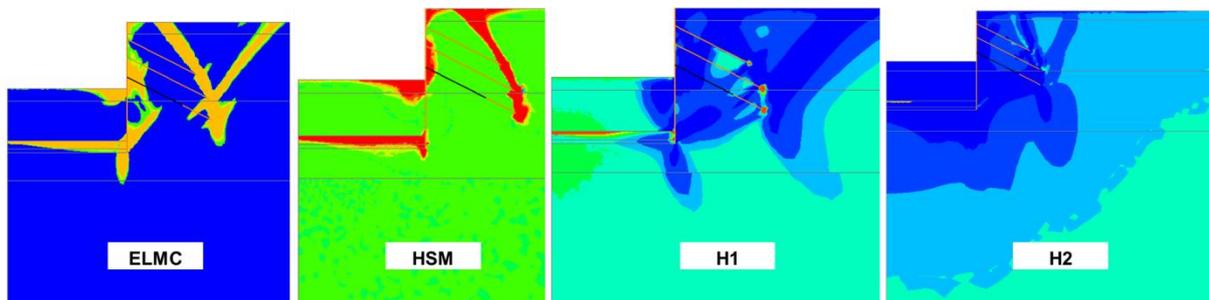


Figure 3.15 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques : quatrième phase d'excavation

### 3.4.4. Synthèse

Ces résultats confirment l'importance des mécanismes de déformations plastiques dans les calculs des excavations profondes. Le choix de la loi d'écoulement et de la loi d'écroutissement est primordial pour donner une estimation des déplacements et notamment de la cuvette de tassements : on n'observe pas de tassements avec le modèle élastique-parfaitement plastique.

D'une manière générale, on constate que les deux premières phases d'excavation conduisent à peu de déformations plastiques. C'est lors de la deuxième phase d'excavation que le chargement augmente d'où des déformations plastiques et des déplacements plus grands avec les modèles H1 et H2. A fur et à mesure de l'excavation, deux phénomènes combinés interviennent pour générer une cuvette de tassements et une déformée de l'écran appropriés :

- la diminution de la rigidité du fait de l'écroutissement déviatorique ;

- le comportement contractant induit par le choix d'une loi d'écoulement spécifique.

Dans la version HSM de CESAR, seul le mécanisme frottant est mis en œuvre. La loi d'écoulement prend en compte une valeur variable de l'angle de dilatance, qui dépend de l'angle de frottement mobilisé. Avec cette formulation, les déformations volumiques plastiques sont nécessairement dilatantes, mais restent nulles ou très faibles jusqu'à ce qu'on soit très proche de la rupture. Elles ne contribuent pas aux tassements observés derrière l'écran, qui résultent plutôt de déformations déviatoriques plus grandes qu'avec le modèle ELMC : le module de cisaillement tangent diminue lorsque des déformations plastiques se produisent.

D'autre part, on observe que les déplacements obtenus avec les modèles H1 et HSM sont très voisins. Le modèle H2, en revanche, donne des tassements derrière l'écran, mais n'apporte une amélioration qualitative significative par rapport au modèle H1. D'autre part, il donne des déplacements horizontaux moins satisfaisants. Enfin, il est sensiblement plus complexe et plus difficile à utiliser que le modèle H1. On décide de concentrer la discussion dans la suite sur le modèle H1.

### **3.5. Influence de certains paramètres du modèle H1**

Dans cette partie, on étudie l'effet des paramètres sur l'apparition de la cuvette de tassement derrière l'écran dans les calculs avec le modèle H1. On se limite à présenter l'effet des paramètres suivants :

- l'angle caractéristique  $\varphi_c$  de la loi d'écoulement ;
- le paramètre  $b$  qui gère principalement la loi d'écrouissage ;
- le paramètre  $\varphi_0$  qui définit le domaine élastique et permet de gérer les déformations élastiques.

Pour le paramètre  $\alpha_0$ , on a vu que dans les essais triaxiaux, son influence se manifeste pour de grandes déformations axiales. Le niveau de déformations pour les calculs d'excavation est beaucoup plus faible, donc on peut s'attendre à ce que l'influence de ce paramètre soit faible. On a fait des calculs avec différentes valeurs de ce paramètre : les résultats confirment qu'il a peu d'effet sur l'estimation des déplacements à proximité des excavations.

Les autres paramètres (le module de Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , l'angle de frottement ultime  $\varphi_{ult}$  et la cohésion  $c$ ) ont un effet sur l'estimation des déplacements mais on ne le discute pas ici parce que ces paramètres sont plus familiers et on peut considérer que leur effet est plus facile à anticiper.

#### **3.5.1. Influence de l'angle caractéristique**

Un des paramètres qui gèrent la variation des déformations volumiques plastiques est l'angle caractéristique.

Sur les figures 3.16, 3.17 et 3.18, on compare les résultats de quatre simulations : pour les deux premières, on considère la même valeur pour les trois couches (15 ou 25 degrés). Pour les deux autres simulations on considère une valeur différente pour chacune des couches (29,

32 et 33 degrés de haut en bas), ou une valeur différente pour la couche supérieure (34 degrés) et les deux plus profondes (37 degrés).

La figure 3.16 illustre l'effet de l'angle caractéristique sur les déplacements horizontaux de l'écran. Les figures 3.17 et 3.18 montrent son effet sur les déplacements verticaux de la surface du sol derrière l'écran et au fond de fouille respectivement.

La valeur de l'angle caractéristique a peu d'influence pour la première phase d'excavation parce que peu de déformations plastiques se produisent, sauf en surface près de l'écran. Les points concernés passent rapidement d'un comportement contractant à un comportement dilatant. Pour de plus grandes valeurs de l'angle caractéristique, le comportement contractant se manifeste par un déplacement vertical vers le bas, et une faible augmentation des déplacements horizontaux en tête de l'écran de soutènement.

A partir la deuxième phase d'excavation, la zone du terrain plastifiée devient plus étendue. L'augmentation de l'angle caractéristique entraîne une augmentation des déformations volumiques plastiques contractantes, qui se manifeste par une augmentation des tassements derrière l'écran. Pour une très faible valeur de l'angle caractéristique, on n'obtient pas de tassements pour les quatre phases d'excavation et les déplacements horizontaux sont les plus faibles. L'augmentation de l'angle caractéristique contribue à l'augmentation des déplacements horizontaux.

Au fond de fouille, la loi d'écoulement a peu d'influence sur les déplacements loin de l'écran ; au centre de l'excavation, les soulèvements sont principalement gérés par les déformations élastiques. A proximité de l'écran, des déformations plastiques plus significatives se produisent, mais l'angle caractéristique a peu d'influence.

A titre d'exemple, on compare sur la figure 3.19 les déformations volumiques plastiques pour la dernière phase d'excavation, pour deux de ces quatre calculs. On voit clairement que les déformations volumiques sont positives dilatantes (couleur rouge) pour une faible valeur de l'angle caractéristique et négatives contractantes avec des valeurs plus élevées.

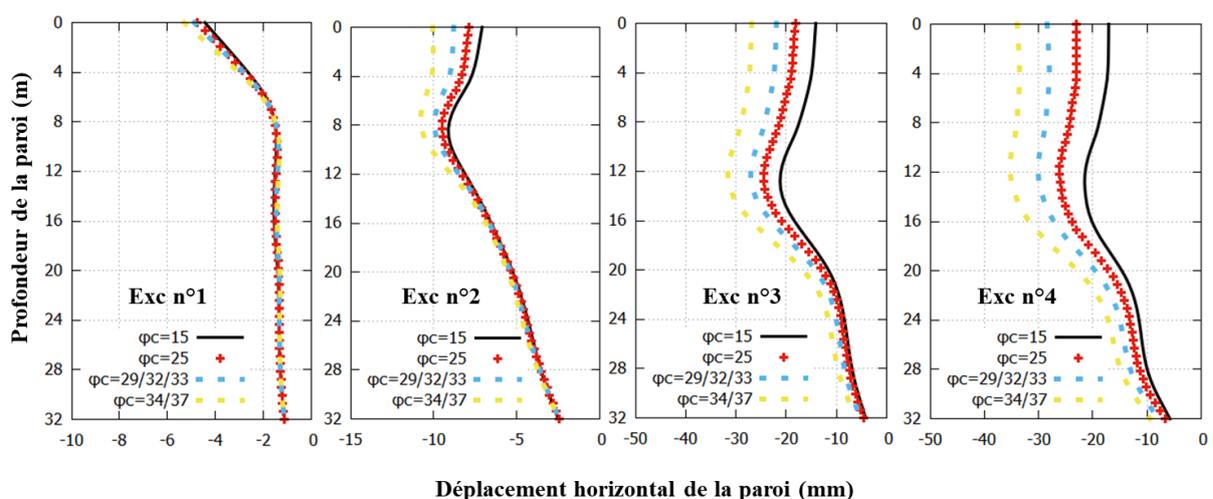


Figure 3.16 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements horizontaux

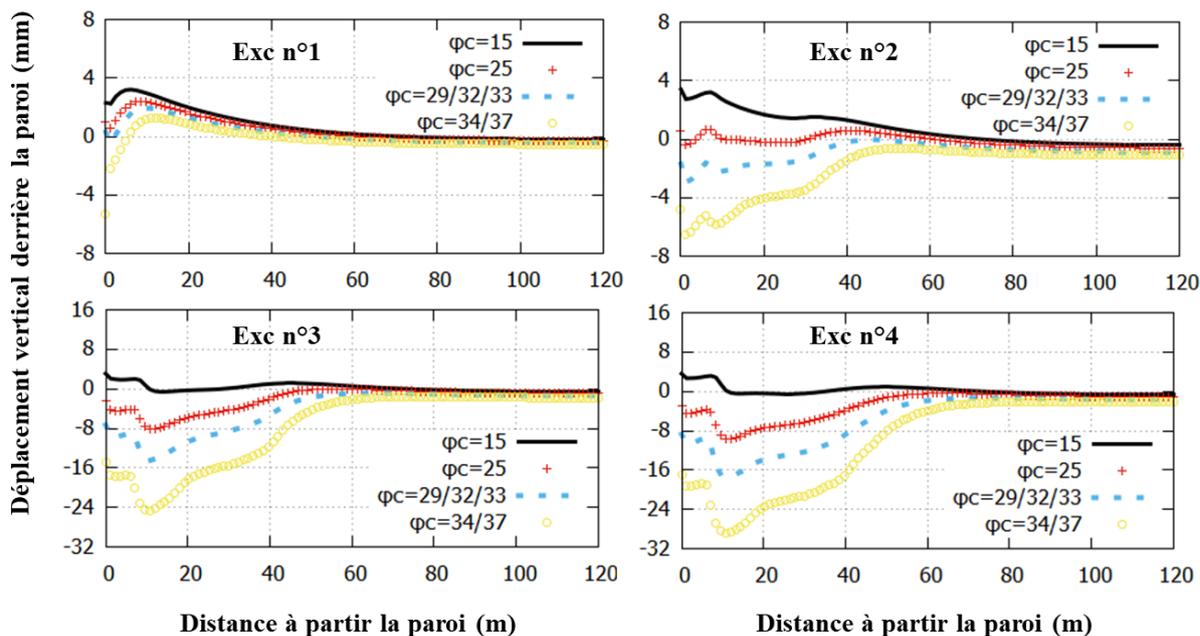


Figure 3.17 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements verticaux derrière l'écran

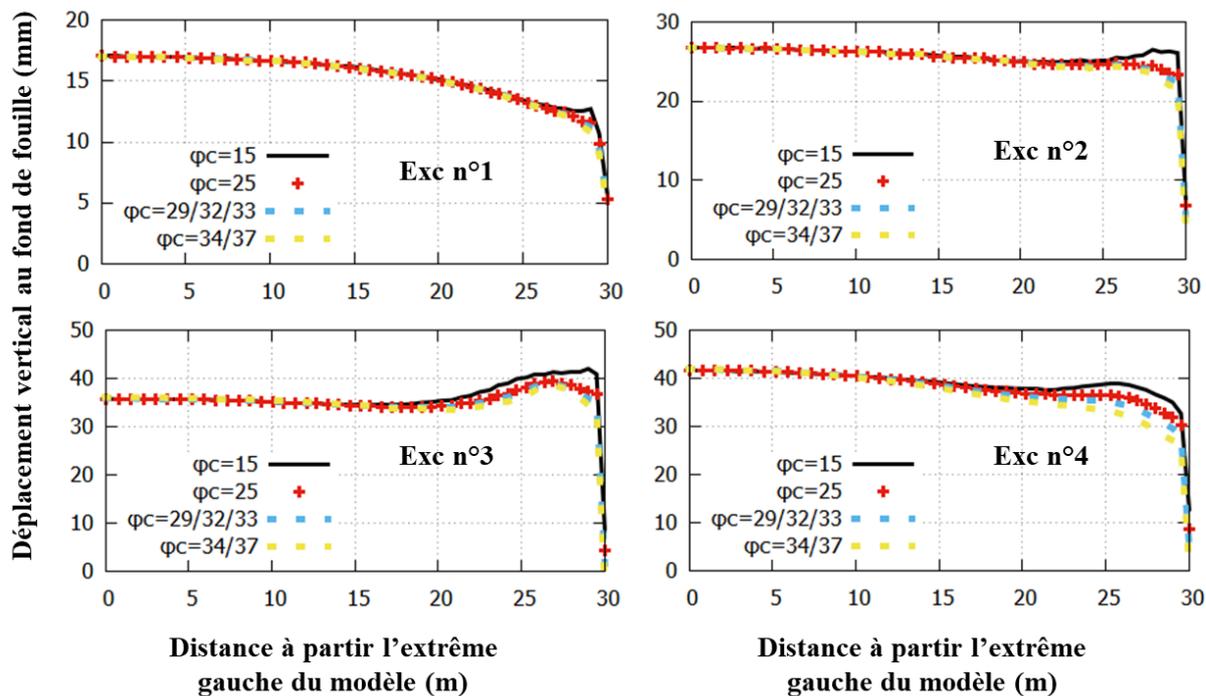


Figure 3.18 : Effet de l'angle caractéristique sur les déplacements verticaux au fond de fouille

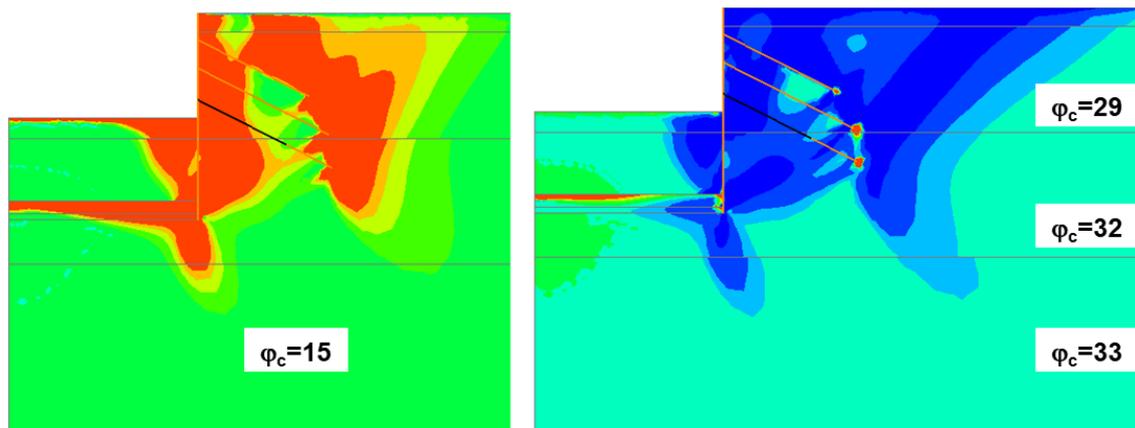


Figure 3.19 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques pour la dernière phase d'excavation

### 3.5.2. Influence du paramètre $b$ de la loi d'érouissage

Les simulations montrent que le paramètre  $b$  a une grande influence sur les déplacements et sur l'obtention de tassements derrière l'écran. Ce paramètre intervient principalement dans la loi d'érouissage. Les figures 3.20, 3.21 et 3.22 présentent les déplacements obtenus avec différentes valeurs de  $b$ . Pour la valeur retenue pour la modélisation des essais triaxiaux ( $b = 0,0015$ ), les déformations volumiques plastiques contractantes sont très faibles. Les déplacements sont plutôt contrôlés par les déformations volumiques plastiques dilatantes et on n'observe pas de tassements : les déformations plastiques ne compensent pas les soulèvements élastiques et ne permettent pas de générer une cuvette de tassement et de basculer l'écran de soutènement vers la fouille. Pour  $b=0,0015$ , les déplacements horizontaux de l'écran sont inférieurs à ceux obtenus avec la valeur de référence  $b=0,015$ .

Sur la figure 3.23, on présente les déformations volumiques plastiques pour la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> phase d'excavation pour les deux calculs. On observe que les déformations volumiques contractantes sont plus grandes pour une valeur de  $b=0,015$ . Ce paramètre commande l'importance de la partie contractante des déformations plastiques.

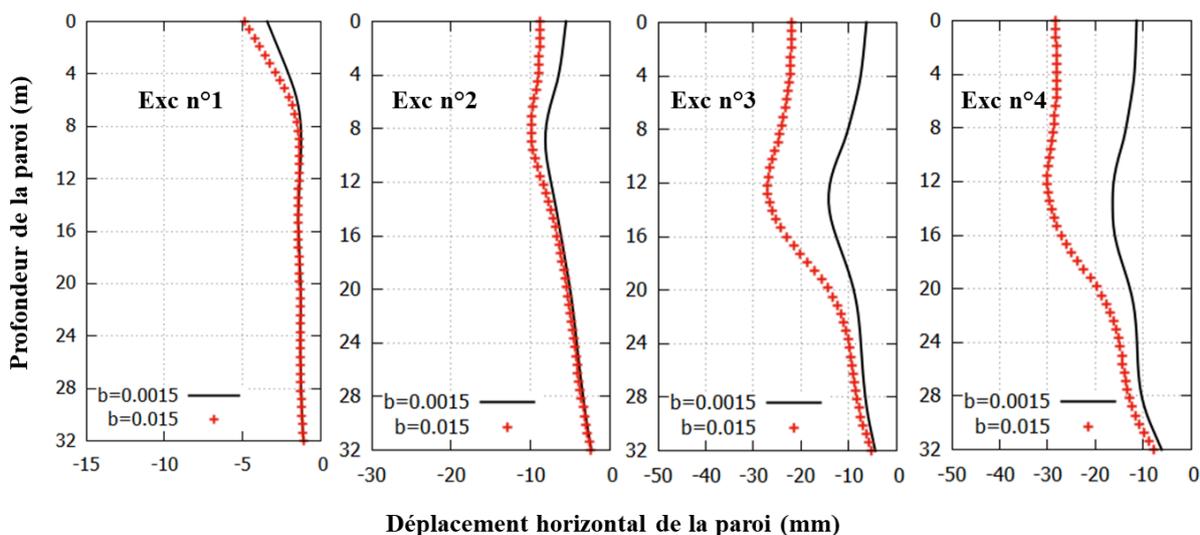


Figure 3.20 : Effet du paramètre  $b$  sur les déplacements horizontaux

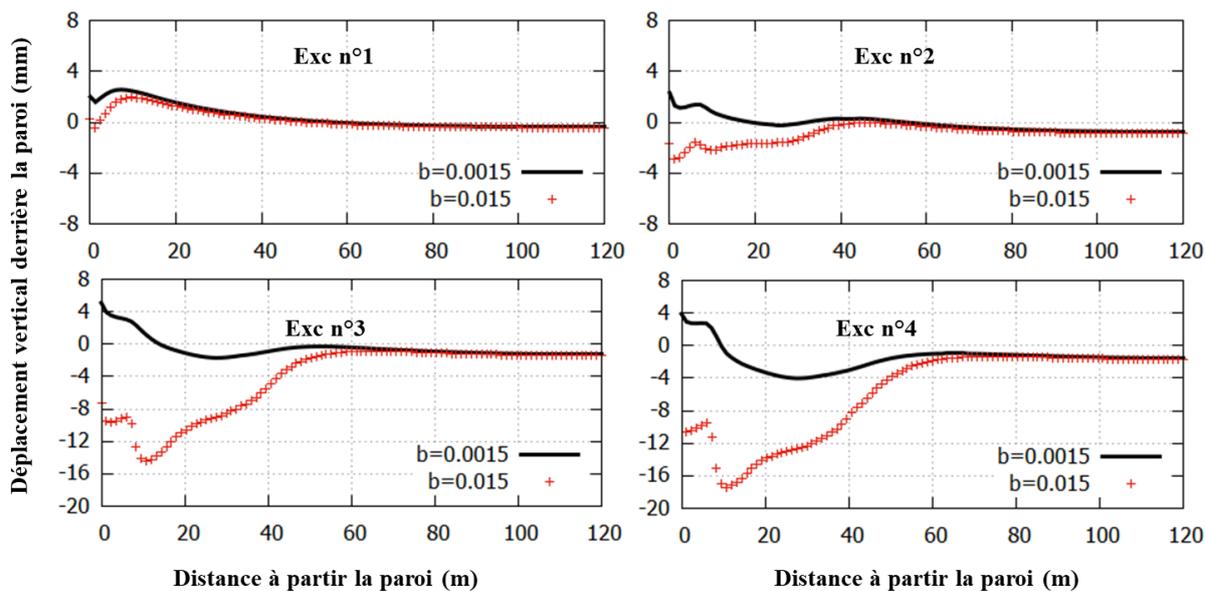


Figure 3.21 : Effet du paramètre  $b$  sur les déplacements verticaux derrière l'écran

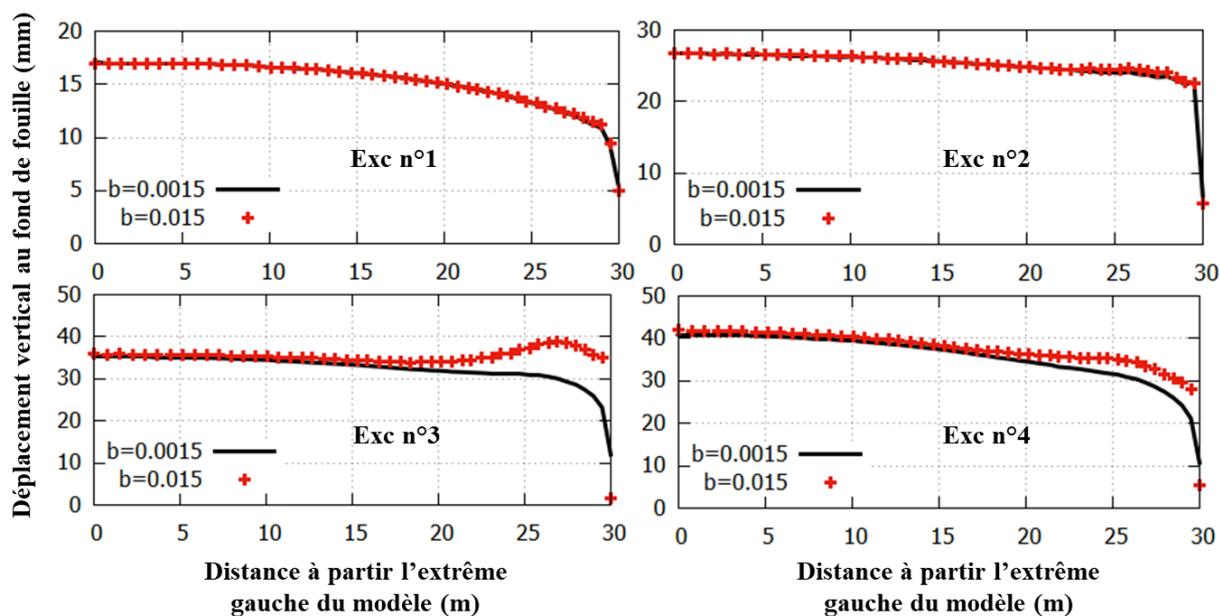


Figure 3.22 : Effet du paramètre  $b$  sur les déplacements verticaux au fond de fouille

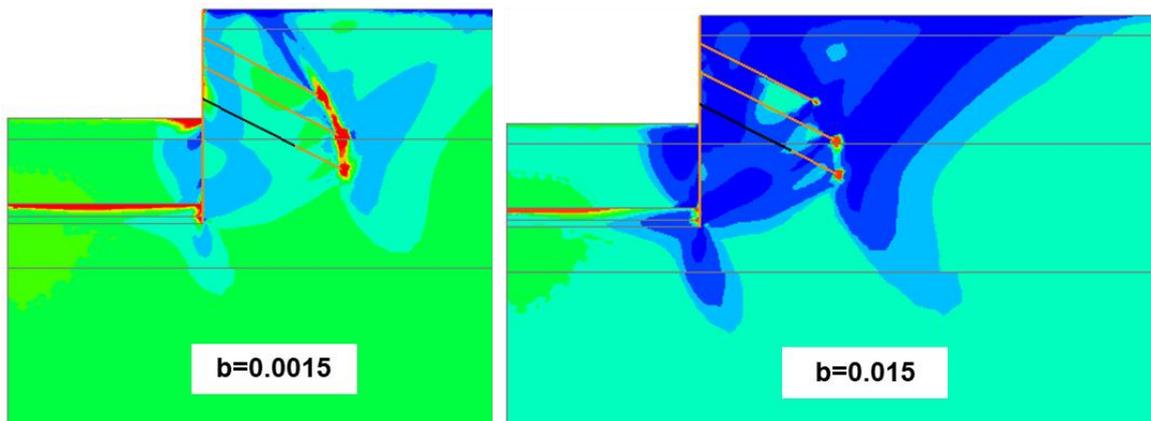


Figure 3.23 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques pour la 4<sup>ème</sup> phase d'excavation

### 3.5.3. Influence du domaine élastique initial

Les figures 3.24, 3.25 et 3.26 correspondent à trois calculs avec différentes limites élastiques initiales, définies par l'angle  $\varphi_0$ . Dans le calcul de référence, le paramètre  $\varphi_0$  est choisi de telle manière que l'état de contraintes initial est sur la surface du domaine élastique. Avec une augmentation de cet angle, on augmente le domaine élastique et on limite les déformations plastiques. Globalement, cela diminue le basculement de l'écran vers la fouille (figure 3.24) ainsi que les tassements derrière l'écran (figure 3.25). La figure 3.26 montre que les trois calculs présentent les mêmes soulèvements au niveau du fond de fouille, ce qui confirme que les soulèvements au fond de fouille sont gérés par les déformations élastiques.

A titre d'illustration, on présente sur la figure 3.27, les isovaleurs des déformations volumiques plastiques pour la dernière phase d'excavation. On remarque clairement que la zone des déformations contractantes les plus grandes (zone bleu foncé) est plus étendue quand on réduit le domaine élastique d'où des tassements plus marqués.

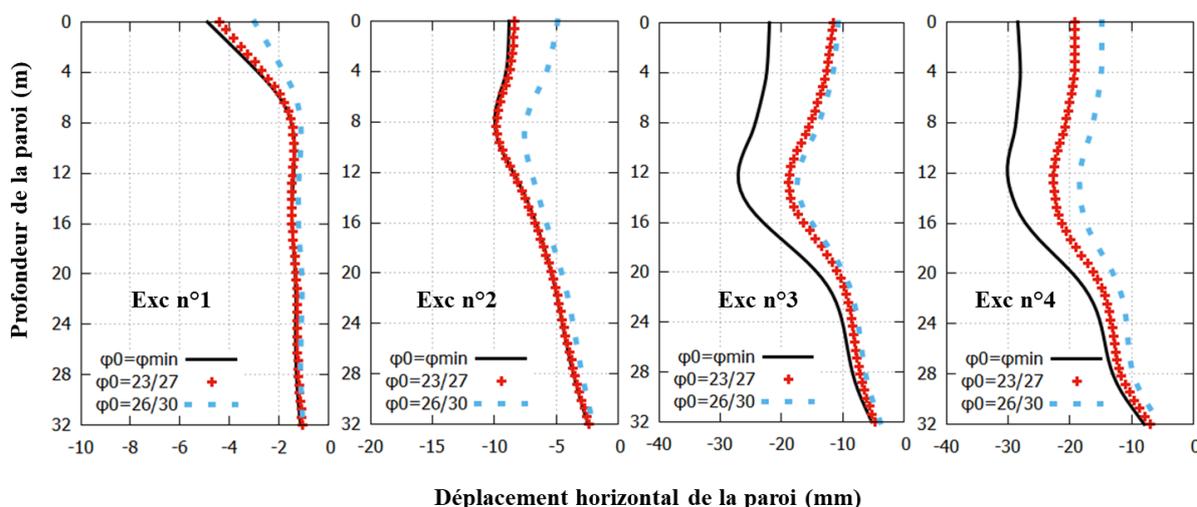


Figure 3.24 : Influence du domaine élastique initial sur les déplacements horizontaux

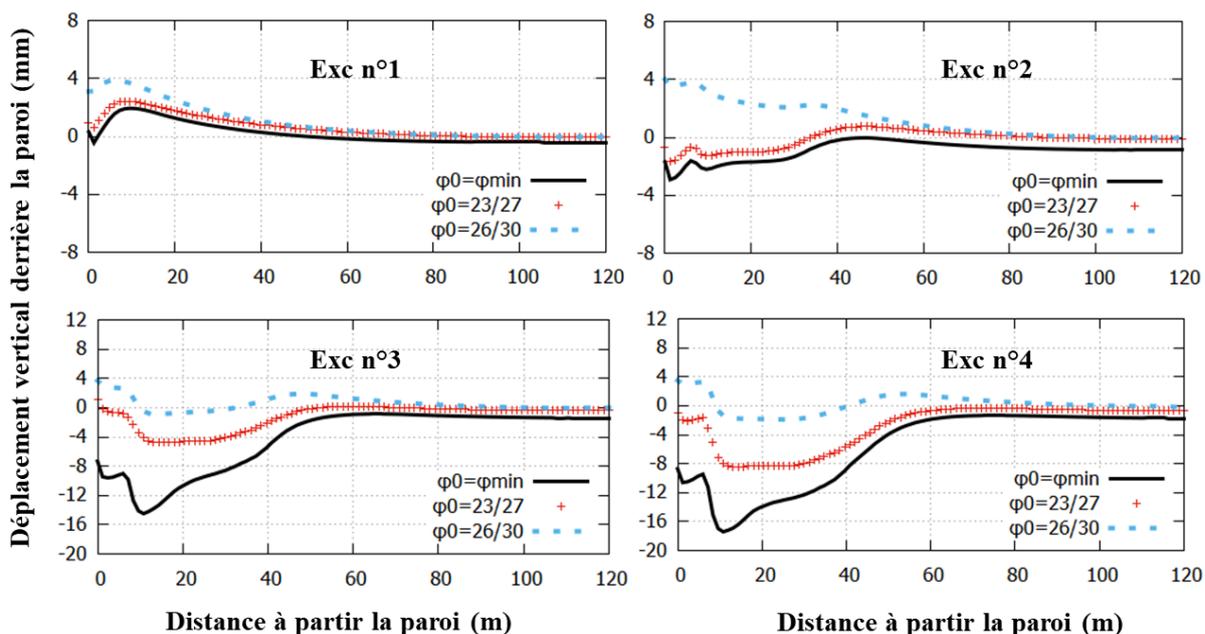


Figure 3.25 : Influence du domaine élastique initial sur la cuvette de tassements

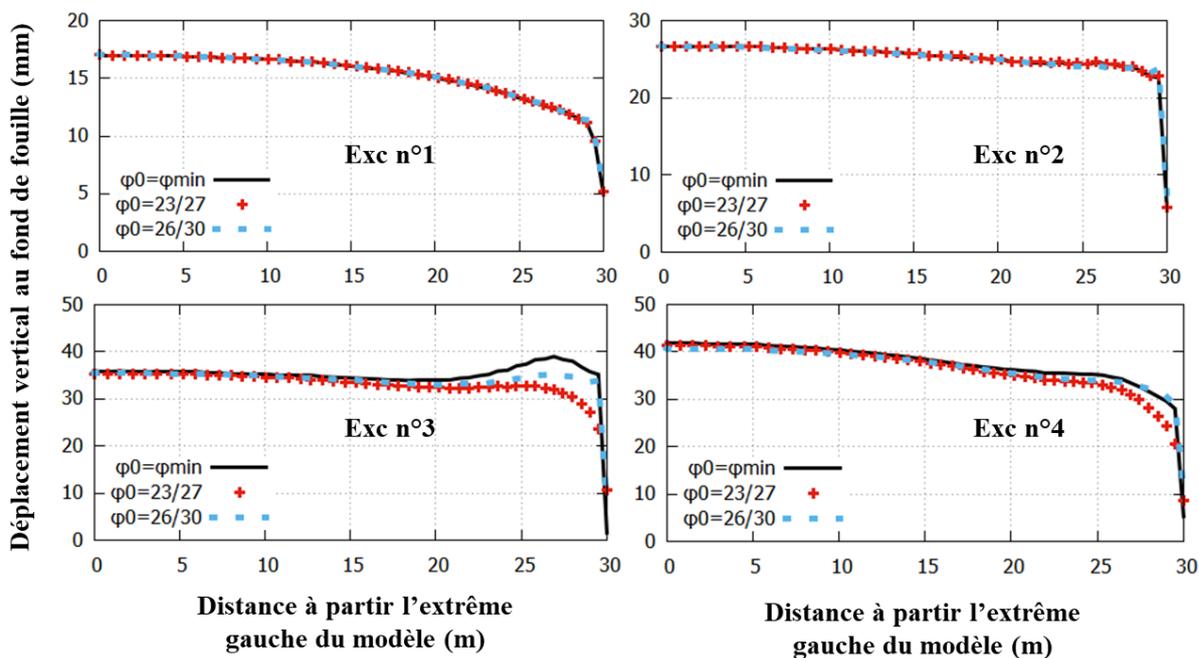


Figure 3.26 : Influence du domaine élastique initial sur les soulèvements au fond de fouille

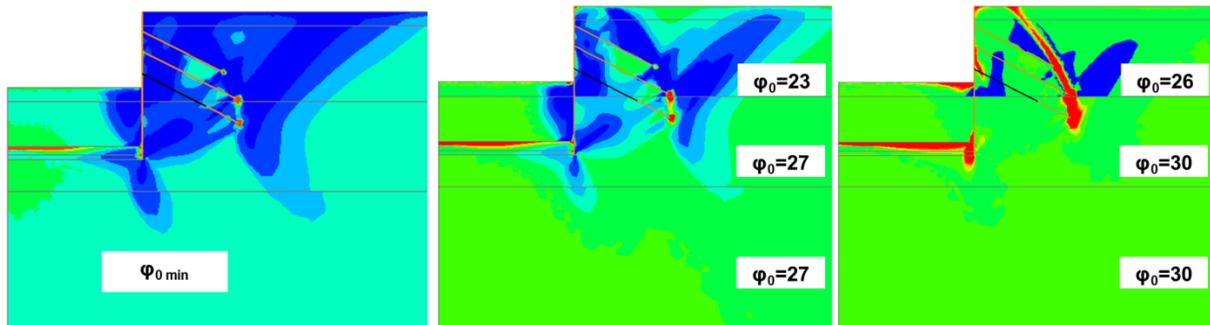


Figure 3.27 : Isovaleurs des déformations volumiques plastiques à la dernière phase d'excavation

### 3.6. Influence d'autres aspects de modélisation

#### 3.6.1. Effet de la modélisation de l'interface sol-ouvrage

La prise en compte d'une interface entre les sols et les structures intéresse un grand nombre de problèmes en génie civil. Dans la modélisation, elle consiste à introduire une discontinuité du champ de déplacement, qui est le résultat du fort contraste de propriétés mécaniques entre le sol et la structure. Comme on l'a vu au chapitre 1, différentes techniques numériques sont utilisées dans les calculs par éléments finis, qui reposent souvent sur l'utilisation d'éléments spécifiques. L'influence et les propriétés des éléments utilisés pour les interfaces sont difficiles à cerner et méritent d'être étudiées en détail. Dans ce travail, on a choisi d'utiliser les éléments de joint de CESAR. Dans cette section, on compare les résultats obtenus avec cette modélisation et ceux qu'on obtiendrait si on n'utilise pas d'éléments d'interface.

Les figures 3.28, 3.29 et 3.30 montrent l'effet de la prise en compte de l'interface entre le sol et l'écran de soutènement sur les déplacements horizontaux de la paroi, les déplacements verticaux de la surface du sol derrière l'écran et les déplacements verticaux au fond de fouille.

La figure 3.29 montre l'importance de la modélisation de l'interface entre le sol et l'écran de soutènement sur la cuvette de tassement derrière l'écran. Sans les éléments joints, pour les quatre phases, on note un soulèvement du sol derrière la paroi, lié à la continuité du champ de déplacement entre la paroi et le sol. La distribution des tassements pour la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> phases d'excavation est très différente de celle obtenue avec les joints. La figure 3.28 confirme qu'une cuvette de tassement plus prononcée implique des déplacements horizontaux plus grands. Par contraste, le déplacement vertical au fond de fouille est relativement moins sensible à la modélisation de l'interface.

Bien qu'elle soit sommaire, cette comparaison rappelle que les résultats de la modélisation des soutènements dépendent d'un grand nombre de paramètres, et pas uniquement du modèle de comportement retenu et des paramètres choisis pour ce modèle. La modélisation de l'interface, qu'on peut considérer comme relativement plus simple (limitée à un critère de frottement de type Coulomb) joue également un rôle très important. Cela relativise les conclusions que l'on pourrait être tenté de tirer de l'étude du modèle de comportement.

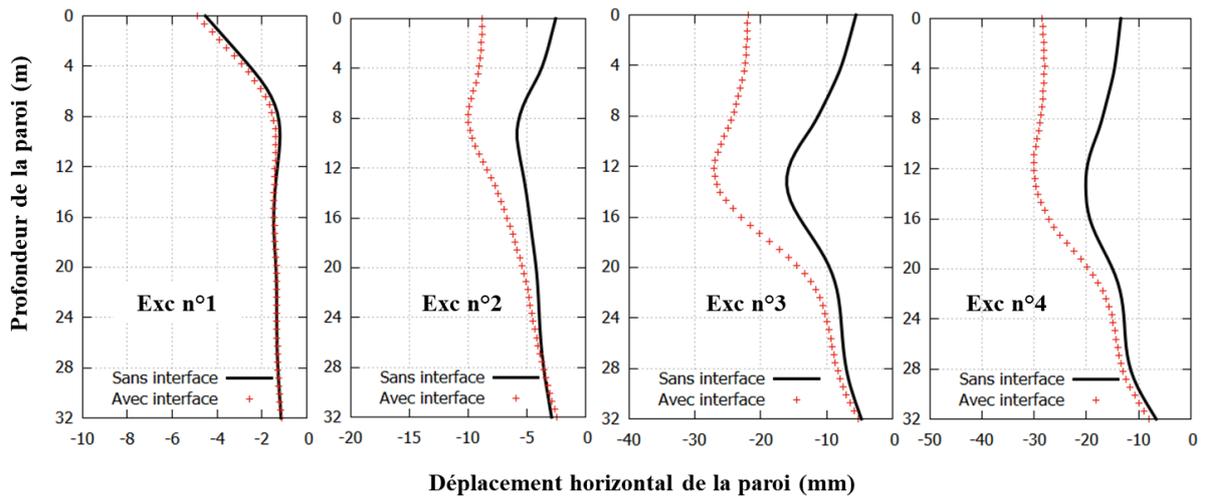


Figure 3.28 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements horizontaux

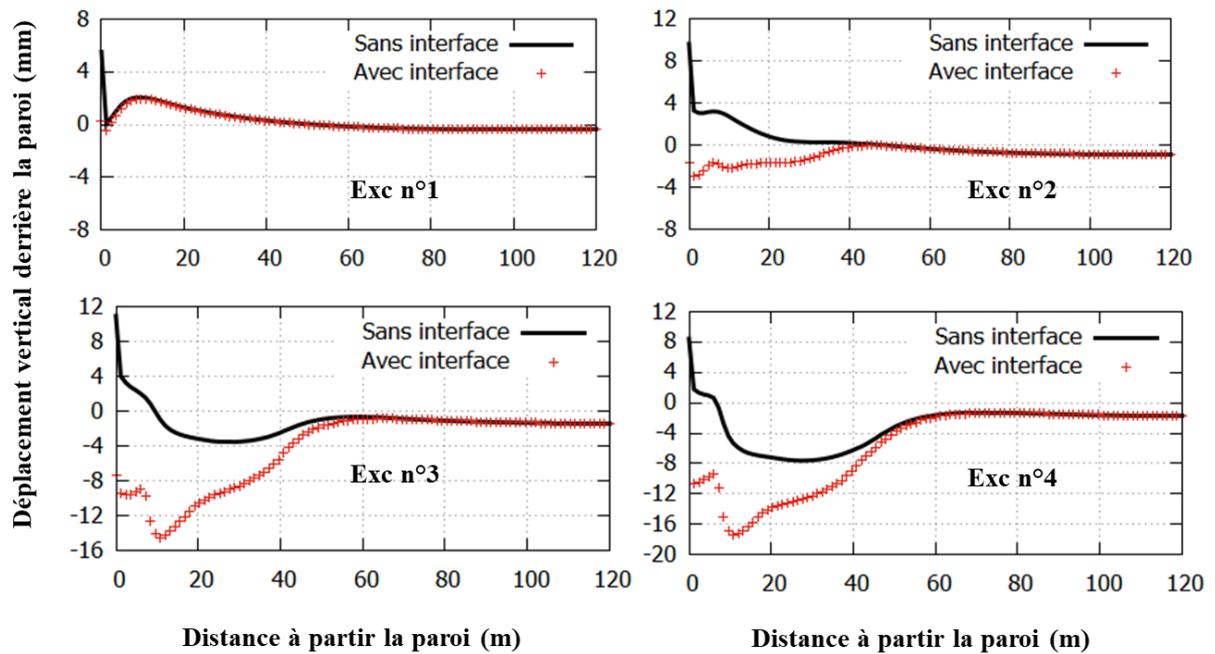


Figure 3.29 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements verticaux derrière l'écran

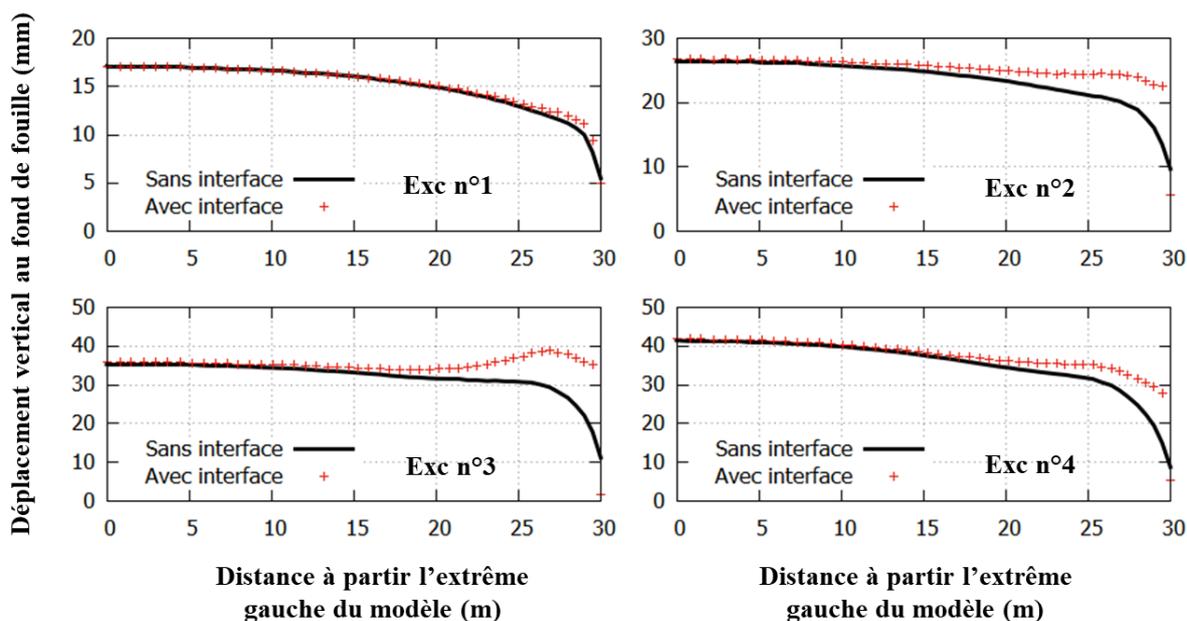


Figure 3.30 : Effet de la modélisation de l'interface sol-écran sur les déplacements au fond de fouille

### 3.6.2. Effet de la modélisation des phases de rabattement

Dans le problème étudié, une séquence de phases est modélisée. Trois de ces phases correspondent à une opération souvent mise en œuvre dans les travaux des soutènements pour améliorer la stabilité de la fouille, le rabattement de la nappe, qui consiste à abaisser son niveau de plusieurs mètres par pompage. Ce rabattement induit des tassements des couches du sol. Dans ce paragraphe, on présente l'effet de la méthode retenue pour modéliser le rabattement sur l'estimation des déplacements et notamment la cuvette de tassements.

#### 3.6.2.1. Méthodes de modélisation du rabattement de la nappe

Plusieurs méthodes peuvent être mises en œuvre pour modéliser les phases de rabattement dans une modélisation par éléments finis. Le champ de pression stabilisé à long terme ne correspond pas en général à un état d'équilibre hydrostatique : le pompage pour rabattre la nappe induit donc un écoulement du fluide à travers le sol. Par ailleurs, dans le cas d'un sol granulaire, on peut considérer en première approximation que le niveau final de la nappe sépare une zone saturée d'une zone non saturée ; il y a donc lieu de prendre en compte la variation du poids volumique du sol situé au-dessus de la nappe.

Dans le logiciel CESAR, une option appelée WTB permet de calculer les déformations résultant d'une variation du niveau de la nappe. Le principe du calcul consiste à écrire l'équation d'équilibre avant et après le rabattement de nappe.

On note classiquement  $\bar{\sigma}$  le tenseur des contraintes totales,  $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - p\bar{I}$  le tenseur des contraintes effectives (en adoptant la convention de signe de la mécanique du sol).

Pour un point situé au dessus de la nappe, on a :

$$\underline{\text{div}}\bar{\sigma} = \underline{\text{div}}\bar{\sigma}' = \gamma_{\text{sec}}\underline{e}_y \quad (3.6)$$

Pour un point situé au-dessous de la nappe, on a :

$$\underline{\text{div}} \bar{\sigma} - \gamma_{sat} \underline{e}_y = 0 \quad (3.7)$$

où  $\gamma_{sat}$  désigne le poids volumique saturé du sol sous la nappe. En contraintes effectives, l'équation 3.7 peut aussi s'écrire :

$$\underline{\text{div}} \bar{\sigma}' + \underline{\text{grad}} p - \gamma_{sat} \underline{e}_y = 0 \quad (3.8)$$

En introduisant la charge hydraulique  $h$  définie par :

$$h = z + p/\gamma_w \quad (3.9)$$

où  $\gamma_w$  désigne le poids volumique de l'eau, on obtient :

$$\underline{\text{div}} \bar{\sigma}' + \gamma_w \underline{\text{grad}} h - \gamma' \underline{e}_y = 0 \quad (3.10)$$

où  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$  est le poids volumique déjaugé du sol.

Il s'agit de prendre en compte la position du point considéré par rapport à la nappe, et une densité volumique de forces différentes selon la position et les variations de la charge.

Pour étudier l'influence du rabattement sur les résultats obtenus, on compare trois calculs :

- le premier correspond au calcul de référence : on modélise une phase de rabattement avant chaque phase d'excavation et on prend en compte le caractère imperméable du bouchon, qui sépare le champ de charge hydraulique en deux zones, l'une affectée par le rabattement (à l'intérieur de la fouille) et l'autre dans laquelle la charge hydraulique est supposée inchangée (au dessous du bouchon et à l'extérieur de la fouille).
- le deuxième calcul prend en compte le bouchon hydraulique mais la nappe est rabattue en seule phase jusqu'au niveau final, avant la première phase d'excavation.
- le dernier calcul correspond à une modélisation du rabattement en considérant une pression hydrostatique sans prise en compte du bouchon hydraulique (rabattement général de la nappe).

### 3.6.2.2. Influence du rabattement de la nappe

Les figures 3.31, 3.32 et 3.33 montrent que la modélisation du rabattement de la nappe en une seule phase entraîne un tassement maximal derrière l'écran élevé (de l'ordre de 8 mm) et un déplacement de l'écran vers la fouille plus grand que le calcul de référence pour les deux premières phases d'excavation, mais pour la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> phases d'excavation, les tassements et les déplacements horizontaux sont inférieurs aux déplacements du calcul de référence (avec le modèle HSM, on a le même type de résultats). On note aussi que la simulation sans prise en compte du bouchon hydraulique conduit globalement à des tassements plus grands, et affecte les tassements loin de l'écran de soutènement.

La figure 3.33 montre les déplacements verticaux calculés au fond de fouille. Le rabattement en une phase entraîne une augmentation de la contrainte moyenne dans les phases en dessus du fond de fouille. Des déformations volumiques élastiques négatives (contractantes) sont ainsi générées pour cette phase de rabattement. Ces déformations réduisent alors l'effet des déformations volumiques élastiques dilatantes dues à la première phase d'excavation. Les

soulèvements du fond de fouille sont alors inférieurs aux soulèvements du calcul d'origine pour cette phase. Après la dernière excavation, les déplacements verticaux au fond de fouille sont remarquablement proches pour le calcul avec un rabattement en une phase et le calcul de référence. En revanche, le rabattement général conduit à des soulèvements plus faibles, ce qui est cohérent avec le tassement général observé derrière l'écran.

La figure 3.34 présente les moments fléchissants calculés dans la paroi. Le calcul avec le rabattement en une étape diminue les moments fléchissants maximaux (sauf pour la première étape d'excavation), ce qui semble constituer un élément pour privilégier un rabattement préalable aux excavations. Il est intéressant de noter que c'est le choix qui a été retenu pour certaines gares de la ligne 15 Sud du Grand Paris Express (Daktera, 2020).

Par comparaison, le rabattement général de la nappe n'a d'influence que sur la distribution des moments dans la partie inférieure de l'écran, où l'absence de la barrière élimine les moments négatifs observés avec les deux autres simulations.

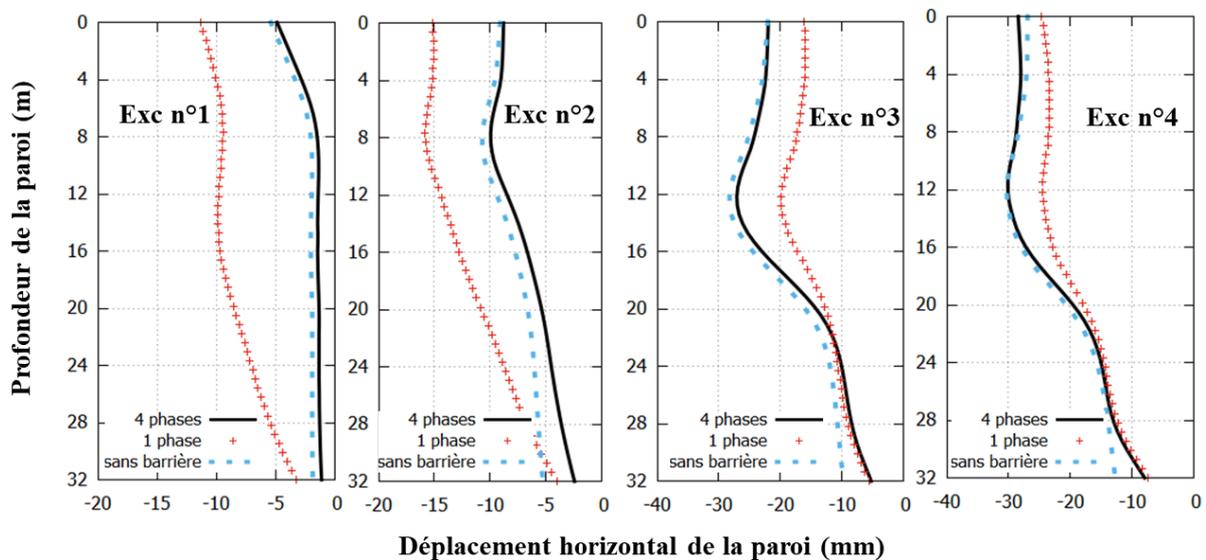


Figure 3.31 : Modélisation du rabattement – effet sur les déplacements horizontaux

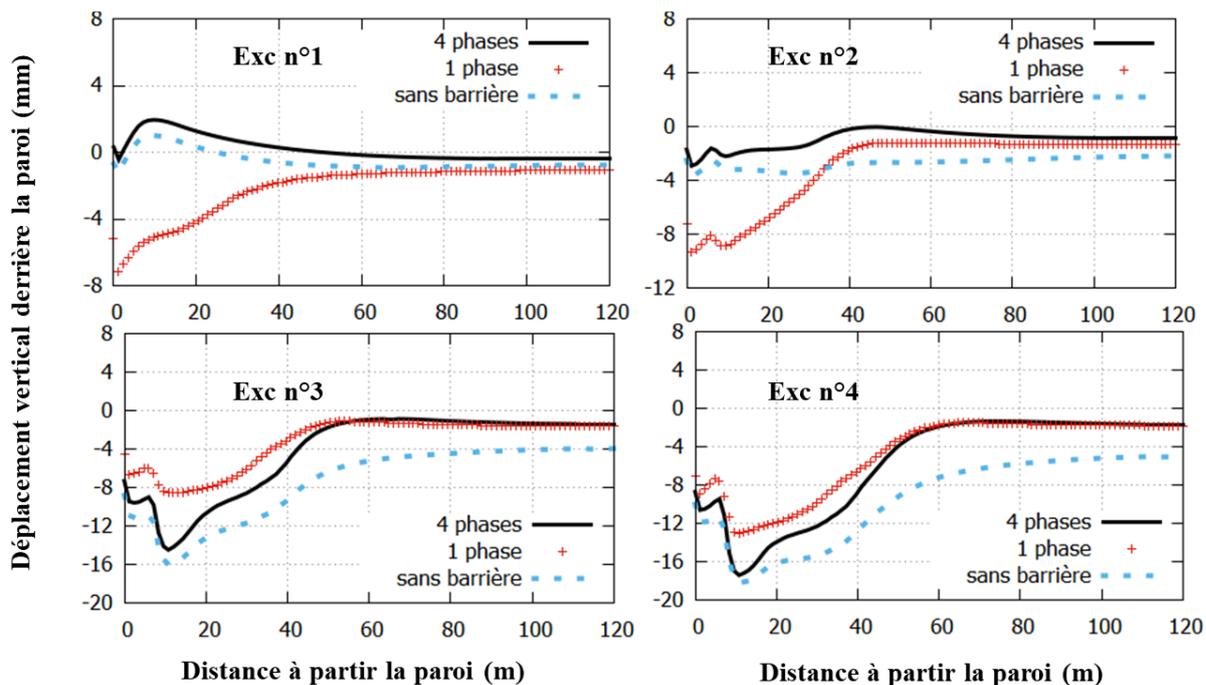


Figure 3.32 : Modélisation du rabattement - effet sur les déplacements verticaux derrière l'écran

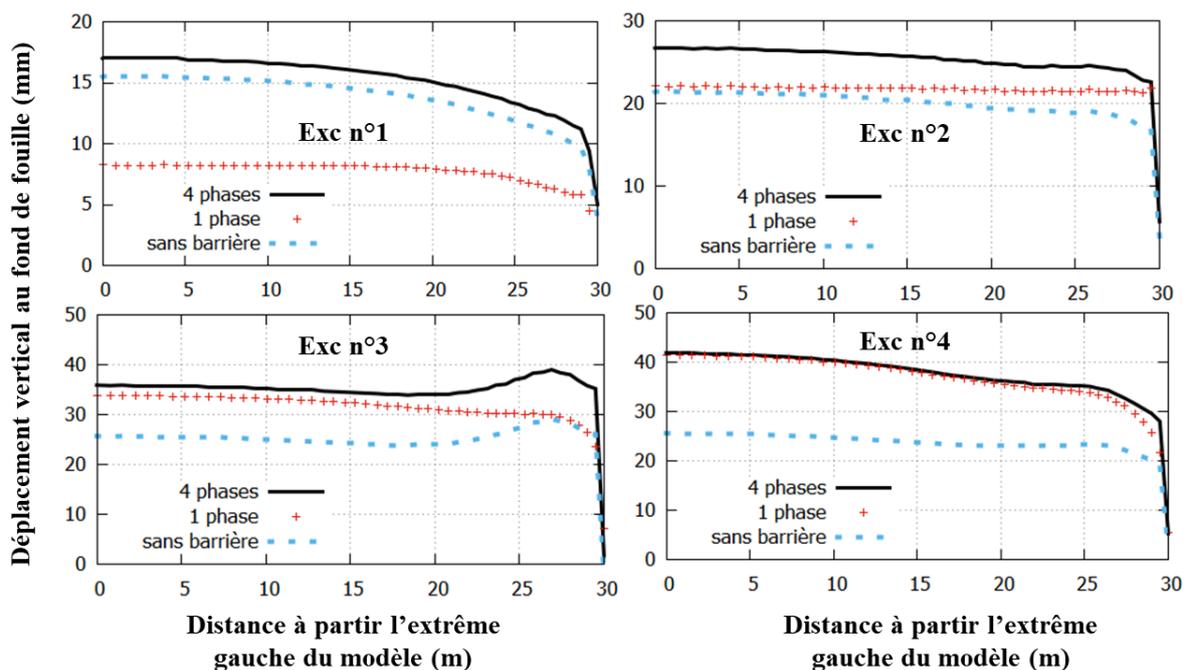


Figure 3.33 : Modélisation du rabattement - effet sur les déplacements au fond de fouille

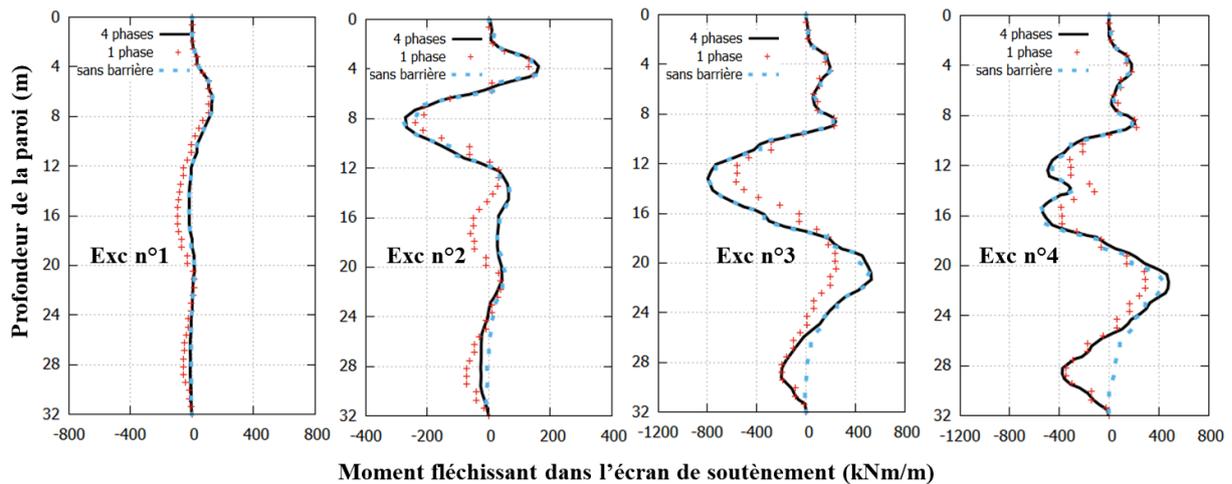


Figure 3.34 : Modélisation du rabattement - effet sur les moments fléchissants

### 3.7. Conclusion

Ce chapitre présente une analyse numérique d'un projet d'excavation réelle dans les sables de Berlin issu d'un Benchmark. Les détails de la modélisation sont présentés dans un premier temps ainsi que le choix des paramètres des différents éléments. Pour les couches de sols, on compare quatre modèles de comportement : le modèle ELMC, la version du modèle HSM implémentée dans CESAR et les modèles H1 et H2. La détermination des paramètres de ces modèles est discutée.

Le modèle ELMC ne permet pas de modéliser une cuvette de tassement derrière l'écran. Le sol est légèrement plastifié derrière l'écran et en dessous du fond de fouille. Les déplacements sont principalement gérés par des déformations volumiques élastiques.

Pour les paramètres retenus, le modèle H1 et le modèle HSM donnent des résultats très proches. La combinaison de la loi d'érouissage isotrope avec une loi d'écoulement permet de générer des déformations volumiques plastiques contractantes, capables de donner une cuvette de tassement derrière l'écran de soutènement. Ces tassements contribuent au basculement de l'écran de soutènement vers la fouille.

Par contraste, le modèle H2, pour lequel la détermination des paramètres est plus complexe, n'apporte pas d'amélioration qualitative ou quantitative des résultats par rapport au modèle H1. Le comportement du sol derrière la paroi semble, en particulier, difficile à interpréter.

Dans un second temps, on présente l'effet de certains paramètres du modèle H1 sur les résultats. Le paramètre de la loi d'écoulement  $\varphi_c$ , le paramètre de la loi d'érouissage  $b$  ainsi que le paramètre  $\varphi_0$  qui définit le domaine élastique ont un effet significatif sur les déplacements. Ces paramètres peuvent limiter ou augmenter les déformations volumiques plastiques et influent ainsi la cuvette de tassement.

On met ensuite en évidence l'influence de la modélisation de l'interface. La prise en compte des éléments joints permet le glissement du terrain au contact de l'écran de soutènement, qui à son tour favorise l'apparition de tassements derrière l'écran. La modélisation de l'interface est donc un élément majeur de la modélisation.

On présente également l'influence de la modélisation des phases de rabattement sur l'estimation des déplacements à proximité des excavations. On remarque que la modélisation du rabattement affecte beaucoup les déformations volumiques élastiques et modifie les soulèvements du fond de fouille. D'autre part, les résultats suggèrent qu'en rabattant la nappe en une étape au lieu de plusieurs étapes successives, on obtient des moments fléchissants dans la paroi plus faibles.

Les résultats donnés par le modèle H1, pour un projet relativement simple dans des sables de Berlin, mais qui a fait l'objet de modélisations numériques approfondies, sont encourageants. Dans le chapitre suivant, on se propose de mettre en œuvre ce modèle sur un projet d'excavation du Grand Paris Express.

## **Chapitre 4**

# **Application du modèle H1 à une gare du Grand Paris Express**

---

## 4.1. Introduction

Ce chapitre présente une application du modèle de comportement H1 sur une excavation réelle dans le cadre du projet du Grand Paris Express. Le chantier choisi correspond à la fouille de la future gare de Créteil L'Échat (CLE) de la ligne 15 Sud. Dans cette gare, plusieurs dispositifs de mesure ont été installés pour suivre les déplacements horizontaux des parois. Par ailleurs, un Shape Accel Array (SAA) (qui s'apparente à un inclinomètre horizontal avec des capteurs fixes) a été installé par la société Sixense, avec le concours de la Fédération Nationale des Travaux Publics, pour mesurer les tassements du sol derrière la paroi dus à l'excavation de la fouille. Les détails du projet, du système d'instrumentation et les résultats sont présentés dans Daktera (2020) et Daktera et al. (2020). Nous remercions Tomasz Daktera et Solétanche Bachy pour l'accès aux résultats des instrumentations et aux données du projet.

Dans un premier paragraphe, on présente le chantier étudié. Dans le paragraphe suivant, le choix des paramètres pour chaque partie du modèle numérique est discuté. On confronte ensuite les résultats numériques obtenus avec les deux modèles H1 et HSM en ce qui concerne les déplacements horizontaux et verticaux mesurés sur le chantier. Les déplacements verticaux sont également comparés avec les résultats de la méthode semi-empirique de Ou et Hsieh (Hsieh et Ou, 1998 ; Ou et Hsieh, 2011).

En dernier lieu, on propose une méthode originale pour évaluer directement à partir du modèle numérique l'augmentation des efforts dans les butons due aux variations de température. Les résultats sont comparés à la démarche proposée récemment par Nejjar (2019).

## 4.2. Présentation du projet

La nouvelle gare de Créteil l'Échat sur la ligne 15 Sud du Grand Paris Express, est construite entre les voies ferrées du métro 8 et la rue Gustave-Eiffel sur la commune de Créteil. Elle dessert les quartiers alentour, qui rassemblent 30 000 habitants dans un rayon d'un kilomètre. En octobre 2019, le tunnelier Camille a été lancé pour creuser 4,3 km de tunnel jusqu'à Champigny-sur-Marne. La gare servira également de puits de sortie au tunnelier Marina en provenance de Vitry-sur-Seine.

### 4.2.1. Géométrie, maillage et hypothèses

La fouille étudiée est de 22,8 m de largeur et 111 m de longueur. Le terrain naturel est à 36 NGF. La nappe est considérée hydrostatique au niveau 30,7 NGF (5,30 m au-dessous de la surface du terrain naturel). La réalisation de la fouille comporte cinq phases d'excavation qui atteignent une profondeur de 28 m. L'écran de soutènement est une paroi moulée d'épaisseur de 1,2 m retenue par trois lits de butons métalliques. La figure 4.1 présente une photo de la fouille étudiée.

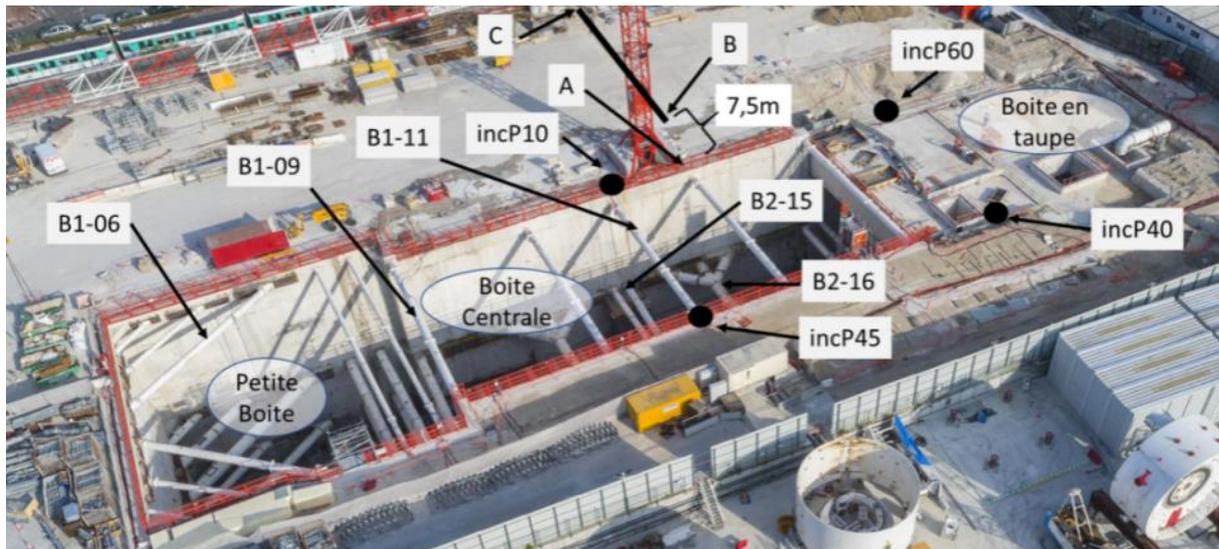


Figure 4.1 : Photo du chantier de Créteil l'Echat (Daktera, 2020)

On dispose en particulier de mesures inclinométriques pour relever le déplacement horizontal de la paroi pour deux panneaux notés P10 et P45 (la position des inclinomètres est indiquée par incP10 et incP45 sur la figure 4.1) ; le Shape Accel Array a été installé à proximité : il est représenté par la ligne noire BC de la figure 4.1. Il a été mis en place horizontalement dans une tranchée, à une profondeur de 60 cm. Pour des raisons liées aux contraintes du chantier, son extrémité est située à une distance de 7,5 m de la paroi.

Dans la suite, on cherche à confronter les modélisations numériques au comportement reflété par les inclinomètres des panneaux P10 et P45 et par le Shape Accel Array.

Certains travaux d'excavation ont été réalisés avec une risberme à l'intérieur de la fouille du côté du panneau de paroi P10. D'autre part, des remblais ont été déposés derrière l'écran à cet endroit pendant certaines phases d'excavation.

Ces considérations font que le problème n'est pas symétrique : on s'attend à des déplacements différents des deux parois en vis-à-vis. Dans ce qui suit, la coupe de calcul est modélisée avec les deux parois moulées. La géométrie de la section modélisée avec la risberme est représentée sur la figure 4.2.

L'extension latérale du domaine maillé à partir de chaque paroi est fixée à une valeur égale à 4 fois la largeur de l'excavation, soit 92 m. Pour l'extension verticale, une profondeur de 14 m en dessous de la paroi est prise en compte. Cette profondeur est considérée comme suffisante car la dernière couche est suffisamment rigide.

Le maillage est constitué de 19 800 éléments et 39 800 nœuds environ. Les conditions aux limites bloquent les deux composantes du déplacement à la base du maillage et le déplacement horizontal sur les frontières verticales.

On adopte les hypothèses suivantes dans la modélisation :

- le calcul est fait en déformations planes ;

- l'écran de soutènement est modélisé en éléments massifs (contrairement au chapitre précédent, où on avait utilisé des éléments de poutre) ; on ne modélise pas la phase d'installation (wished in place) ;
- des éléments d'interface sont introduits de chaque côté de chacune des parois ;
- les butons métalliques sont modélisés avec des éléments barres ;
- des phases de rabattement de la nappe sont modélisées. Elles sont considérées en fonction des travaux sur chantier.

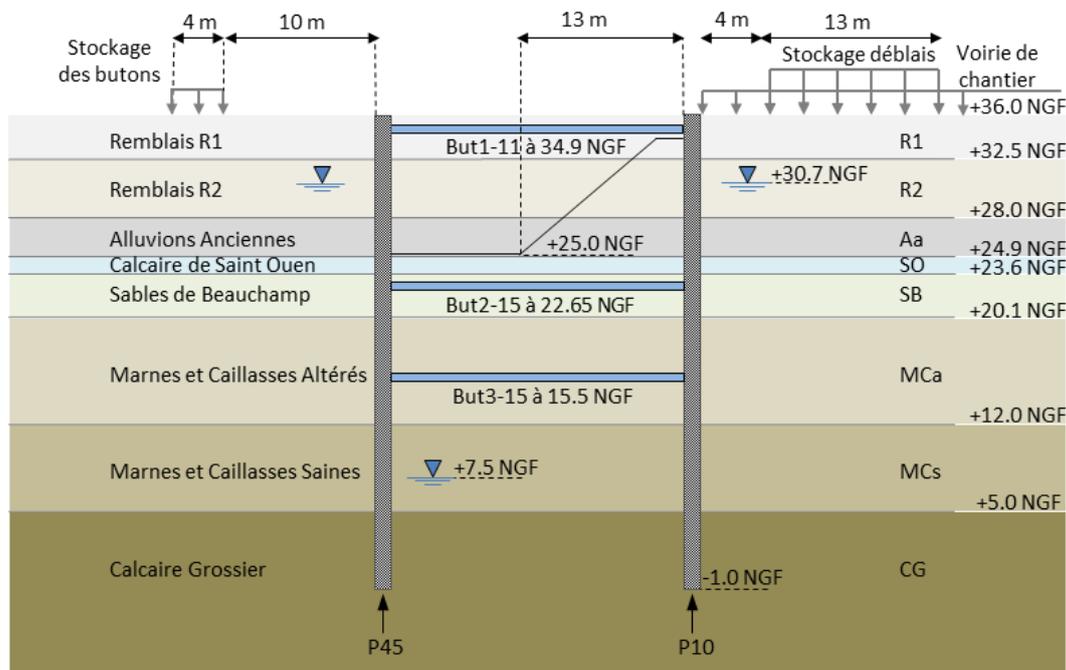


Figure 4.2 : Géométrie de la section de calcul S10 avec la risberme et les surcharges appliquées

#### 4.2.2. Phases du calcul

Le calcul est divisé en 10 phases pour modéliser les différentes étapes des travaux. Les phases sont présentées dans le tableau 4.1 suivant.

Tableau 4.1 : Phases considérées pour modéliser l'excavation de la gare de Créteil l'Echat

Numéro de la phase	Description et commentaires
<b>Phase 0</b>	initialisation des contraintes géostatiques : $\sigma'_v = \gamma z, \sigma'_h = K_0 \gamma z$ avec $K_0 = 1 - \sin \varphi$
<b>Phase 1</b>	activation de la paroi : on utilise la même procédure que dans le chapitre 3, qui consiste à prendre en compte la différence entre le poids du béton et celui du sol en place
<b>Phase 2</b>	essai de pompage : la nappe à l'intérieur de la fouille est rabattue à 7,5 NGF
<b>Phase 3</b>	fin de l'essai de pompage : le niveau de la nappe à l'intérieur de la fouille remonte à 25,5 NGF. Ce niveau est mesuré par des piézomètres après l'arrêt des pompes
<b>Phase 4</b>	excavation jusqu'à 34,3 NGF

<b>Phase 5</b>	rabattement de la nappe à 7,5 NGF
<b>Phase 6</b>	excavation du côté du panneau P45 jusqu'à 25 NGF avec prise en compte de la risberme devant l'inclinomètre P10 et activation du lit de butons B1 à 34,9 NGF
<b>Phase 7</b>	terrassement à 22,05 NGF ;
<b>Phase 8</b>	excavation jusqu'à 14,9 NGF et activation du lit de butons B2 à 22,65 NGF
<b>Phase 9</b>	excavation jusqu'au fond de fouille à 7,9 NGF et activation du lit de butons B3 à 15,5 NGF

La phase de coulage du radier et la dépose des butons du lit 3 ne sont pas modélisées car on s'intéresse à la comparaison entre les calculs et les mesures pour les trois dernières phases d'excavation.

D'autre part, des surcharges sont prises en compte dans certaines phases pour prendre compte les déblais stockés temporairement derrière la paroi. Comme présenté sur la figure 4.3 et suivant la démarche proposée par Daktera (2020), on a pris en compte :

- une surcharge de 4 kPa, appliquée sur une bande de 4 m de large à une distance de 10 m de la paroi du côté du panneau P45 qui représente la zone de stockage des butons ;
- une surcharge uniforme de 5 kPa qui représente les engins de terrassement proches de la paroi moulée et les engins de chantier qui circulent ou stationnent sur la voirie du côté du panneau P10 ;
- une surcharge qui représente le stockage des terres, derrière le panneau P10, sur une bande de 13m de largeur, éloignée de 4 m. Cette surcharge est de 40 kPa pour la phase de terrassement à 14,90 NGF et de 20 kPa pour le terrassement au fond de fouille.

Il est intéressant de souligner qu'on a ici à faire des choix de modélisation pour représenter au mieux le déroulement réel des travaux, mais qu'il est très difficile de justifier ces choix de manière précise compte tenu du caractère dynamique des conditions de chantier. Ces charges ont cependant une influence importante sur les résultats des calculs, et il convient de le garder à l'esprit pour l'interprétation des résultats.

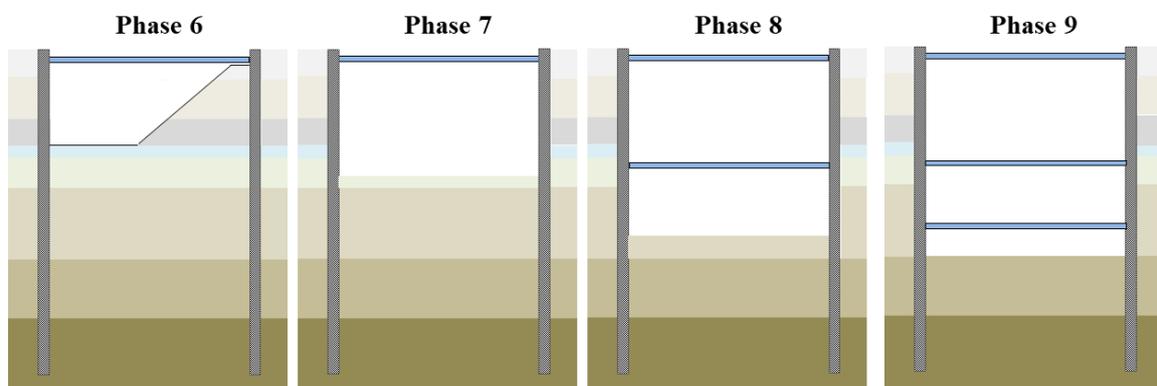


Figure 4.3 : Les quatre dernières phases du calcul

### 4.2.3. Propriétés des terrains et des matériaux

#### 4.2.3.1. Paroi

Les parois sont modélisées par des éléments « de massif » (qui ont une surface non nulle dans le maillage, contrairement aux éléments de poutre). Pour leur installation, on utilise la méthode de modélisation « wished in place » ou WIP qui consiste à considérer que la paroi est simplement mise en place instantanément dans le sol. Un comportement élastique linéaire est retenu, avec les paramètres donnés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Caractéristiques des parois moulées

$\gamma$	E	$\nu$	Epaisseur	Hauteur
kN/m <sup>3</sup>	kPa	-	m	m
25	30.10 <sup>6</sup>	0,3	1,2	32

#### 4.2.3.2. Butons

La fouille est soutenue par trois lits de butons métalliques. Ils sont modélisés avec des éléments de type barre (éléments 1D fonctionnant uniquement en traction compression), avec un comportement élastique linéaire. D’après une étude sur les efforts dans les butons menée par Daktera (2020), on prend en compte la raideur théorique dans la modélisation numérique. Les caractéristiques des butons sont présentées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Caractéristiques des trois lits de butons

Buton	E	Epaisseur	Espacement	Longueur	A	A <sub>équi</sub>
	GPa	mm	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> /m
<b>1-11</b>	210	16	10	22,77	0,0401	0,00401
<b>2-15</b>	210	17	3,11	22,77	0,0452	0,01453
<b>3-15</b>	210	16,5	3,55	22,77	0,0360	0,01014

#### 4.2.3.3. Couches de sols

##### 4.2.3.3.1. Essais en laboratoire et in situ

Des essais en laboratoire et in situ ont été réalisés pour déterminer les données géotechniques du terrain : des essais de classification de sols, des essais de cisaillement pour déterminer les caractéristiques mécaniques et des essais pressiométriques pour déterminer les modules de Ménard  $E_M$ . Quelques essais triaxiaux sur ces sols sont présentés dans le chapitre 1. Les propriétés de cisaillement  $c$  et  $\phi$  sont déduites des essais en laboratoire.

La section étudiée est composée de huit couches de sols. A partir de la surface, on a: deux couches de remblais notées R1 et R2, des alluvions anciennes (Aa), le calcaire de Saint Ouen (SO), les sables de Beauchamp (SB), des marnes et caillasses altérées (Mca), des marnes et caillasses saines (Mcs) et le calcaire grossier (CG). Suivant l’approche proposée par Daktera (2020), on définit pour chaque paramètre une borne inférieure et une borne supérieure. Les bornes supérieure et inférieure des modules sont égales à la médiane des mesures avec un intervalle de variation correspondant à 25% de l’écart type.

#### 4.2.3.3.2. Paramètres du modèle HSM

Pour le modèle HSM, on adopte les mêmes paramètres que dans les calculs de référence de Daktera (2020). Les valeurs des modules de déchargement  $E_{ur,ref}$  et les valeurs des modules sécants  $E_{50,ref}$  sont calculés à partir des modules pressiométriques selon les relations 4.1 et 4.2. Le module  $E_{oed,ref}$  n'est pas calculé car on n'a pas besoin de ce module dans la version HSM de CESAR. La valeur de l'exposant  $m$  est prise égale à zéro. Les modules  $E_{ur}$  et  $E_{50}$  sont alors constants au cours du calcul tel que :

$$E_{50} = 2 \frac{E_M}{a} \quad (4.1)$$

$$E_{ur} = 3 E_{50} \quad (4.2)$$

L'angle de dilatance est pris égal à zéro. Le paramètre  $R_f$  est égal à 0,9 pour toutes les couches.

Le tableau 4.4 récapitule l'ensemble des valeurs des paramètres retenues pour le modèle HSM dans les différentes couches.

Tableau 4.4 : Paramètres du modèle HSM

Couche	Unité	R1	R2	Aa	SO	SB	Mca	Mcs	CG
<b>Profondeur</b>	m	0	3,5	8	11,1	12,4	15,9	24	31
		3,5	8	11,1	12,4	15,9	24	31	51
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	16	16	17	17	19	19	18	20
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	17	17	18	18	20	20	19	21
$E_M$	MPa	14	8	15	23	21	81	277	334
$E_{ur,ref}$	MPa	168	96	273	276	252	972	3324	4008
$E_{50,ref}$	MPa	56	32	92	93	86	322	1109	1338
<b>a</b>	-	0,5	0,5	0,33	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
<b>v<sub>ur</sub></b>	-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>c</b>	kPa	10	10	5	20	25	15	15	100
<b>φ</b>	°	35	35	35	28	22	36	36	40
<b>ψ</b>	°	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>K<sub>0</sub><sup>NC</sup></b>	-	0,426	0,426	0,426	0,53	0,625	0,41	0,41	0,35

#### 4.2.3.3.3. Paramètres du modèle H1

Pour le modèle H1, la partie élastique est linéaire isotrope. Les valeurs du module de Young  $E$  sont prises égales aux modules de déchargement calculés par la formule 4.2 pour le modèle HSM. Une valeur égale à 0,2 est retenue pour le coefficient de Poisson. Les propriétés mécaniques de cisaillement  $c$  et  $\varphi$  sont également les mêmes que pour le modèle HSM.

Les seuls paramètres différents entre les deux modèles sont les paramètres de la loi d'écoulement et de la loi d'écrouissage : l'angle de frottement initial  $\varphi_0$ , l'angle caractéristique  $\varphi_c$ , le paramètre  $b$  et le paramètre  $\alpha_0$ .

Ils sont déterminés comme suit :

- l'angle de frottement initial est déterminé, comme au chapitre 3, en fonction de l'état initial ;
- comme dans le cas des essais triaxiaux présentés dans le chapitre 1, la valeur de  $\alpha_0$  est prise égale à l'unité ;
- pour le paramètre b, on adopte la même valeur pour toutes les couches de sol. Cette valeur est la moyenne des valeurs obtenues par calage sur les essais triaxiaux ;
- le calage de l'angle caractéristique sur les essais triaxiaux donne une valeur inférieure de 2 ou 3 degrés à l'angle de frottement ultime. Pour toutes les couches, on prend ici pour l'angle caractéristique une valeur égale à l'angle de frottement ultime diminué de 3 degrés ;

Le tableau 4.5 récapitule les valeurs des paramètres du modèle H1 données pour chaque couche de sol.

Tableau 4.5 : Paramètres du modèle H1

Couche	Unité	R1	R2	Aa	SO	SB	Mca	Mcs	CG
<b>Profondeur</b>	m	0	3,5	8	11,1	12,4	15,9	24	31
		3,5	8	11,1	12,4	15,9	24	31	51
$\gamma_{\text{unsat}}$	kN/m <sup>3</sup>	16	16	17	17	19	19	18	20
$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	17	17	18	18	20	20	19	21
<b>E<sub>ur,ref</sub></b>	MPa	168	96	273	276	252	972	3324	4008
<b>v<sub>ur</sub></b>	-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>Φ<sub>0</sub></b>	°	Φ <sub>min</sub>							
<b>c</b>	kPa	10	10	5	20	25	15	15	100
<b>p<sub>c</sub></b>	kPa	14,28	14,28	7,14	37,6	61,87	20,64	20,64	119,1 7
<b>φ</b>	°	35	35	35	28	22	36	36	40
<b>b</b>	-	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
<b>Φ<sub>car</sub></b>	°	32	32	32	25	19	33	33	37
<b>α<sub>0</sub></b>	-	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>K<sub>0</sub></b>	-	0,426	0,426	0,426	0,53	0,625	0,41	0,41	0,35

#### 4.2.3.4. Interface sol-paroi

Des éléments de joints sont utilisés pour modéliser l'interface sol-paroi. On leur attribue des caractéristiques de résistance au cisaillement calculées à partir de celles des couches de sol en affectant c et tan φ d'un coefficient de réduction  $R_{\text{inter}}$  pris égal à 0,62. L'angle de dilatance est nul. Les valeurs des raideurs des éléments joints sont égales à 100 fois les modules de déchargement de la couche de sol adjacente. La résistance à la traction est fixée à une valeur très grande pour éviter un décollement d'interface non réaliste pour une fouille butonnée. Les caractéristiques des éléments joints sont données dans le tableau 4.6. Chaque niveau de joints porte le numéro du niveau de la couche du sol adjacente.

Tableau 4.6 : Caractéristiques des différentes couches des éléments joints

	Unité	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8
$E_{int}$	GPa	16,8	9,6	27,3	27,6	25,2	97,2	332,4	401
$c_{int}$	kPa	6,2	6,2	3,1	12,4	15,5	9,3	9,3	62
$\varphi$	°	23,5	23,5	23,5	18,2	14,1	24,3	2	27,5
$\psi$	°	0	0	0	0	0	0	0	0
$R_{inter}$	-	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
$R_{traction}$	MPa	10	10	10	10	10	10	10	10

### 4.3. Analyse des déplacements horizontaux

Dans cette section, on présente les déplacements horizontaux de la paroi calculés avec les deux modèles HSM et H1. On discute les déplacements calculés au cours de l'essai de pompage, puis l'effet de la prise en compte de la risberme et des surcharges.

On note par « P10 » les déplacements du côté de la paroi droite (panneau P10) et par « P45 » les déplacements du côté de la paroi gauche (panneau P45).

#### 4.3.1. Essai de pompage : phases 2 et 3

Les déplacements pendant l'essai de pompage n'ont pas été mesurés par les inclinomètres. Le niveau de nappe descend à 7,5 NGF pendant l'essai de pompage. Ensuite les pompes sont arrêtées et le niveau de la nappe intérieur mesuré par des piézomètres remonte pour se stabiliser à 25,5 NGF.

On a fait une hypothèse simplificatrice d'un régime hydraulique sans écoulement pour modéliser l'essai de pompage et voir son effet sur les déplacements. Ce régime correspond à considérer que le niveau final de la nappe sépare deux zones d'état hydrostatique : une zone saturée et une zone non saturée. Les déformations résultant de la variation du niveau de la nappe sont alors calculées avec l'option WTB dans CESAR (comme dans le chapitre 3). Cette option consiste à injecter des forces volumiques de manière à passer d'un poids apparent  $\gamma_h$  (saturé  $\gamma_{sat}$  ou non saturé  $\gamma_{unsat}$ ) à un poids apparent déjaugé pour les points du maillage concernés par le rabattement.

Les densités volumiques pour les sols saturés et non saturés sont généralement très proches. Comme on n'a pas les densités volumiques des différentes couches de sols, on a adopté de manière forfaitaire les valeurs données dans les tableaux 4.4 et 4.5. Ces valeurs sont considérées pour distinguer les couches de sol en dessus du niveau de la nappe de celles en-dessous même si la différence est faible.

La figure 4.4 présente les déplacements horizontaux de l'écran pendant le pompage et après l'arrêt du pompage obtenus avec les deux modèles HSM et H1.

On peut relever deux points :

- les déplacements au cours de l'essai de pompage et les déplacements résiduels après la remontée de la nappe sont faibles entre 1 et 2 mm ;

- les deux modèles HSM et H1 donnent des résultats très voisins.

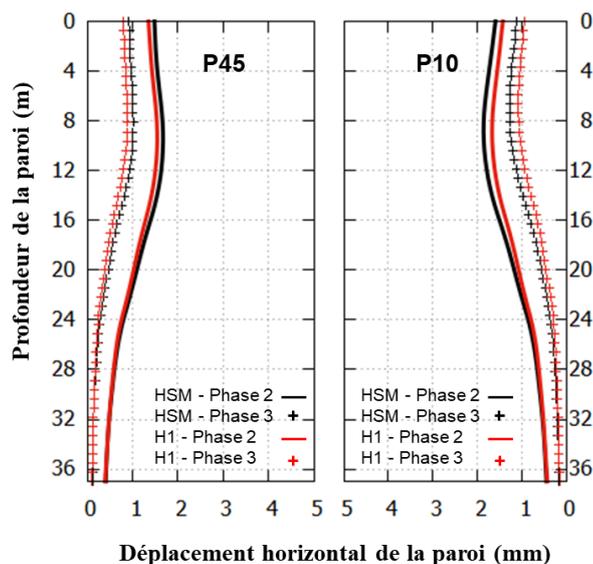


Figure 4.4 : Déplacements horizontaux de l'écran pendant et après l'essai de pompage

### 4.3.2. Effet de la risberme et des surcharges : phases 6 et 7

La phase de terrassement à 22,05 NGF a été réalisée avec une risberme contre la paroi de droite P10. Cette étape est prise en compte dans la modélisation, au cours de la phase 6 (cf. section 4.2.2) ; la phase 7 correspond à un terrassement uniforme de la fouille à 22,05 NGF.

La figure 4.5 montre que, pour la phase 6 (traits pleins), la paroi gauche P45 se déplace de 4 mm de plus que la paroi P10 avec ou sans prise en compte des surcharges. Au cours de cette phase, la risberme retient la paroi droite P10.

Pour la phase 7 (traits discontinus), il y a deux aspects qui influent les déplacements : la disparition de la risberme et l'application des surcharges derrière les parois.

Sans prise en compte des surcharges, les deux parois P10 et P45 présentent des déplacements très proches avec une différence inférieure à 1 mm. On peut estimer alors que la prise en compte de la risberme pour la phase 6 n'a pas d'influence sur les déplacements horizontaux des parois pour la phase 7 : une fois qu'on enlève la risberme, les deux parois présentent les mêmes déplacements horizontaux (figure 4.5 droite).

Dans le cas où une surcharge importante est appliquée derrière la paroi P10, celle-ci présente un déplacement maximal supérieur de 5 mm environ à celui de la paroi P45, derrière laquelle on a appliqué des surcharges plus faibles (figure 4.5 gauche). Cette asymétrie des déplacements provient de l'inégalité des surcharges appliquées derrière les parois P10 et P45.

La prise en compte de la modélisation de la risberme n'a pas d'effet significatif sur l'estimation des déplacements. Cette conclusion est confirmée par d'autres calculs où l'on ne prend pas en compte la risberme et on élimine la phase 6 : on excave en une seule fois le terrain jusqu'à 22,05 NGF. Les résultats (qu'on ne présente pas ici) montrent qu'on obtient les mêmes résultats avec ou sans prise en compte de la risberme. La différence des

déplacements horizontaux pour la phase 7 avec prise en compte des surcharges, est alors due aux surcharges inégales dues aux matériaux déposés à proximité des deux parois.

On notera cependant que, même si la prise en compte de la risberme n'a pas un grand effet sur les résultats des calculs, on peut considérer qu'elle constitue une disposition constructive qui peut être utile pour réaliser les travaux dans la fouille dans de bonnes conditions.

On note à nouveau une très bonne concordance entre les résultats donnés par les modèles HSM et H1 : les déplacements estimés par ces deux modèles sont à peu près les mêmes.

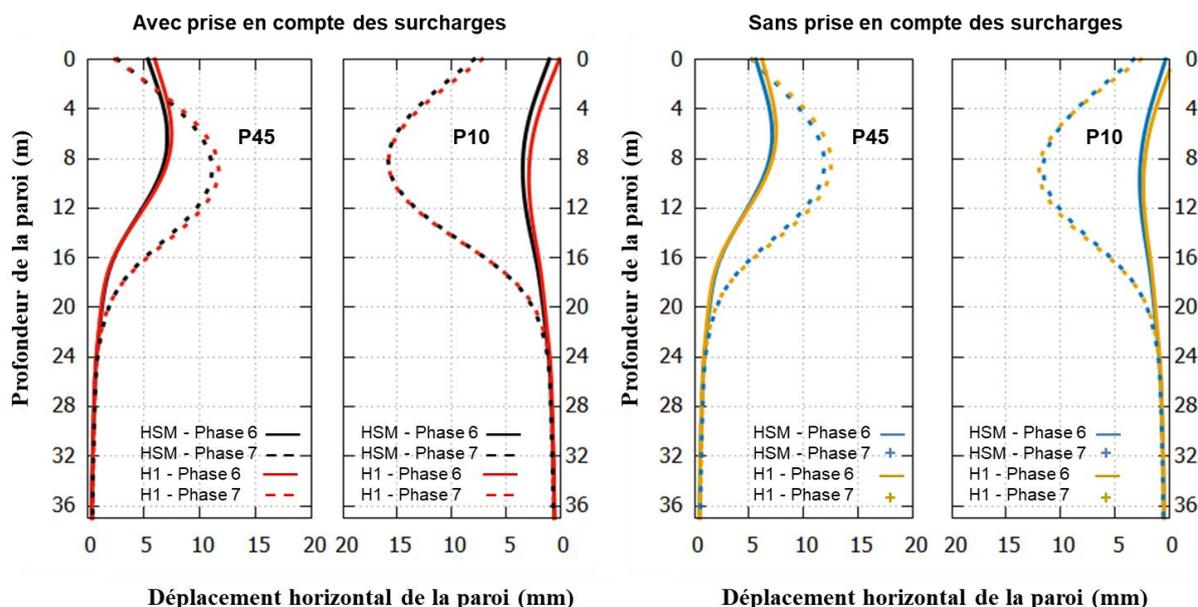


Figure 4.5 : Déplacements horizontaux des deux parois pour l'étape de terrassement avec risberme et la phase d'excavation suivante avec (à gauche) et sans (à droite) prise en compte des surcharges

### 4.3.3. Comparaison avec les mesures pour les phases 7, 8 et 9

La figure 4.6 compare les déformées calculées avec les deux modèles de comportement HSM et H1 aux mesures des inclinomètres (en trait pointillé), pour la phase 7 dont il a été question dans la section précédente (terrassement à 22,05 NGF). Les figures 4.7 et 4.8 présentent les mêmes comparaisons pour les deux phases de terrassement suivantes ; la phase de calcul 8 (terrassement à 14,9 NGF) et la phase 9 (terrassement à 15,5 NGF).

Sur le plan qualitatif, les deux modèles reproduisent bien l'évolution des déformées des deux parois : évolution du déplacement maximal, déplacement de la position du maximum vers le bas, rôle des appuis.

Les modèles numériques donnent une estimation satisfaisante des déplacements de la paroi P45 en termes d'allure et d'amplitude pour les trois phases de terrassement. On observe une différence sur le déplacement en tête de la paroi entre les modélisations avec et sans prise en compte des surcharges notamment pour les deux dernières phases d'excavation. Avec prise en compte des surcharges, les déplacements en tête de la paroi P45 sont inférieurs d'environ 8 mm aux déplacements obtenus sans prise en compte des surcharges. Ces déplacements

résultent du fait que la paroi droite se déplace plus sous l'effet des surcharges plus importantes placées derrière elle, ce qui augmente l'effort dans le buton et contribue à diminuer le déplacement de la tête de la paroi gauche.

Pour la paroi P10, les déplacements donnés par les inclinomètres sont inférieurs à ceux de la paroi P45 pour la phase 7. Pour cette phase, les deux modèles surestiment les déplacements horizontaux de la paroi P10, même si on omet les surcharges. Ils ne rendent pas compte du fait que le déplacement de la paroi P10 est moindre (la risberme à l'intérieur de la fouille ne suffit pas à rendre compte de la dissymétrie observée).

Pour les deux dernières phases de terrassement (phases de calcul 8 et 9), les mesures donnent des déplacements pour la paroi de droite P10 plus grands que ceux de la paroi de gauche. Les deux modèles estiment d'une manière très satisfaisante les déplacements horizontaux de la paroi P10 dans le calcul avec prise en compte des surcharges. Sans prise en compte de ces surcharges, les déplacements horizontaux estimés sont largement inférieurs aux mesures des inclinomètres. Les surcharges constituent donc un élément essentiel pour que la modélisation rende compte de la différence entre les mesures des deux parois pour les deux dernières phases d'excavation.

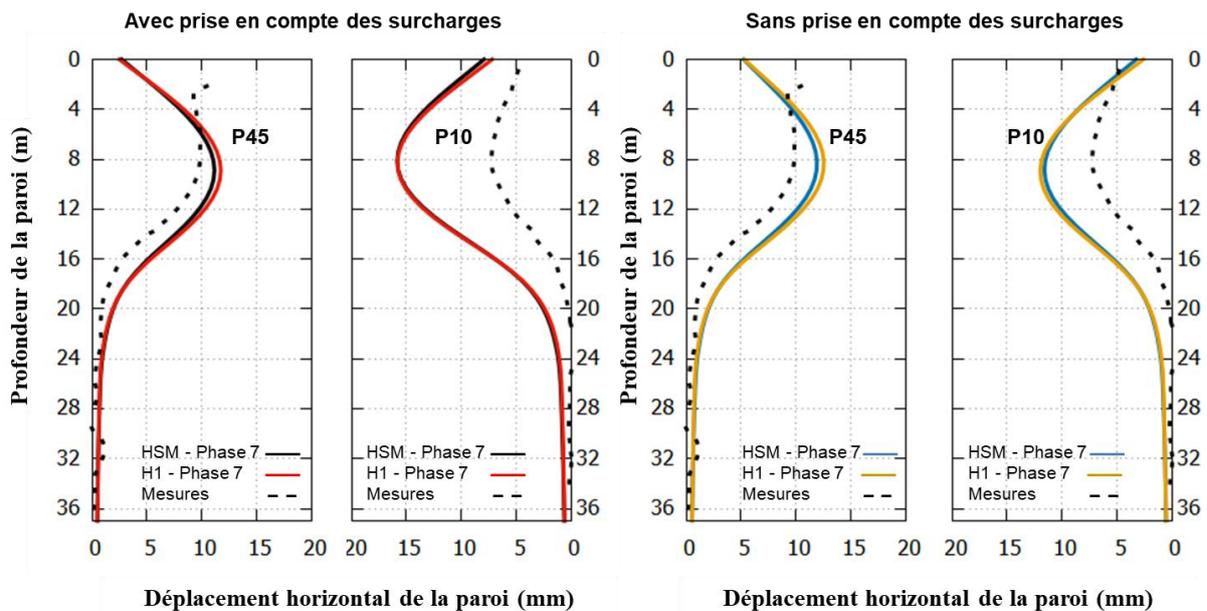


Figure 4.6 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -13,95 m

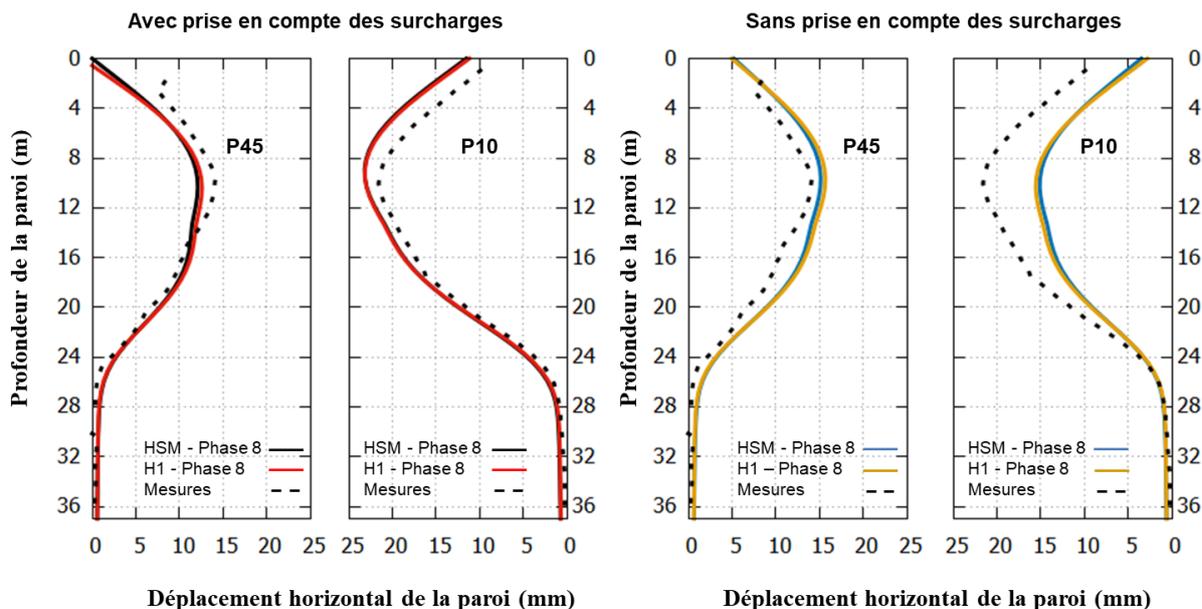


Figure 4.7 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -21,1 m

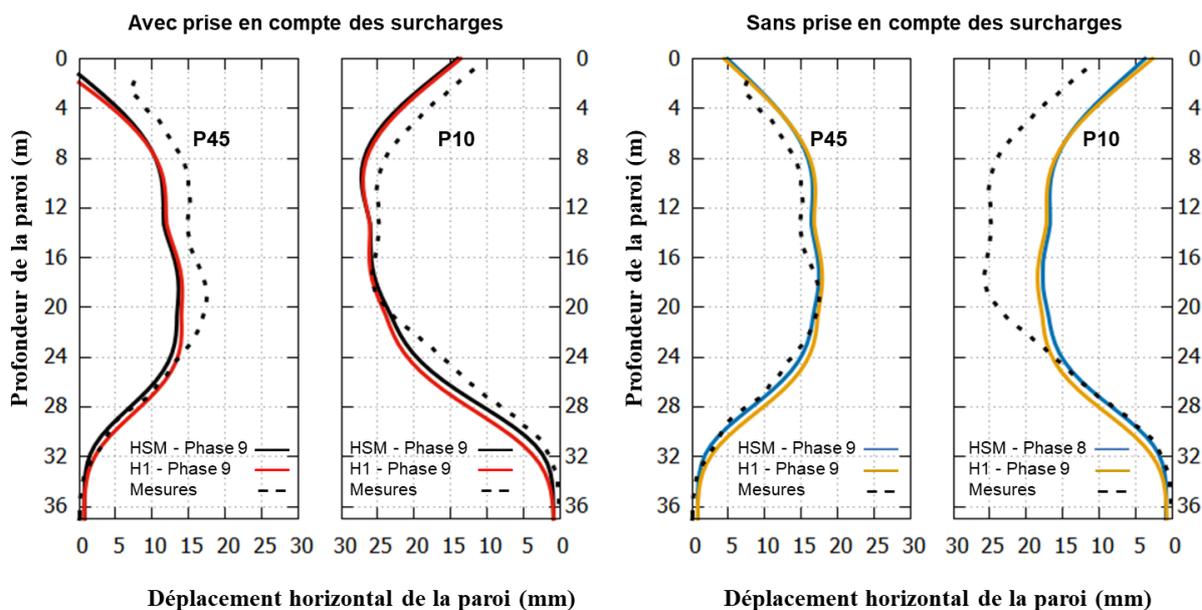


Figure 4.8 : Déplacements horizontaux des deux parois pour la phase de terrassement à -28,1 m

On peut observer qu’il s’avère difficile d’obtenir un très bon accord entre les modélisations et les mesures pour toutes les phases de terrassement. Dans ce cas par exemple, on aurait pu chercher à réduire la déformée de la paroi de droite en phase 7 pour se caler aux mesures, mais cela aurait augmenté l’écart entre la modélisation et les mesures des phases 8 et 9. Cela traduit le fait que le modèle de comportement n’est pas le seul responsable des résultats obtenus, et que les mesures reflètent différents éléments difficiles à prendre en compte dans la modélisation (détails du phasage, effets tridimensionnels, etc.).

D'une manière générale, la modélisation reproduit dans l'ensemble l'allure des déplacements mesurés sur les deux parois pour les trois phases de terrassements, le modèle H1 donnant des résultats très voisins de ceux du modèle HSM.

## 4.4. Analyse des déplacements verticaux

Le « Shape Accel Array », ou SAA, est une chaîne de 30 segments de 1 m de long contenant des accéléromètres. Il a été installé dans une tranchée, à une distance de 7,5 m de la paroi moulée, à 60 cm de profondeur. Pour compléter le dispositif de suivi des tassements, deux cibles ont été installées sur des blocs en béton à 1 m et à 3 m de la paroi moulée, mais les résultats de ces cibles ne semblent pas corrects. Les mesures des déplacements verticaux obtenues grâce au SAA correspondent aux trois dernières phases d'excavation, moyennant un traitement des données brutes décrit par Daktera (2020).

Avant la comparaison entre les résultats numériques obtenus et le calcul en éléments finis, on compare les mesures obtenues par le SAA à la méthode semi-empirique proposée par Ou et Hsieh (Hsieh et Ou, 1998 ; Ou et Hsieh, 2011).

### 4.4.1. Comparaison des mesures avec une méthode semi-empirique

#### 4.4.1.1. Prédiction des tassements avec la méthode de Ou et Hsieh (2011)

Dans cette première section, on compare les mesures obtenues par le SAA avec la méthode semi-empirique de Ou et Hsieh (Hsieh et Ou, 1998 ; Ou et Hsieh, 2011). Ces derniers proposent de baser la prédiction des tassements derrière l'écran sur l'analyse des déplacements latéraux de l'écran. Hsieh et Ou distinguent deux types de « profils » pour la distribution des tassements : un profil de type tympan (en anglais spandrel) et un profil de type concave (figure 4.9). Pour chaque type, ils distinguent une zone d'influence primaire (PIZ) et une zone d'influence secondaire (SIZ).

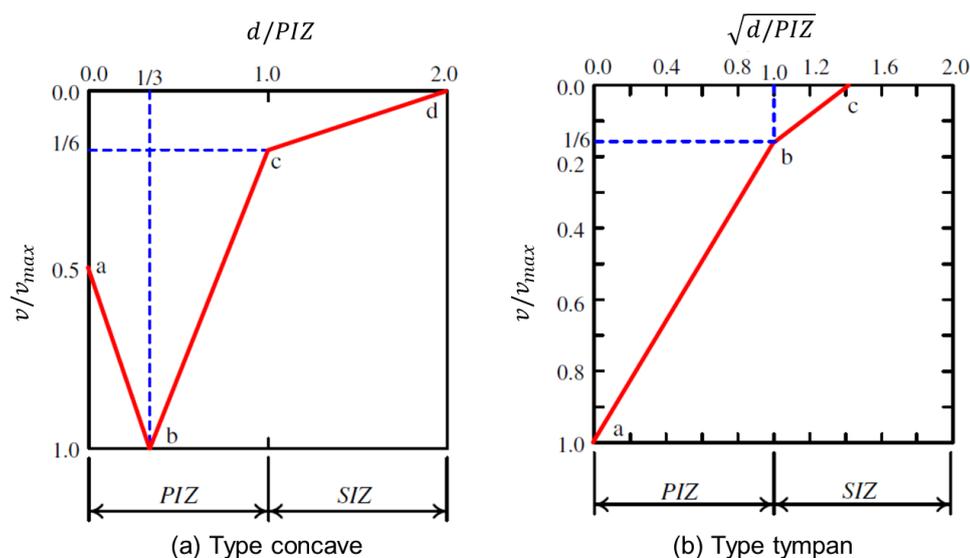


Figure 4.9 : Les deux types de cuvettes de tassements proposées par la méthode de Ou et Hsieh (2011)

Pour la zone d'influence primaire, la forme de la cuvette de tassements est relativement abrupte et peut induire une grande distorsion angulaire sur les bâtiments si le maximum est important. Dans la zone d'influence secondaire, la pente est plus faible, et les bâtiments sont certainement moins affectés. L'étendue de ces zones dépend de la profondeur et la largeur de l'excavation, l'emplacement de la couche de sol rocheux et la profondeur de sol tendre.

Hsieh et Ou (1998) ont d'abord proposé une première approche pour évaluer l'étendue des zones d'influence primaire et secondaire : sur la base de l'analyse de cas de fouilles bien documentés, ils définissent l'étendue des deux zones en fonction de la profondeur de l'excavation finale. Ils ont constaté que cette première méthode ne s'applique pas pour les phases d'excavation intermédiaires et qu'elle donne parfois des cuvettes de tassements trop étendues.

Dans un travail plus récent, Ou et Hsieh (2011) considèrent que l'étendue des deux zones d'influence dépend d'un paramètre autre que la profondeur de l'excavation  $H_e$  qui est la profondeur de la couche de sol « suffisamment rigide »  $H_g$ . Dans la suite, on se base sur cette deuxième approche.

Comme on l'a dit plus haut, la méthode repose sur une estimation préalable des déplacements horizontaux de l'écran. On peut les évaluer en faisant des calculs par éléments finis, ou en utilisant par exemple la méthode proposée par Clough et O'Rourke (1990) basée sur le facteur de sécurité contre le soulèvement du fond de fouille, le type d'écran de soutènement et l'espacement vertical des appuis. Les étapes permettant de prévoir la cuvette de tassement sont les suivantes :

- 1- Estimer le tassement maximum  $v_{max}$  de la surface du sol, variant entre 50% et 75% du déplacement horizontal maximal de la paroi, noté  $u_{max}$ .
- 2- Déterminer le type de profil de la cuvette en calculant la surface de la zone en porte-à-faux  $A_c$  et la surface de la zone profonde déviée de la paroi  $A_s$  (figure 4.10).

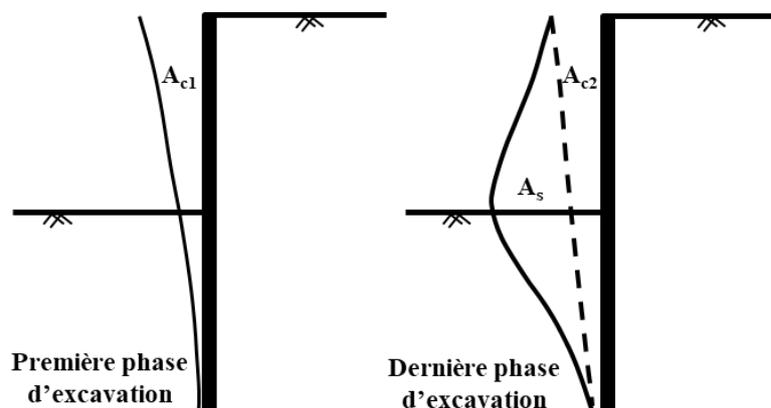


Figure 4.10 : Les surfaces à considérer dans la méthode de Hsieh et Ou (1998)

$A_c$  est pris égal au maximum des valeurs  $A_{c1}$  et  $A_{c2}$ , qui correspondent à l'aire comprise entre la position initiale du soutènement et sa déformée après la première phase d'excavation pour  $A_{c1}$  et les pointillés de la figure 4.10 pour  $A_{c2}$ . Cette grandeur est ensuite comparée à la surface  $A_s$  qui correspond à l'aire comprise entre la position verticale initiale du soutènement et sa déformée à la dernière phase d'excavation. L'analyse de plusieurs cas historiques d'excavation par les auteurs montrent que si la valeur de  $A_s$  est supérieure à  $1,6 A_c$ , des profils concaves sont observés alors qu'une cuvette de type tympan est obtenue par les autres excavations.

- 3- Déterminer la zone d'influence primaire. Elle est déterminée comme la plus grande des zones de rupture potentielles qui correspondent à la zone de rupture active et la zone de soulèvement basal potentiel :

$$PIZ = \max (PIZ1, PIZ2)$$

La zone de rupture potentielle due à la rupture active est approximativement égale à deux fois la profondeur d'excavation mais est limitée par le sol rocheux

$$PIZ1 = \min (2H_e, H_g)$$

Où  $H_g$  est la profondeur de la couche raide. La zone de rupture potentielle due à un soulèvement basal est approximativement égale à la largeur de l'excavation mais est limitée par la profondeur du fond d'argile molle :

$$PIZ2 = \min (B, H_f)$$

$H_f$  correspond à la profondeur de la couche de sol tendre, et  $B$  la largeur de la fouille.

- 4- Calculer les tassements de la surface à différentes distances derrière la paroi selon la figure 4.9. Avec le profil concave, le tassement du sol au niveau du mur est supposé égal à la moitié du tassement maximum du sol, et le tassement maximum se trouve à 1/3 de la zone d'influence primaire. Avec un profil de type tympan, le tassement maximal du sol se produit au niveau du mur.
- 5- Le tassement au point de transition entre la zone d'influence primaire et l'influence secondaire pour les profils de tassement concave et tympan est essentiellement le même, égal à 1/6 du tassement maximal.

#### 4.4.1.2. Comparaison des mesures du SAA avec la méthode de Ou et Hsieh (2011)

Les surfaces mises en jeu dans la méthode de Ou et Hsieh (2011) ont été calculées à partir des déformées de la paroi pour les terrassements à 14,9 NGF, 15,5 NGF et 22,05 NGF. Pour calculer la surface  $A_{c1}$ , on se réfère aux mesures des inclinomètres présentées dans Daktera (2020). La courbe choisie correspond aux mesures inclinométriques pour les premières étapes de terrassement sur chantier. Les déplacements horizontaux maximaux mesurés dans la paroi P10 sont considérés pour le calcul des tassements maximaux. Le tassement maximal est considéré égal à 50% du déplacement horizontal maximal pour les trois phases d'excavation.

Les valeurs obtenues sont données dans le tableau 4.7. La figure 4.11 présente les prévisions des tassements selon la méthode de Ou et Hsieh (2011) et ceux mesurés par le SAA pour les trois phases d'excavation correspondantes, sur une étendue de 50 m derrière la paroi.

Tableau 4.7 : Surfaces calculées pour la première et les trois dernières phases d'excavation

Unité	$A_s$ m <sup>2</sup>	$A_{c2}$ m <sup>2</sup>	$A_{c1}$ m <sup>2</sup>	$A_c$ m <sup>2</sup>	$A_s/A_c$ -	Type -	$u_{max}$ mm	$v_{max}$ mm
<b>Excavation 1</b>	-	-	0,017	-	-	-	-	-
<b>Excavation 3</b>	0,0409	0,0555	-	0,055	0,743	Tympan	7,24	3,62
<b>Excavation 4</b>	0,223	0,106	-	0,106	2,198	Concave	21,6	10,8
<b>Excavation 5</b>	0,374	0,177	-	0,177	2,113	Concave	25,22	12,61

Tableau 4.8 : Etendue des deux zones d'influence pour les trois dernières phases d'excavation

	$H_e$	$2H_e$	$H_g$	PIZ	SIZ
<b>Excavation 3</b>	13,95	27,9	24	24	24
<b>Excavation 4</b>	21,1	42,2	24	24	24
<b>Excavation 5</b>	28,11	56,22	24	24	24

La méthode prévoit une cuvette de tassement de type tympan pour l'excavation 3 et une cuvette concave pour les excavations 4 et 5. Pour l'excavation 3, les mesures dans la zone d'influence primaire donnent des tassements beaucoup plus faibles que les valeurs calculées. Le tassement maximal est largement surestimé par la méthode empirique. Pour les excavations 4 et 5, l'estimation des tassements dans la zone d'influence primaire concordent bien avec les mesures. Même si les tassements estimés dans la zone d'influence secondaire sont supérieurs aux mesures du SAA, l'écart reste acceptable.

L'étendue de la zone d'influence primaire est correctement évaluée pour les trois phases d'excavation. En revanche, les mesures donnent des valeurs négligeables à partir d'une distance à peu près égale à 23 m à partir de la paroi, comme s'il n'y avait pas de zone d'influence secondaire. On peut mentionner le fait que les tassements mesurés loin de la paroi ne sont pas nécessairement représentatifs de la réalité car les corrections effectuées sur les données brutes (Daktera, 2020) peuvent avoir contribué à sous-estimer les tassements mesurés loin de la paroi.

En conclusion, les mesures des tassements par le SAA, au moins dans la zone d'influence primaire, sont similaires aux prévisions de la méthode empirique de Ou et Hsieh (2011), qui est largement fondée sur des résultats de mesures.

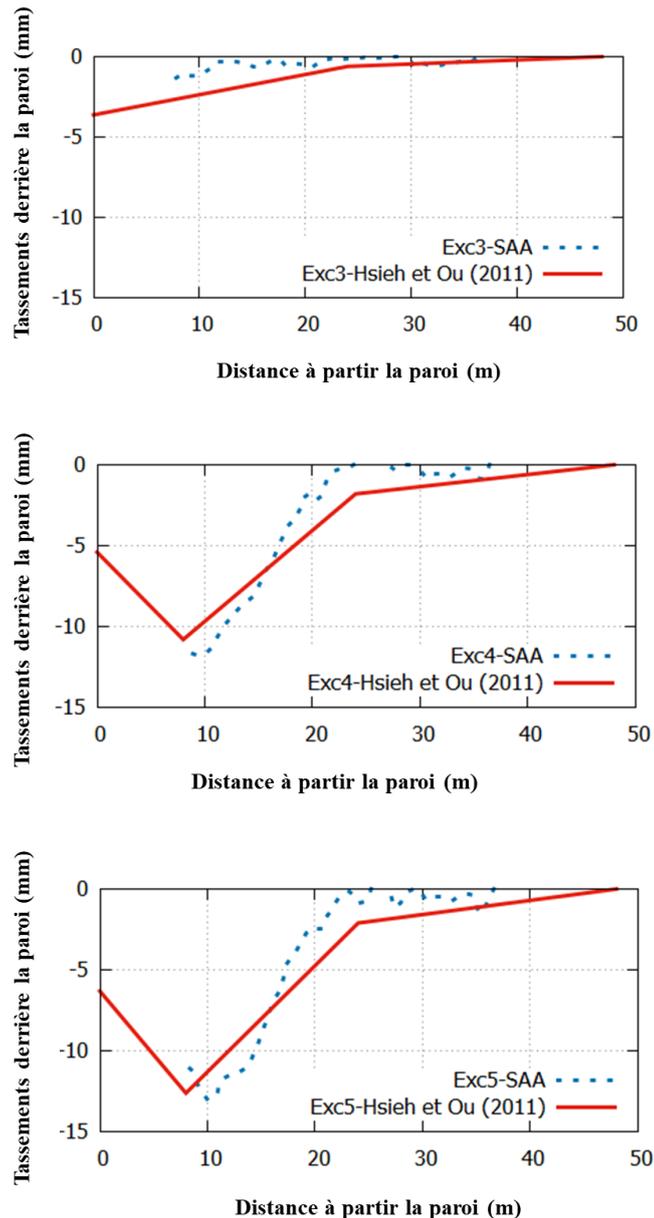


Figure 4.11 : Tassements mesurés avec le SAA comparés à la méthode de Ou et Hsieh (2011)

## 4.4.2. Résultats de la modélisation numérique : phases 7, 8 et 9

### 4.4.2.1. Section du calcul

Le SAA a été installé à une distance d'environ 12 m de la section étudiée précédemment, du côté du panneau P10. Les tassements calculés derrière ce panneau ne peuvent pas être comparés directement aux tassements mesurés par le SAA, à cause du fait que les surcharges localisées derrière le panneau P10 ne s'étendaient pas jusqu'à la zone où se trouvait le SAA.

Comme on l'a vu, les surcharges ont une grande influence sur les déplacements horizontaux de l'écran. L'examen des résultats des simulations montre qu'elles jouent également beaucoup sur les tassements calculés derrière la paroi.

Dans la suite, on présente un premier calcul avec une surcharge de 20 kPa sur la zone de stockage de déblais derrière P10 pour les phases de calcul 8 et 9 (terrassement à -21,1 m puis -28,1 m), mais sans la surcharge de 5 kPa appliquée derrière la paroi P10 pour tenir compte des engins de chantier.

Dans un second calcul, on supprime toute surcharge appliquée derrière la paroi P10.

Les surcharges prises en compte peuvent être discutées. Le choix le plus approprié n'est pas évident, compte tenu du fait que les talus de déblais stockés derrière la paroi de droite variaient au cours du temps et le long de la paroi. On a donc choisi de présenter les résultats numériques obtenus derrière la paroi P10 avec et sans surcharges.

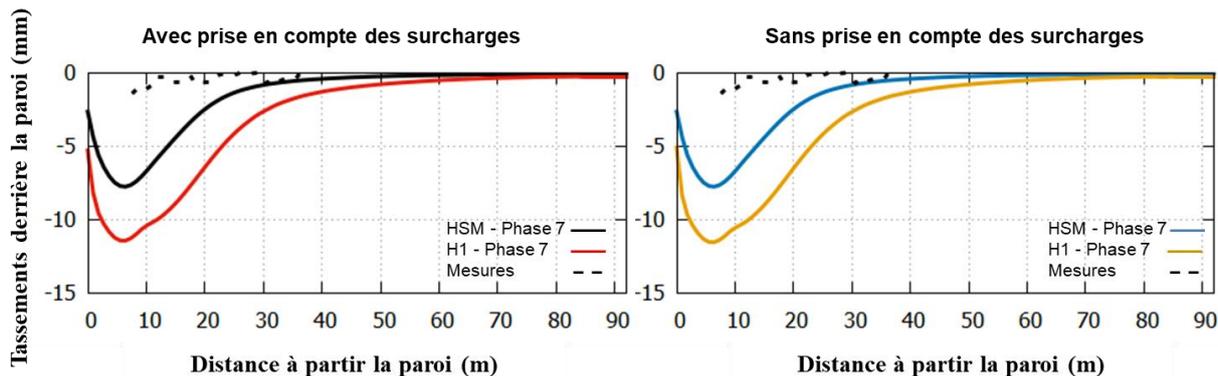
#### **4.4.2.2. Comparaison avec les mesures des phases de terrassements**

La figure 4.12 illustre les résultats obtenus pour les tassements derrière la paroi P10, pour les trois dernières phases de terrassement, avec les deux modèles de comportement HSM et H1, et pour les deux configurations étudiées (avec et sans surcharges derrière la paroi). Ces cuvettes sont comparées aux mesures données par le Shape Accel Array.

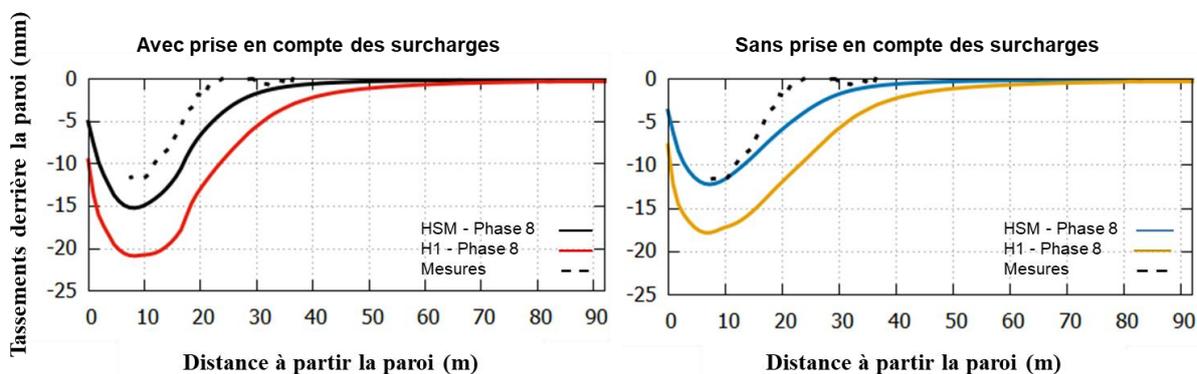
Comme on pouvait l'anticiper à partir des résultats du chapitre précédent, les tassements obtenus avec le modèle H1 sont plus grands que ceux obtenus avec le modèle HSM pour les trois phases de terrassements. Avec les deux modèles de comportement, les tassements calculés surestiment largement les mesures, dans le cas où l'on prend en compte des surcharges.

Les cuvettes de tassement calculées sont plus étendues que les cuvettes mesurées. Sans prise en compte des surcharges, avec le modèle de comportement HSM, on se rapproche des tassements mesurés pour les deux dernières phases de terrassements. Avec le modèle H1, les tassements calculés restent supérieurs aux valeurs mesurées. Les tassements maximaux restent cependant dans des ordres de grandeur acceptables.

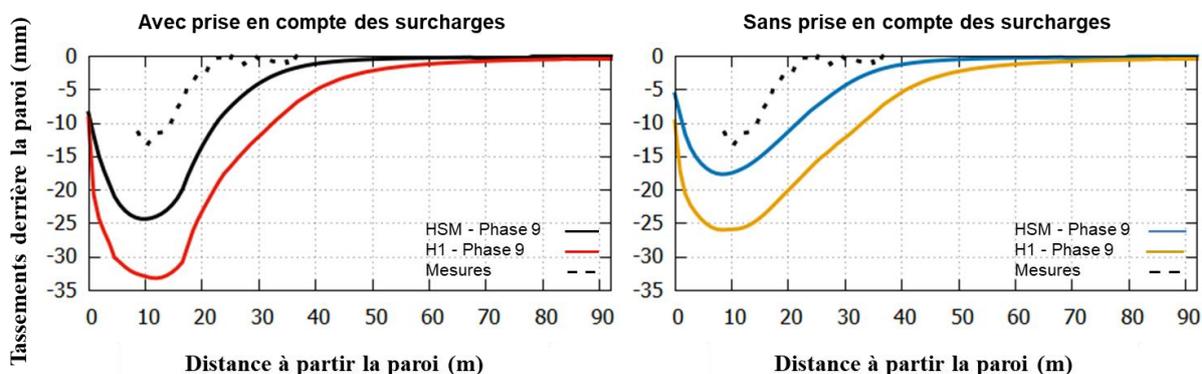
Il est difficile de distinguer les tassements dus à l'activité du chantier et les tassements dus aux terrassements. Daktera (2020) indique que de très forts tassements de surface ont été mesurés par le SAA même avant les phases de terrassements. Ils prouvent que l'activité du chantier joue un rôle très important dans l'obtention de mesures fiables. Ces résultats numériques des tassements derrière l'écran sont donc à discuter avec précaution : les écarts entre calculs et mesures peuvent être en partie dus aux corrections effectuées sur les mesures. On a déjà expliqué que les calculs reposent sur des hypothèses nombreuses qui ne reflètent pas toujours fidèlement les détails des travaux sur chantier : cela est illustré ici par le problème du choix des surcharges à prendre en compte dans la modélisation.



(a) Excavation 3



(b) Excavation 4



(c) Excavation 5

Figure 4.12 : Comparaison entre les tassements mesurés par le SAA et calculés avec les deux modèles HSM et H1 pour les excavations 3, 4 et 5 (à gauche : avec surcharges ; à droite, sans surcharge)

#### 4.4.2.3. Calcul avec une élasticité anisotrope

Les résultats précédents montrent que le modèle H1 surestime les tassements par rapport au modèle HSM et aux mesures. Dans ce paragraphe, on propose d'étudier l'effet d'une élasticité linéaire anisotrope dans le modèle H1. L'élasticité considérée est de type isotrope transverse. Cette étude peut être faite très simplement sans développement supplémentaire

avec le logiciel CESAR. Ce modèle nécessite cinq paramètres indépendants  $E_h$ ,  $E_v$ ,  $\nu_{hh}$ ,  $\nu_{vh}$  et  $G_{vh}$  :

- $E_h$  et  $E_v$  correspondent respectivement aux modules d'élasticité horizontal et vertical. Le rapport entre ces modules est :

$$n = \frac{E_h}{E_v} \quad (4.3)$$

- $G_{vh}$  est le module de cisaillement vertical. Le rapport entre ce module et le module de cisaillement horizontal  $G_{hh}$  est :

$$\alpha = \frac{G_{hh}}{G_{vh}} \quad avec \quad G_{hh} = \frac{E_h}{2(1+\nu_{hh})} \quad (4.4)$$

- $\nu_{hh}$  et  $\nu_{vh}$  correspondent respectivement aux coefficients de Poisson horizontal et vertical.
- le rapport entre le module de module de cisaillement vertical  $G_{vh}$  et le module d'élasticité  $E_v$  est :

$$m = \frac{G_{vh}}{E_v} \quad (4.5)$$

Dans le cas isotrope, ce rapport est égale à  $m_{iso} = \frac{1}{2(1+\nu_{hh})}$ . La relation entre ces différents ratios est :

$$\frac{m}{m_{iso}} = \frac{n}{\alpha} \quad (4.6)$$

Ce type de modèles est quelquefois utilisé pour l'étude de la cuvette de tassement en termes d'amplitude et d'étendue à la fois pour des excavations et des tunnels. Chaque auteur établit différemment la relation entre les ratios mentionnés ci-dessus. Graham et Houlsby (1983) proposent de relier les rapports entre eux de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{G_{hh}}{G_{vh}} = \sqrt{\frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}}} = \sqrt{n} \quad (4.7)$$

Pour les tunnels, Lee et Rowe (1989) et Simpson et al. (1996) considèrent que le module d'élasticité horizontal  $E_h$  a peu d'influence sur le tassement. Ils considèrent que  $E_v=E_h$  et  $\nu_{hh}=\nu_{hv}$  et que c'est le rapport  $m=G_{vh}/E_v$  qui contrôle la cuvette de tassement. Ils concluent que la réduction du module de cisaillement avec une isotropie transverse donne une cuvette de tassement plus étroite ( $\alpha>1$  et  $G_{vh}<G_{hh}$ ). Puzrin et al. (2012) constate de même que la réduction du module de cisaillement réduit la largeur de la cuvette de tassement.

Addenbrooke et al. (1997) distinguent l'effet des deux ratios  $n$  et  $m/m_{iso}$  : ils considèrent que le tassement maximal augmente quand  $n>1$  ( $E_v<E_h$ ) sans amélioration de la forme de la cuvette. L'introduction d'un rapport  $m/m_{iso}<1$  permet d'atteindre des cuvettes plus étroites. Lee et Ng (2002) montrent que l'effet de  $n$  sur l'étendue de la cuvette est très limité. Franzius et al. (2005) et Zymnis et al. (2013) concluent que l'isotropie transverse est inutile pour l'amélioration de la cuvette de tassement. Ils considèrent  $m>m_{iso}$ ,  $n>1$  et  $n=\alpha^2$  comme Graham et Houlsby (1983).

Plus récemment, Gilleron (2016) est parvenu à la conclusion que l'isotropie transverse a une influence importante sur le profil de tassement calculé au-dessus d'un tunnel, en augmentant le tassement maximal et réduisant sa largeur. Il propose une formulation qui permet de reproduire les cuvettes de tassement observées en particulier pour  $K_0 < 1$  qui correspond à la région parisienne. Il considère que cette anisotropie se traduit par  $E_v > E_h$  c'est à dire  $n < 1$ , constate l'influence du module de cisaillement transverse sur la largeur de la cuvette de tassement et retient  $\nu_{vh} = \nu_{hh} = 0,2$  et  $m_{iso} = 0,42$ . Il propose d'utiliser la formule suivante entre  $\alpha$  et l'inverse de  $n$  :

$$\alpha = \frac{1}{n^x} \quad \text{alors} \quad \frac{m}{m_{iso}} = n^{1+x} \quad (4.8)$$

Avec la formulation 4.8, une valeur plus faible de  $n$  correspond à une valeur plus faible du rapport  $m/m_{iso}$  avec  $x$  fixé à une valeur égale à 0,8. Le tassement maximal augmente et l'étendue de la cuvette diminue.

Dans notre étude, on propose de se baser sur le travail de Gilleron (2016). Le but est d'étudier l'effet de cette anisotropie transverse et d'essayer de réduire le tassement maximal et l'étendue de la cuvette de tassement avec les deux modèles de comportement H1 et HSM.

On propose de faire 3 calculs avec les caractéristiques présentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 : Valeurs retenues pour les trois ratios pour les calculs réalisés

	<b>n</b>	<b>m/m<sub>iso</sub></b>	<b>α</b>
<b>Calcul 1</b>	0,5	1	0,5
<b>Calcul 2</b>	1	0,287	3,782
<b>Calcul 3</b>	0,5	0,287	1,741

Dans un premier calcul, on adopte un module vertical  $E_v$  égal à deux fois le module horizontal  $E_h$  ( $n=1/2$ ). Cela permet d'étudier l'effet de l'augmentation du module d'élasticité vertical. Le deuxième calcul teste l'effet de la réduction du module de cisaillement seul. Le troisième correspond aux valeurs déterminées à partir la formulation 4.8 avec  $x=0,8$ .

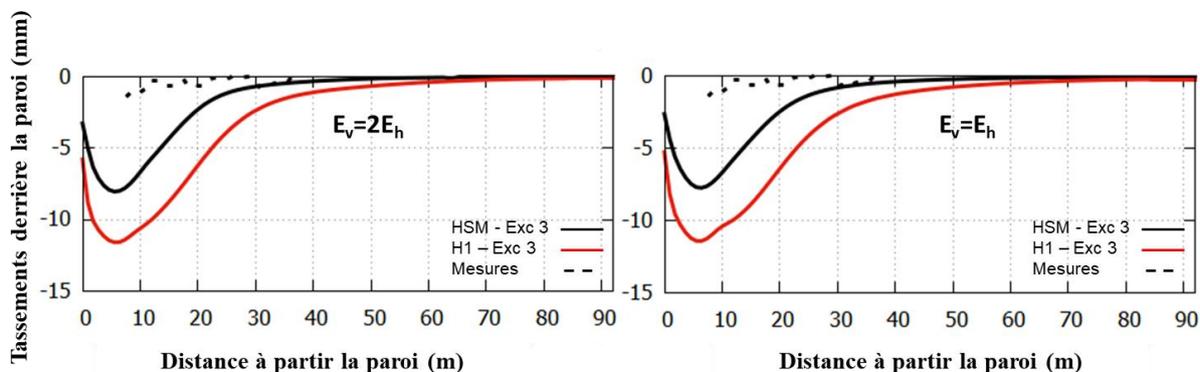
Le calcul 1, qui présente un module de cisaillement et un module d'élasticité supérieur au cas isotrope, présente des tassements maximaux inférieurs de 1 mm. Dans les calculs 2 et 3, des tassements maximaux supérieurs de 1 mm à ceux du calcul isotrope sont observés.

La figure 4.13 montre les tassements obtenus pour les deux modèles de comportement H1 et HSM pour le calcul 1 et les calculs de référence avec une élasticité isotrope. Les surcharges sont prises en compte dans ces calculs. On se limite à présenter seulement les résultats du calcul 1 car les autres calculs donnent les mêmes déplacements.

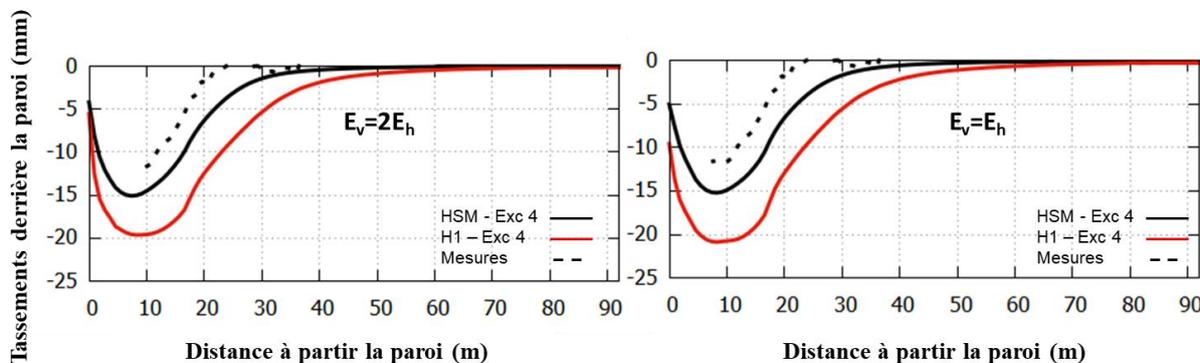
En résumé, les résultats montrent que l'anisotropie n'a presque aucune influence sur les tassements derrière la paroi obtenue avec le modèle H1, au moins pour l'exemple étudié et la formulation testée. Avec le modèle HSM, on a testé la même idée : on a modifié la partie élastique pour la rendre anisotrope. Comme avec le modèle H1, l'anisotropie n'influe ni l'amplitude ni l'étendue de la cuvette de tassement.

Ces résultats confirment qu'avec les deux modèles de comportement, la partie plastique gère principalement la cuvette de tassement derrière la paroi de soutènement. L'ordre de grandeur

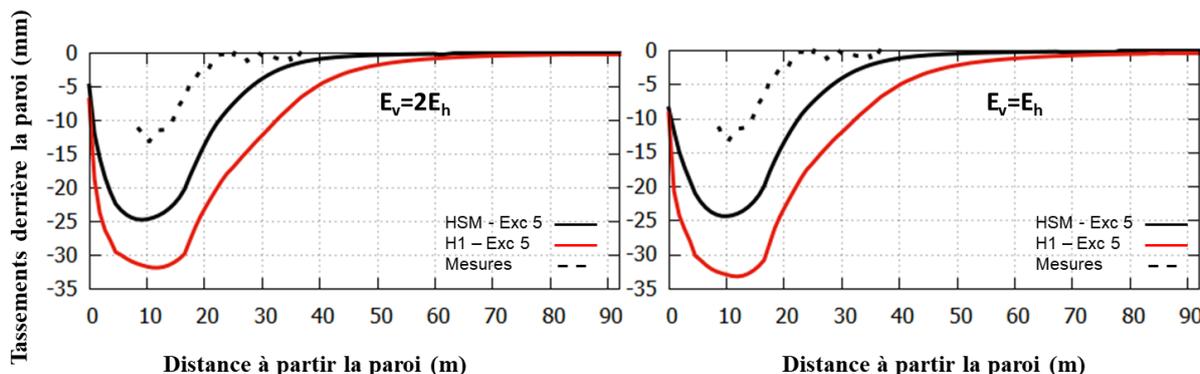
des modules d'élasticité du sol affectent les tassements alors que l'anisotropie de ce module n'affecte pas les résultats ni celle du module de cisaillement.



(a) Excavation 3



(b) Excavation 4



(c) Excavation 5

Figure 4.13 : Cuvettes de tassement avec une élasticité anisotrope pour les excavations 3 à 5

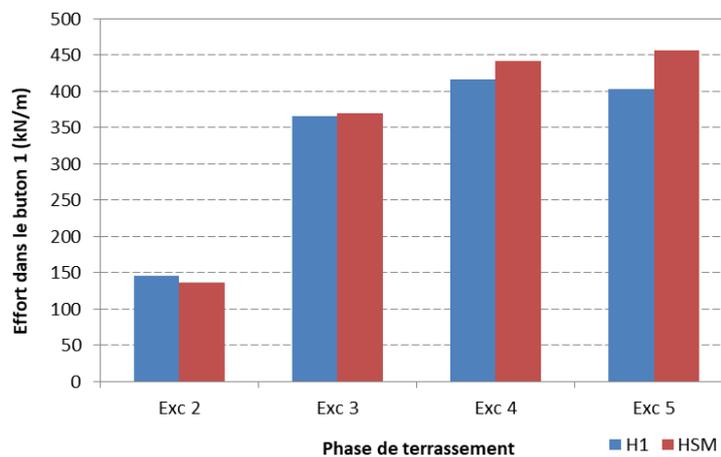
## 4.5. Etude des efforts dans les boutons

### 4.5.1. Efforts dans les boutons obtenus par modélisation numérique

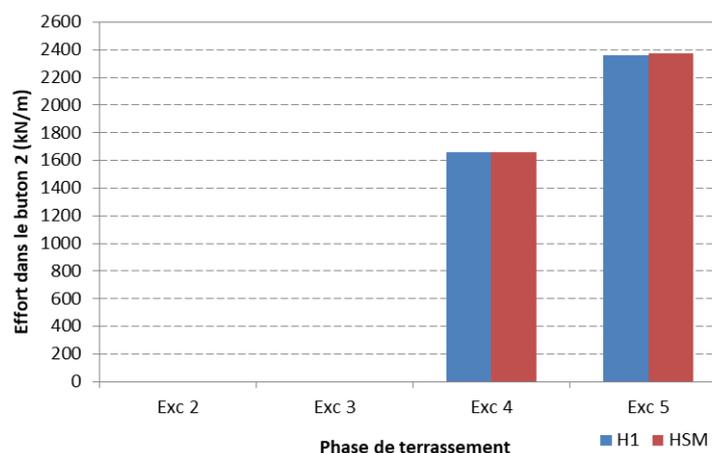
La figure 4.15 présente l'évolution des efforts calculés dans chaque lit de boutons au cours des phases de terrassement. Les modélisations avec les deux modèles H1 et HSM prédisent à peu près les mêmes efforts dans les trois lits de boutons pour les quatre phases de terrassement.

Ces figures montrent clairement que les efforts augmentent avec la profondeur de l'excavation avec les deux modèles de comportement, ce qui traduit la redistribution des contraintes derrière la paroi induite par l'excavation. A l'exception du bouton 3, le modèle HSM donne des efforts légèrement supérieurs à ceux obtenus avec le modèle H1.

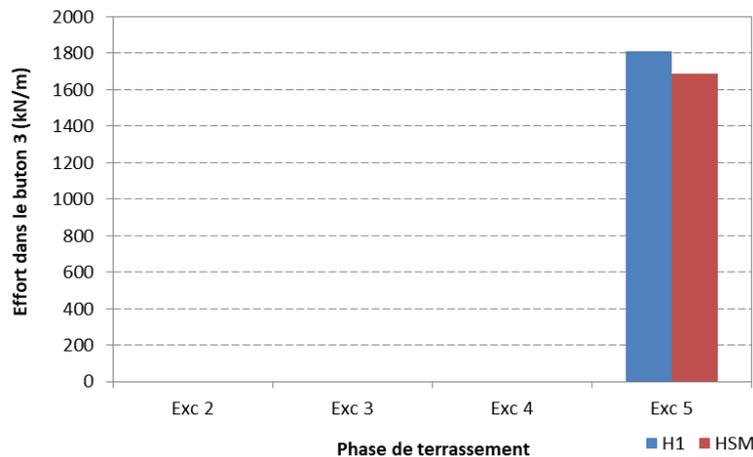
Le niveau de boutons 2 intermédiaire encaisse un effort plus grand que celui ressenti par les boutons du niveau inférieur. Le lit 1 présente l'effort le plus faible. Ces différences sont cohérentes avec la déformée de l'écran pendant les phases de terrassement.



(a) Premier lit de boutons



(b) Deuxième lit de boutons



(c) Troisième lit de boutons

Figure 4.14 : Evolution des efforts dans les boutons au cours des phases de terrassement

## 4.5.2. Efforts thermiques dans les boutons

Les efforts dans les boutons varient avec les mouvements de la paroi dus aux terrassements et avec la température. Différents auteurs ont constaté que la contribution des variations de température n'est pas négligeable (voir par exemple des cas spécifiquement liés au Grand Paris Express présentés par Daktera, (2020), Nejjar (2019)). L'effort dû au terrassement ne peut pas être dissocié simplement de l'effort dû à la variation de la température, ce qui complique l'exploitation des efforts mesurés dans les appuis. Pour étudier les efforts dus aux surcharges thermiques et les distinguer des efforts dus des terrassements, Nejjar (2019) a proposé une procédure indirecte pour estimer la variation de l'effort dans un bouton sous l'effet d'une variation de température.

On propose ici une approche différente qui permet de calculer directement la variation de l'effort et les déplacements horizontaux induits dans l'écran par une variation de température, et on cherche à la comparer avec l'approche proposée par Nejjar (2019).

### 4.5.2.1. Coefficient $\beta$ pour le calcul de l'effort thermique

La plupart des matériaux se dilatent lorsqu'ils sont soumis à une augmentation de température. Dans le cas isotrope, une barre de longueur  $L$ , libre de se déformer, présente un allongement  $\Delta L$  donné par :

$$\Delta L = \alpha_T \Delta T L \quad (4.9)$$

où  $\Delta T$  est la variation de température et  $\alpha_T$  le coefficient de dilatation thermique (linéique). Dans le cas des boutons métalliques, ce coefficient est égal à celui de l'acier  $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . Si on empêche la déformation longitudinale en bloquant les extrémités de la barre, il apparaît dans le bouton une force de compression égale à :

$$\Delta \sigma = ES \alpha_T \Delta T \quad (4.10)$$

où  $E$  est le module du matériau et  $S$  est la section de la barre.

En pratique, dans le cas d'une fouille butonnée, les parois s'opposent à l'allongement des butons, mais ne bloquent pas complètement son allongement, et la variation de l'effort normal causée par une variation de température  $\Delta T$  est égale à une fraction de la valeur précédente :

$$Q = \beta ES \alpha_T \Delta T \quad (4.11)$$

où le coefficient  $\beta$  caractérise l'interaction entre le bouton d'une part, et la paroi et le sol qu'elle soutient d'autre part.

Pour un bouton dont les extrémités sont libres, le paramètre  $\beta$  est nul : l'effet de la température est traduit intégralement par un allongement sans induire un effort dans le bouton. Si les extrémités du bouton sont bloquées, le paramètre  $\beta$  vaut 1. Dans le cas des soutènements, le bouton n'est pas libre. La valeur de  $\beta$  varie entre 0 et 1 en fonction de la souplesse du soutènement (donc de la profondeur de la fouille, de la présence éventuelle d'autres niveaux de butons, etc.). Le CIRIA C760 (Gaba et al., 2017) propose une valeur de 0,5 dans le cas d'un écran rigide et d'un sol rigide et une valeur de 0,3 pour un écran souple et un sol rigide.

#### 4.5.2.2. Estimation du coefficient $\beta$ par voie numérique (Nejjar, 2019)

Nejjar (2019) propose une démarche pour la détermination du paramètre  $\beta$  pour un bouton subissant une augmentation de température  $\Delta T$  et de longueur  $L$ . La déformation résultante de cette surcharge est définie par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = -\frac{\Delta N}{ES} + \alpha_T \Delta T \quad (4.12)$$

où  $\Delta N$  est l'incrément d'effort normal dans le bouton et  $\Delta L$  le raccourcissement total qu'il subit.

Le raisonnement mené consiste à modéliser la paroi et le sol par un ressort apparent de rigidité  $k_A$ . Ce ressort étant connecté avec le bouton, on considère que l'incrément d'effort  $\Delta N$  est donné par :

$$\Delta N = k_A \frac{\Delta L}{2} \quad (4.13)$$

Où le facteur 2 correspond au fait que le déplacement de la paroi est supposé égal la moitié du raccourcissement total (on fait implicitement l'hypothèse que la fouille est symétrique). A partir des deux équations précédentes, l'incrément de l'effort dû à la variation de température est exprimé par l'équation suivante :

$$\Delta N = \frac{1}{1 + \frac{2ES}{k_A L}} ES \alpha_T \Delta T \quad (4.14)$$

En comparant les deux expressions 4.11 et 4.14, on obtient l'expression du coefficient  $\beta$  suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{k_{\text{bouton}}}{k_A}} \quad (4.15)$$

$$\text{Où } k_{buton} = \frac{2ES}{L}$$

Cette expression précédente montre que, si le soutènement est très raide par rapport au buton (c'est-à-dire si  $k_A \gg k_{buton}$ ),  $\beta$  tend vers 1.

En pratique, la démarche nécessite d'évaluer la rigidité apparente à partir des modélisations aux éléments finis 2D de l'excavation étudiée suivant la procédure suivante :

- choisir une phase de travaux dans laquelle le buton concerné est actif ;
- ajouter à partir de cette phase une phase de calcul fictive dans laquelle on supprime le buton et on le remplace par une force ponctuelle  $F$  égale à l'effort normal  $F_{buton}$  qu'il supportait incrémenté d'un effort  $\Delta N$  petit devant  $F_{buton}$  :  $F = F_{buton} + \Delta N$  ;
- récupérer l'incrément de déplacement  $\Delta u$  résultant de cette force ;
- calculer la rigidité apparente à partir de l'expression 4.13 avec  $\Delta L = 2 \Delta u$  .

#### 4.5.2.3. Réponse du système paroi-buton à une variation de température avec CESAR

Dans ce paragraphe, on propose une procédure numérique permettant de calculer directement la réponse du système paroi-buton à une variation de température. On obtient directement la variation de l'effort normal dans le buton (donc le coefficient  $\beta$ ) et le déplacement de la paroi.

La méthode consiste à appliquer une précontrainte d'origine thermique au buton : on introduit une force de compression donnée par l'expression 4.16. Le coefficient  $\beta$  correspond simplement au rapport entre la variation de l'effort normal dans le buton et la force de précontrainte appliquée :

$$\Delta F = ES\alpha_T\Delta T \quad (4.16)$$

$$\beta = \frac{\Delta N}{\Delta F} \quad (4.17)$$

La procédure à suivre dans CESAR est la suivante :

- choisir une phase de travaux dans laquelle le buton concerné est actif ;
- Ajouter une nouvelle phase, dans laquelle on laisse le buton activé et on applique l'effort  $\Delta F$  (sur tous les nœuds du buton considéré avec l'option PRC relative à la précontrainte).

En relevant l'incrément d'effort normal dans le buton, on peut évaluer le coefficient  $\beta$ . La procédure est en fait plus générale que celle proposée par Nejjar (2019) : elle permet par exemple de tenir compte du fait que la variation d'effort mesurée dans le buton n'est pas toujours strictement linéaire avec la température, ou de traiter une fouille dissymétrique. Elle permettrait aussi de prendre en compte l'influence de la température au moment où les déplacements de la paroi sont relevés et de prendre en compte l'influence des variations de température dans les autres lits de butons.

#### 4.5.2.4. Comparaison des résultats

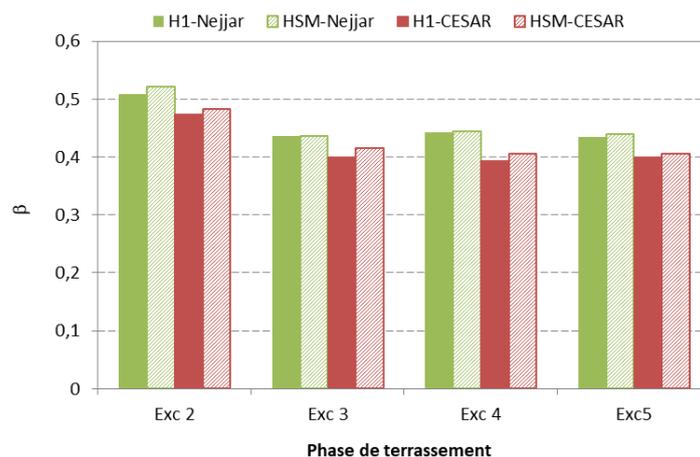
La figure 4.15 récapitule les valeurs du coefficient  $\beta$  obtenues par les deux méthodes proposées avec les deux modèles de comportement. Pour chaque lit de buton, on présente l'évolution de ce paramètre au fur et à mesure des phases de terrassements.

Les deux méthodes donnent des valeurs très proches dans toutes les situations, même si l'approche proposée ici donne des valeurs légèrement inférieures.

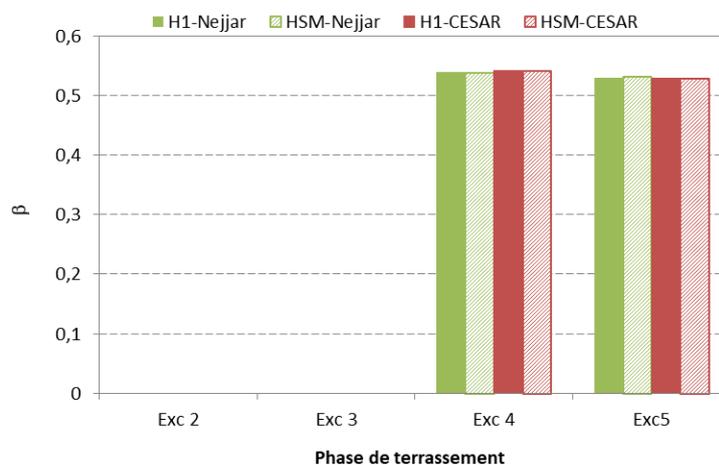
Les valeurs du coefficient varient entre 0,4 et 0,8 selon le niveau du buton et la phase de terrassement. Ces valeurs sont cohérentes avec les valeurs proposées généralement dans le cas d'un soutènement rigide.

Les deux modèles de comportement donnent des valeurs très proches du coefficient  $\beta$ , ce qui est cohérent avec le fait que les deux modèles donnent des résultats très proches pour les efforts dans les butons et les déplacements horizontaux de la paroi.

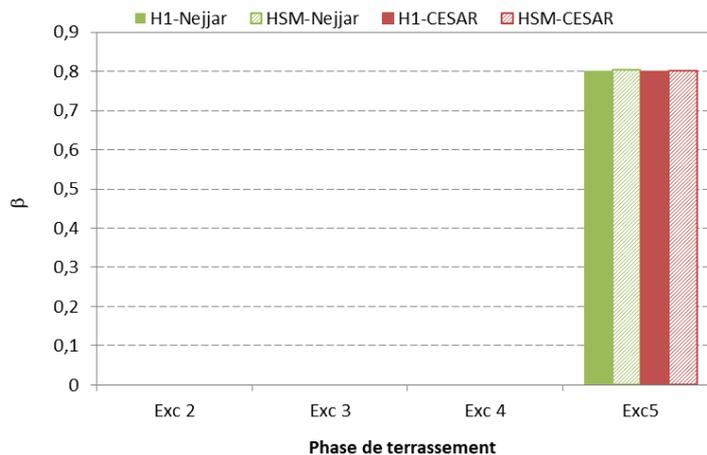
On remarque que le coefficient  $\beta$  est plus grand pour les niveaux de butons plus profonds, où le soutènement est plus rigide. Cette variation est logique et conforme aux résultats de Nejjar (2019) et aux variations constatées généralement à partir des mesures sur chantier. Le coefficient  $\beta$  diminue avec l'avancement des phases de terrassement pour le buton 1.



(a) Premier lit de butons



(b) Deuxième lit de butons



(c) Troisième lit de butons

Figure 4.15 : Valeurs du coefficient  $\beta$  estimées par la méthode de Nejjar (2019) et l'approche proposée

## 4.6. Conclusion

Ce chapitre présente une application du modèle H1 à une excavation réelle de la future gare de Créteil L'Echat de la ligne 15 Sud du Grand Paris Express. Elle a été instrumentée par des inclinomètres et un Shape Accel Array. Les résultats nous ont été aimablement fournis par Solétanche Bachy, à des fins de validation des simulations numériques.

On modélise le projet avec CESAR. A la différence du chapitre précédent, le choix des paramètres des deux modèles de comportement est basé sur un ensemble d'essais in situ et en laboratoire sur des éprouvettes de sol du chantier.

Les résultats obtenus avec les deux modèles de comportement HSM-CESAR et le modèle H1 sont présentés. Les déplacements horizontaux estimés par ces deux modèles sont très proches pour les deux parois et pour toutes les phases de terrassement.

La comparaison avec les déplacements horizontaux mesurés est satisfaisante pour les deux dernières phases de terrassements, pour les deux panneaux P10 et P45. Pour la phase intermédiaire, les deux modèles de comportements surestiment les déplacements horizontaux pour la paroi P10. Pour la paroi P45, les deux modèles donnent une bonne estimation pour cette phase.

Les mesures des tassements par le SAA sont d'abord comparés avec la méthode semi-empirique proposée par Ou et Hsieh (2011), qui s'avère capable d'estimer correctement les tassements mesurés.

Les deux modèles de comportement surestiment la cuvette de tassement pour les trois phases de terrassement étudiées. Les surcharges considérées dans le calcul ont un effet très sensible sur les tassements calculés. Sans surcharges, ces dernières se rapprochent des mesures avec le modèle HSM. Le modèle H1 génère des tassements plus grands que ceux obtenus avec le modèle HSM. On a également constaté qu'une anisotropie des modules élastiques n'a qu'un effet très limité sur les tassements derrière la paroi avec le modèle H1 ainsi que le modèle HSM.

En dernier lieu, on s'est intéressé aux efforts dans les butons. Les efforts encaissés dans les butons sont les mêmes avec les deux modèles de comportement et pour toutes les phases. La discussion est ensuite axée sur la prise en compte de la dilatation thermique des butons. On propose une approche très simple à mettre en œuvre qui permet de calculer à la fois la variation des efforts dans les butons et les déplacements de la paroi. Les résultats sont en très bon accord avec la méthode proposée par (Nejjar, 2019).

## **Chapitre 5**

# **Contribution à la justification des états limites ultimes des ouvrages de soutènement**

---

## 5.1. Introduction

Après avoir étudié les déplacements induits par la réalisation d'une excavation profonde, on s'intéresse dans ce chapitre à la vérification des ouvrages vis-à-vis des états limites ultimes géotechniques et structuraux. On rappelle rapidement le contexte de la justification de la stabilité aux états limites ultimes des ouvrages géotechniques et les différentes procédures existantes, en particulier celles qui reposent sur des calculs par éléments finis, et les difficultés qu'elles posent. On discute ensuite comment on peut envisager de mener ce type d'analyse avec le modèle de comportement H1.

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour démontrer la stabilité des ouvrages géotechniques : la méthode des éléments finis, la méthode des tranches, les méthodes basées sur les mécanismes de rupture de corps rigide tels que la méthode des éléments cinématiques (KEM) et des méthodes de calcul associant les éléments finis et les théorèmes de l'analyse limite (FELA).

L'Eurocode 7 est actuellement en cours de refonte (Bond et al., 2019a, 2019b ; Estaire et al., 2019 ; Franzén et al., 2019 ; Norbury et al., 2019) : la nouvelle version introduira un certain nombre de notions nouvelles comme celles de classe de conséquences, de classe de complexité géotechnique, de catégorie géotechnique, de modèle de terrain et de modèle de conception géotechnique et pour le calcul, la notion de cas de conception (design case).

Cependant, la version actuelle restera en application au moins jusqu'en 2024. Elle repose sur la notion « d'approche de calcul » (design approach). Il existe trois approches notées DA1, DA2 et DA3, et une quatrième notée DA2\*. Dans toutes ces approches, la vérification consiste à comparer des actions (ou des effets d'actions) à des résistances. Compte tenu du fait que la terminologie des Eurocodes est en cours d'évolution, on s'efforcera d'utiliser dans ce qui suit une terminologie neutre, permettant d'adapter les considérations qui suivent aux futurs textes.

Selon l'approche utilisée, on applique des facteurs partiels différents sur les actions, les effets des actions (c'est-à-dire les moments fléchissants et les efforts tranchants dans un écran de soutènement, l'effort axial dans un pieu, etc.), ou les caractéristiques de résistance ( $c'$  et  $\varphi'$  ou  $c_u$ ).

Certaines des « approches de calcul » se prêtent mieux que d'autres à l'utilisation des résultats issus d'une modélisation numérique, mais l'Eurocode 7 dans sa version actuelle ne propose pas de démarche très nette pour le faire. En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis permettent, à partir d'une situation d'équilibre donnée, de simuler une réduction des propriétés de résistance des terrains. Cette procédure, souvent appelée « c-phi réduction », est largement utilisée, dans des conditions que l'on détaille dans la suite. L'utilisation de la méthode des éléments finis offre plusieurs avantages par rapport aux méthodes conventionnelles :

- avec une discrétisation et un choix des éléments appropriés, le même modèle peut être utilisé pour évaluer l'état de l'ouvrage en service et calculer sa stabilité ;
- aucune hypothèse sur le mécanisme de rupture n'est nécessaire ;
- l'influence de l'état initial et de l'historique des charges sur la stabilité peut être examinée ;

- la défaillance d'éléments structuraux comme des écrans de soutènement ou des ancrages peut être incluse dans la détermination du mécanisme de rupture ;
- les effets des écoulements souterrains peuvent être pris en compte.

La procédure est standardisée, au sens où elle peut être mise en œuvre de la même façon pour différents types d'ouvrages, contrairement aux méthodes classiques, qui proposent généralement une procédure spécifique au problème étudié (Von Wolfersdorff, 2019).

Ces précisions préalables étant données, on se propose de réfléchir à la démarche à suivre pour justifier les ouvrages géotechniques au moyen de calculs numériques. Une des spécificités de la plupart des ouvrages géotechniques réside dans le fait que leur construction consiste en une succession d'étapes, et il convient de vérifier la stabilité de l'ouvrage à chaque étape.

Une pratique courante consiste à réaliser, pour chaque étape, un calcul de référence, avec les valeurs caractéristiques des charges et des propriétés des terrains. Par rapport à l'équilibre obtenu à l'issue de ce calcul, deux types de vérifications sont à réaliser : une vérification aux ELU des éléments structuraux et une vérification aux ELU géotechniques (Bourgeois et al., 2018).

### 5.1.1. Vérification des ELU STR

La vérification des ELU STR porte sur les actions ou sur les effets des actions dans les éléments de structure. Un premier type de vérification consiste à utiliser les actions issues du calcul de référence avec un facteur partiel approprié. Les sollicitations à considérer pour la justification structurale sont alors données par :

$$F_{ELU} = \gamma_E F_{ELS} \quad (5.1)$$

Avec  $\gamma_E = 1,35$  selon la version actuelle de l'Eurocode 7. Cette approche, qu'on appelle dans la suite « vérification de type 1 », doit être associée à une approche de vérification géotechnique (ELU GEO).

Une autre approche de vérification possible consiste à réduire les propriétés de cisaillement des terrains à l'issue d'un calcul effectué avec les valeurs caractéristiques de la cohésion et de l'angle caractéristique, et à faire une vérification des (effets des) actions sur l'ouvrage :

$$F_{ELU} = F\left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}; \frac{c}{\gamma_c}\right) \quad (5.2)$$

Avec  $\gamma_\varphi = 1,25$ ,  $\gamma_c = 1,25$  dans le cas drainé et 1,4 dans le cas non drainé.

Il s'agit donc d'une vérification des ELU STR différente de celle représentée par la formule 5.1. Cette vérification peut éventuellement prendre en compte une pondération des surcharges variables dont l'effet est jugé défavorable vis-à-vis des éléments de structure. Les deux approches ne sont donc pas équivalentes. Elles peuvent être complémentaires dans les situations où les mécanismes de ruine « géotechniques » sont susceptibles d'induire une redistribution des efforts par rapport à celle obtenue à l'ELS.

### 5.1.2. Vérification des ELU GEO

La vérification géotechnique peut être appréhendée de différentes manières. Dans la pratique, il existe trois procédures pour étudier un état limite géotechnique à l'aide d'un modèle numérique.

Une première méthode est la méthode de réduction des propriétés de cisaillement. Elle consiste à partir d'un état d'équilibre calculé avec des valeurs caractéristiques des charges et des propriétés des matériaux, et à réduire progressivement les propriétés de résistance du sol jusqu'au déclenchement d'un mécanisme de rupture. Cette méthode permet de déterminer un facteur de sécurité qui correspond au facteur de réduction qui a abouti à la rupture. Dans la suite, on appelle « vérification de type 2 » cette approche de vérification des états limites ultimes GEO. Cette méthode peut conduire à des efforts dans les structures très élevés, peu réalistes et incompatibles avec les dimensionnements courants.

Une deuxième méthode est basée sur une comparaison entre la résistance mobilisée autour de l'ouvrage géotechnique et la résistance mobilisable qui peut être générée. Ce type de procédure est appelé ici « vérification de type 3 », et doit être associé à une vérification (a priori de type 1) pour garantir les ELU STR.

Une troisième méthode, qu'on appellera ici « vérification de type 4 » consiste à augmenter les actions appliquées sur l'ouvrage géotechnique à dimensionner jusqu'à l'obtention d'un équilibre limite. L'effort maximal applicable permet de déduire une résistance globale. Le facteur de sécurité est alors donné par :

$$FS = \frac{\text{Charge maximale applicable}}{\text{Charge appliquée}} \quad (5.3)$$

Cette méthode est recommandée dans les normes d'application françaises pour les justifications de stabilité (portance, défaut de butée, etc.) des fondations et soutènements.

Chacune de ces différentes méthodes n'est pas toujours applicable à tous les types d'ouvrage. Lorsque plusieurs méthodes sont possibles pour un ouvrage donné, il est important de noter qu'elles peuvent aboutir à des facteurs de sécurité différents. Le choix de la méthode de vérification la plus pertinente dépend du mécanisme de rupture étudié. Par exemple, l'approche privilégiée pour évaluer la capacité portante d'une fondation isolée est la procédure de type 4. L'équilibre limite dans ce cas peut être défini, soit par une saturation numérique de la résistance au cisaillement, soit par un tassement limite, pris conventionnellement égal à  $1/10^e$  du diamètre de la fondation.

Pour les écrans de soutènement, la vérification géotechnique usuellement utilisée pour garantir la sécurité vis-à-vis du défaut de butée consiste à comparer la butée mobilisable à la butée mobilisée. Un rapport de 1,5 est désiré pour les phases transitoires et de 1,9 pour les phases durables. La butée mobilisée correspond à la réaction du sol à l'interface entre l'écran et le sol situé du côté butée. La butée mobilisable correspond à la résistance globale, qui peut être évaluée analytiquement pour des configurations simples, ou, par voie numérique dans les configurations plus complexes : la zone en butée est isolée et soumise à une pression extérieure déstabilisatrice qu'on augmente progressivement (Bourgeois et al., 2018). La résultante de la pression conduisant à l'équilibre limite est la butée mobilisable.

Il est aussi possible d'examiner la stabilité vis-à-vis du défaut de butée par recours à une procédure de réduction des propriétés de cisaillement (vérification de type 2). C'est cette procédure qui est généralement utilisée pour justifier la stabilité des pentes et des talus avec ou sans système de renforcement.

Enfin, on précise que la présence de l'eau est le plus souvent traitée par une étude paramétrique sur le niveau de la nappe pour estimer son effet sur la sécurité de l'ouvrage étudié.

## **5.2. La méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol**

Parmi les méthodes présentées dans l'introduction, la méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol est très utilisée en pratique. Elle présente l'avantage de ne pas présupposer la forme du mécanisme de rupture potentiel (contrairement aux méthodes analytiques classiques), et son utilisation est facilitée par les codes de calcul, qui la mettent en œuvre dans le cadre de calculs élastoplastiques.

Le large emploi de cette méthode justifie qu'on essaie de préciser comment elle est mise en œuvre, dans quelle mesure elle peut être adaptée à des modèles de comportement complexes, et comment on doit interpréter les résultats. Généralement l'application est réalisée avec un modèle élastique parfaitement plastique. Même dans ce cas, si l'on adopte une loi d'écoulement non associée, il se pose la question de savoir si l'angle de dilatance doit rester constant au cours de la procédure de réduction, ou s'il faut le réduire et comment. D'autre part, l'analyse repose sur un calcul préalable effectué en général avec un modèle plus complexe, souvent un modèle écrouissable (par exemple le Hardening Soil Model). Le retour à un modèle plus simple, pour la seule phase de  $c$ - $\phi$  réduction, mérite d'être discuté.

Enfin, dans le cas d'un calcul non drainé, la partie volumique des déformations plastiques a une influence prépondérante sur les pressions interstitielles, donc sur les contraintes effectives et la stabilité de l'ouvrage. Les déformations plastiques obtenues par le calcul dépendent du caractère dilatant ou contractant du comportement du sol : un comportement dilatant conduit à une diminution de la pression interstitielle et une augmentation des contraintes effectives donc à une augmentation de la résistance mobilisable.

Ce chapitre vise à étudier ces aspects particuliers de l'utilisation de la méthode de réduction des propriétés des sols avec les modèles numériques. Les modèles de comportement qui seront principalement étudiés sont le modèle élastique linéaire combiné au critère de Mohr-Coulomb (ELMC) et le modèle H1.

Dans un premier temps, on présente les différentes procédures utilisées pour cette méthode et on précise ensuite comment elle peut être mise en œuvre avec CESAR. On présente également les améliorations apportées au code dans le cadre de cette thèse : on aborde notamment l'interprétation des résultats issus du calcul, et les moyens d'obtenir une visualisation du mécanisme de rupture. On cherche également à évaluer l'influence des choix faits concernant la règle d'écoulement avec le modèle ELMC (élasticité linéaire et critère de rupture de Mohr-Coulomb) sur un exemple de talus.

On s'intéresse ensuite à l'implémentation de la méthode de réduction dans le code du logiciel CESAR pour le modèle H1. Le même exemple de talus est retenu pour étudier les choix concernant la loi d'écoulement.

Dans un dernier temps, on discute l'application de la méthode de réduction de propriétés de cisaillement du sol sur l'exemple du projet d'excavation dans les sables de Berlin étudié dans le chapitre 3. On aborde l'effet du choix du modèle de comportement et notamment la loi d'écoulement sur la vérification des éléments structuraux (ELU STR) et la vérification aux états limite ultimes géotechniques (ELU GEO).

### 5.2.1. Procédures de c-phi réduction

Une première approche de la c-phi réduction est celle proposée entre autres par (Fredlund et Scoular, 1999). Elle consiste à effectuer un calcul exactement identique au calcul de référence, à la valeur des caractéristiques de résistance près. On effectue le calcul de toutes les étapes de construction pour une valeur donnée du facteur  $F_{red}$  et on voit si chacune des étapes du calcul converge ou non pour cette valeur. Selon le cas, on teste une valeur plus grande ou plus faible. Au bout d'un certain nombre d'essais, on parvient à encadrer la valeur optimale avec la précision qu'on souhaite. Cette approche est facile à mettre en œuvre dans des cas simples (pour la stabilité d'un talus par exemple) et son fonctionnement est clair. Pour des structures complexes dont la construction comprend un grand nombre d'étapes intermédiaires, elle présente deux inconvénients : on ne sait pas toujours à l'avance quelle phase est la plus critique, et on souhaiterait avoir une idée de la marge de sécurité dont on dispose à chaque étape.

Potts et Zdravkovic (2012) ont proposé une discussion du principe des calculs de c-phi réduction, en notant, d'une part, que le fonctionnement des logiciels est rarement clairement expliqué, et que, d'autre part, l'approche précédente, dans laquelle on réduit les caractéristiques mécaniques avant tout calcul n'est pas la seule possible : ils présentent une deuxième approche, qui consiste à effectuer un calcul avec des paramètres de résistance caractéristiques de référence, puis à les réduire progressivement.

Ils soulèvent deux difficultés pratiques pour mettre en œuvre la première approche :

- avec un champ de contraintes géostatiques, le choix du coefficient  $K_0$  peut se révéler délicat, et avoir une influence importante sur le résultat lorsqu'une partie des chargements subis par l'ouvrage dépend des contraintes initiales (tunnels, soutènements) ;
- il faut reprendre l'ensemble des étapes de construction pour savoir si les caractéristiques de résistance réduites d'un certain facteur sont compatibles avec l'équilibre à chaque étape : on ne peut pas « isoler » une phase.

Ces difficultés expliquent pourquoi, dans l'ensemble, la plupart des logiciels semblent plutôt adopter la deuxième approche. Potts et Zdravkovic (2012) proposent une formalisation de cette approche, qui présente l'intérêt d'expliquer comment on peut la mettre en œuvre numériquement. Sur le plan théorique, ils proposent de généraliser la loi d'écoulement plastique pour tenir compte de variations éventuelles (et progressives) d'un facteur de

réduction appliqué aux caractéristiques de résistance. Sur le plan physique, cette hypothèse semble s'apparenter à une dégradation uniforme des propriétés du sol, mais les auteurs n'approfondissent pas la question et s'en tiennent à des considérations strictement numériques. Leur contribution a le mérite de formaliser la procédure qui semble utilisée dans Plaxis par exemple (Brinkgreve et Bakker, 1991). En revanche, elle n'est pas entièrement convaincante, parce que l'identification de la valeur du facteur de sécurité semble reposer sur l'obtention d'une courbe représentant le déplacement d'un point particulier du maillage en fonction du facteur de réduction appliqué aux résistances. Le choix de ce point va de soi dans des cas simples, mais ce n'est pas le cas de manière générale.

### **5.2.2. Options pour la prise en compte d'une loi d'écoulement non associée**

La recherche du facteur de sécurité par  $c$ - $\phi$  réduction conduit à la résolution numérique d'un problème dont la solution n'est pas un champ de déplacement réel provoqué par un chargement donné. Le calcul ne représente donc pas un processus de déformation réel du sol dans le régime plastique, et on peut se demander quelle règle d'écoulement il faut adopter.

L'analyse limite a longtemps constitué l'approche de référence pour évaluer la stabilité des ouvrages (en particulier des talus). Elle considère implicitement la loi d'écoulement comme associée c'est-à-dire que l'angle de dilatance est identique à l'angle de frottement. Elle donne les mêmes résultats que le calcul à la rupture, qui s'appuie uniquement sur les caractéristiques de résistance et sur les équations d'équilibre. Un choix possible pour les techniques de réduction des caractéristiques de cisaillement consiste donc à adopter une loi associée.

Cependant, Nordal (2008) et Tschuchnigg et al. (2015c) observent que la plupart des modélisations par éléments finis du comportement des ouvrages emploient un angle de dilatance plus faible que l'angle de frottement, parce que les déplacements obtenus sont généralement jugés plus réalistes qu'avec une loi associée. Ils notent aussi que l'utilisation de lois non associées au voisinage de la rupture pose des problèmes numériques, même dans un contexte où l'on charge directement l'ouvrage (sans mettre en œuvre de procédure de  $c$ - $\phi$  réduction). Il est possible que ces difficultés soient dues à la stratégie numérique employée pour résoudre des problèmes non linéaires en plasticité non associée, mais quelle que soit leur origine, il est difficile de ne pas en tenir compte, parce qu'elles se répercutent sur les calculs de  $c$ - $\phi$  réduction, comme on le discute un peu plus loin.

La pratique générale du calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques consistant à prendre en compte une loi d'écoulement non associée, Tschuchnigg et al. (2015a, 2015b) estiment qu'il est cohérent de faire le même choix dans la mise en œuvre d'un processus de  $c$ - $\phi$  réduction ; ils observent cependant que, même pour le modèle classique de Mohr-Coulomb, la loi d'écoulement a une influence importante sur les résultats obtenus (Tschuchnigg et al., 2015a, 2015c).

Von Wolffersdorff (2019) considère que l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée permet de modéliser de manière plus réaliste le comportement réel des sols pour calculer la stabilité en réduisant les paramètres de résistance. Il propose de réduire l'angle de dilatance, parce que l'approche consistant à ne pas le faire n'est pas du côté de la sécurité. Si la dilatance d'un sol, en fonction de la déformation de cisaillement, n'est pas suffisamment bien

connue, il propose de prendre un angle de dilatance nul pour aboutir à une solution qui est du bon côté. Quel que soit le choix retenu, Tschuchnigg et al., (2015b) insistent sur le fait qu'il convient de faire en sorte que l'angle de dilatance ne devienne pas supérieur à l'angle de frottement.

En conclusion, si l'on adopte un angle de dilatance variable, il convient de préciser comment on procède :

- on peut diviser  $\tan \psi$  par le même facteur que  $c$  et  $\tan \varphi$  ;
- une autre approche possible consiste à garder l'angle de dilatance constant au cours de la procédure de  $c$ - $\varphi$  réduction, sauf si l'angle de frottement réduit devient plus petit que lui, auquel cas l'angle de dilatance devient égal à l'angle de frottement réduit ; Tschuchnigg et al., (2015a) indiquent que c'est le choix fait dans Plaxis.

### 5.3. Mise en œuvre par éléments finis

Comme d'autres codes de calcul par éléments finis, CESAR propose un certain nombre d'options pour calculer le facteur de sécurité d'un ouvrage, avec une réduction uniforme des propriétés du sol dans tout le massif.

On rappelle ici le déroulement du processus itératif pour un calcul élastoplastique standard, et notamment les choix algorithmiques spécifiques à CESAR, et le principe du calcul de  $c$ - $\varphi$  réduction.

#### 5.3.1. Rappel sur les procédures numériques en élastoplasticité

Ce paragraphe rappelle très succinctement le principe du traitement des non-linéarités liées à l'élastoplasticité dans CESAR. Les déformations plastiques sont évaluées de manière itérative de la manière suivante. On fait une première estimation élastique  $U$  des déplacements nodaux :

$$KU = F_{ext} \quad (5.4)$$

où  $K$  désigne la matrice de rigidité et  $F_{ext}$  le vecteur des chargements nodaux correspondant aux forces volumiques ou surfaciques.

On calcule ensuite l'incrément de contraintes associé au déplacement  $U$  et on le cumule avec les contraintes préexistantes. Cette opération est effectuée aux points d'intégration de chaque élément. Si les contraintes obtenues ne respectent pas le critère de plasticité, on les corrige en les ramenant sur la surface de charge en tenant compte de la loi d'écoulement. La modification des contraintes se traduit par le fait qu'une partie du chargement extérieur n'est pas équilibré, et on convertit la correction de contraintes en forces nodales  $F_{corr}$ , que l'on utilise comme membre de droite pour une nouvelle itération :

$$K\Delta U = F_{corr} \quad (5.5)$$

On calcule ainsi itérativement des incréments des déplacements nodaux  $\Delta U$  que l'on cumule, jusqu'à obtenir la convergence du processus itératif, définie par un certain nombre de conditions qu'on précise plus loin.

Dans CESAR, l'algorithme employé présente deux caractéristiques :

- la matrice de rigidité utilisée est la matrice élastique initiale pour toutes les itérations du processus de calcul des déformations plastiques. Une autre possibilité consiste à employer une méthode de type Newton-Raphson, c'est-à-dire à calculer une matrice tangente, que l'on actualise à toutes les itérations, ou seulement à des itérations particulières. Avec cette technique, on peut obtenir une convergence pour un nombre d'itérations sensiblement plus petit et réduire le temps total de calcul, en dépit du coût de l'assemblage d'une nouvelle matrice tangente. Ce bénéfice dépend nettement du problème traité. L'inconvénient de l'utilisation d'une matrice tangente réside dans le fait qu'on n'est pas assuré de la convergence du processus, même pour un chargement largement inférieur à la charge limite de la structure considérée : il est alors nécessaire de mettre en œuvre une méthode de découpage du chargement en sous-incréments ;
- la convergence du processus itératif repose sur la vérification de plusieurs critères, le plus important étant que la norme des forces nodales plastiques à chaque itération  $F_{\text{corr}}$  doit devenir inférieure à une fraction de celle des forces nodales  $F_{\text{ext}}$  correspondant aux chargements extérieurs.

### 5.3.2. Procédures de c-phi réduction dans CESAR

On cherche donc ici à préciser la mise en œuvre de la deuxième approche proposée par Potts et Zdravkovic (2012) : on suppose qu'on a conduit un premier calcul pris comme référence conduit à un état d'équilibre compatible avec la résistance du sol, et que l'on peut stocker les résultats (contraintes, déformations plastiques, etc.) dans un fichier approprié.

Ce fichier de stockage permet d'initialiser un deuxième calcul, dans lequel on ne prend en compte aucun chargement, mais on met en œuvre l'option FSR du module MCNL de CESAR pour rechercher la plus grande valeur de  $F_{\text{red}}$  pour laquelle on parvient à redistribuer les efforts de manière à assurer à la fois l'équilibre et la compatibilité des contraintes avec des paramètres de résistance ( $c$  et  $\tan \varphi$ ) divisés par  $F_{\text{red}}$ .

La recherche de cette valeur  $F_{\text{red}}$  est faite dans un intervalle donné par l'utilisateur, par simple dichotomie. La réduction porte sur tous les groupes d'éléments du maillage auquel on a associé l'un des modèles élastiques parfaitement plastiques suivants : élasticité linéaire avec un critère de von Mises, de Drucker-Prager ou de Mohr-Coulomb. L'utilisateur fournit dans les données de l'option :

- un indicateur entier IFC qui permet de choisir entre deux types de fonctionnement différents lorsque les caractéristiques de résistance sont insuffisantes pour obtenir la convergence : pour IFC=0, on effectue le nombre maximal d'itérations fixé par l'utilisateur pour chaque valeur de  $F_{\text{red}}$  testée ; pour IFC=1, on interrompt le calcul si la décroissance du résidu au cours des itérations est jugée trop lente ; autrement dit, l'algorithme cherche à anticiper le fait que le calcul ne va pas converger ;

- les bornes de l'intervalle dans lequel on recherche le facteur de sécurité ;
- la précision souhaitée sur la valeur de  $F_{red}$ .

L'implémentation dans CESAR a été revue à l'occasion de ce travail, le code étant initialement prévu pour fonctionner dans un cadre plus restrictif, où l'utilisateur devait reconstituer l'ensemble des chargements appliqués au modèle, ce qui était suffisant pour analyser la stabilité d'un talus mais fastidieux pour un phasage de construction complexe.

Au niveau du point d'intégration, le calcul correspond à un calcul élastique parfaitement plastique tel que celui expliqué au paragraphe 5.3.1. La réduction des paramètres  $c$  et  $\tan \phi$  modifie le domaine élastique, et le traitement consiste à « projeter » les contraintes issues du calcul précédent sur la surface modifiée, la correction de contraintes permettant de calcul les forces nodales  $F_{corr}$  à prendre en compte pour l'itération suivante.

La principale nuance avec l'approche proposée par Potts et Zdravkovic (2012) réside dans le fait qu'elle ne consiste pas à réduire progressivement les caractéristiques de résistance, mais au contraire à appliquer instantanément la réduction de résistance définie par une valeur donnée de  $F_{red}$  à l'ensemble du système.

### 5.3.3. Application à l'étude de la stabilité d'un talus

On étudie ici un exemple simple de stabilité d'un talus, constitué d'un matériau homogène. Les dimensions du domaine maillé sont indiquées sur la figure 5.1. Le maillage comporte 3000 nœuds et 1500 éléments triangulaires à 6 nœuds. Cet exemple est tiré de travaux du groupe de travail 1,6 « Méthodes numériques en géotechnique » de la société allemande de géotechnique (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik ou DGGT), présentés dans (Schweiger, 2003).

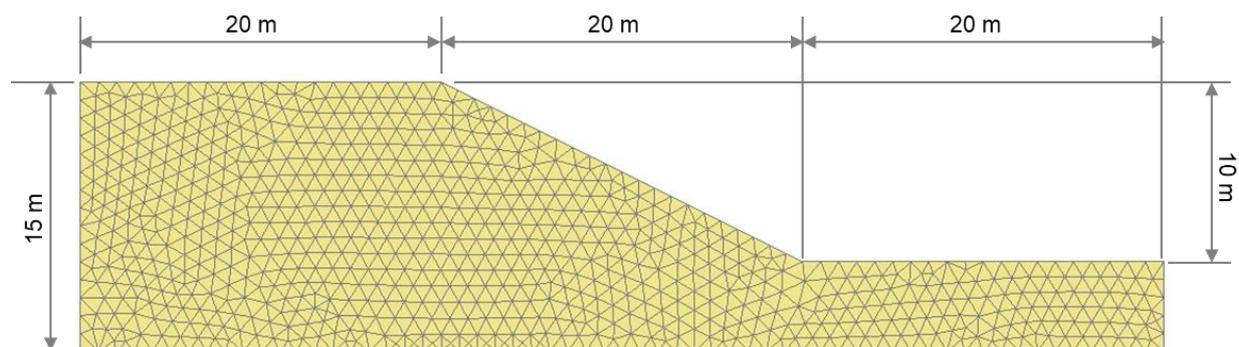


Figure 5.1 : Géométrie du talus étudié et maillage utilisé

On adopte ici le modèle ELMC. On considère une loi d'écoulement associée. Les valeurs des paramètres sont présentées dans le tableau 5.1

Tableau 5.1 : Paramètres du modèle ELMC pour l'étude de stabilité d'un talus

<b>E</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>C</b>	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\psi</math></b>	<b><math>\rho</math></b>
MPa	-	kPa	°	°	kg/m <sup>3</sup>
100	0,3	10	20	20	2000

On fixe le critère de convergence du processus itératif de calcul des déformations plastiques (c'est-à-dire la valeur du rapport de la norme de  $F_{\text{corr}}$  sur celle de  $F_{\text{ext}}$ , au sens du paragraphe 5.3.1) à 0,001. Le calcul avec les caractéristiques de référence converge en 18 itérations.

On procède ensuite à un calcul qui consiste à :

- initialiser les contraintes aux valeurs obtenues avec les caractéristiques mécaniques de référence ;
- n'appliquer aucun chargement ;
- ajouter l'option FSR dans les fichiers de données avec les paramètres nécessaires.

Un des intérêts de la procédure consistant à enchaîner deux calculs réside dans le fait que l'on peut remettre à zéro les déplacements au début du calcul, ce qui permet de « décompter » les déplacements produits dans le calcul de référence, et en particulier la réponse élastique du massif sous son poids propre. L'incrément des déplacements peut alors être vu comme une première illustration du mécanisme de rupture. On revient sur ce point en détail dans la suite.

L'option FSR permet de rechercher automatiquement la plus grande valeur du facteur de réduction qu'on peut appliquer aux caractéristiques de résistance. Pour cet exemple,  $\tan \psi$  est réduit du même facteur que  $c$  et  $\tan \varphi$ . Le calcul correspondant donne à un facteur de sécurité égal à 1,3879.

### 5.3.3.1. Comparaison avec Plaxis

A titre de comparaison, on peut faire le même calcul avec Plaxis (on utilise ici une version de démonstration de 2011). La procédure de  $c$ - $\varphi$  réduction, avec les paramètres par défaut, donne la valeur 1,393. Cet exercice permet de voir que le calcul Plaxis ne fonctionne pas de la manière présentée plus haut. Le détail de l'algorithme n'est pas expliqué dans la documentation, mais il apparaît clairement que le calcul teste différentes valeurs successives du facteur de réduction appliquées aux caractéristiques de résistance. Dans le cas présent, le calcul teste successivement les valeurs suivantes : 1 ; 1,046 ; 1,137 ; 1,264 ; 1,350 ; 1,390 ; 1,388 puis un certain nombre de valeurs comprises entre 1,385 et 1,393 avant de se stabiliser à cette valeur finale.

Le facteur de sécurité est donc pratiquement identique à celui donné par CESAR, mais il est intéressant de comparer les résultats de manière plus détaillée.

### 5.3.3.2. Interprétation et visualisation des résultats

La figure 5.2 présente les isovaleurs de la norme des déformations plastiques calculées avec CESAR à la fin du calcul avec les caractéristiques de référence. Des déformations plastiques

apparaissent loin de la zone concernée par le mécanisme de rupture attendu (qui correspond à une surface de glissement approximativement circulaire). La valeur maximale de la norme des déformations plastiques est d'ailleurs très faible (inférieure à 0,03%).

Par comparaison, la figure 5.3 présente les isovaleurs de la norme des déformations plastiques à la fin du calcul de c-phi réduction. La valeur maximale reste faible, de l'ordre de 0,9% au maximum. La figure 5.3 laisse deviner l'amorce d'un mécanisme de rupture qui partirait du pied du talus, mais ne fait pas véritablement apparaître un mécanisme de ruine bien identifié. En particulier, il existe une zone de déformation plastique qui touche la base du maillage, au-dessous de la position de la ligne de rupture circulaire présumée.

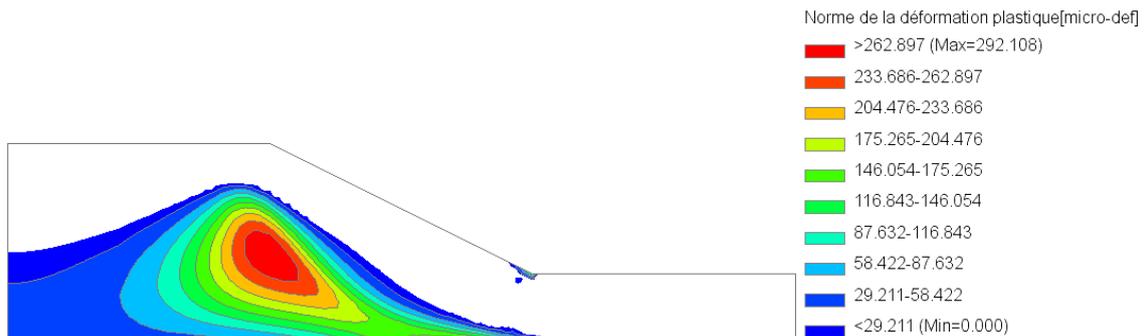


Figure 5.2 : Norme de la déformation plastique obtenue avec les caractéristiques de résistance nominales

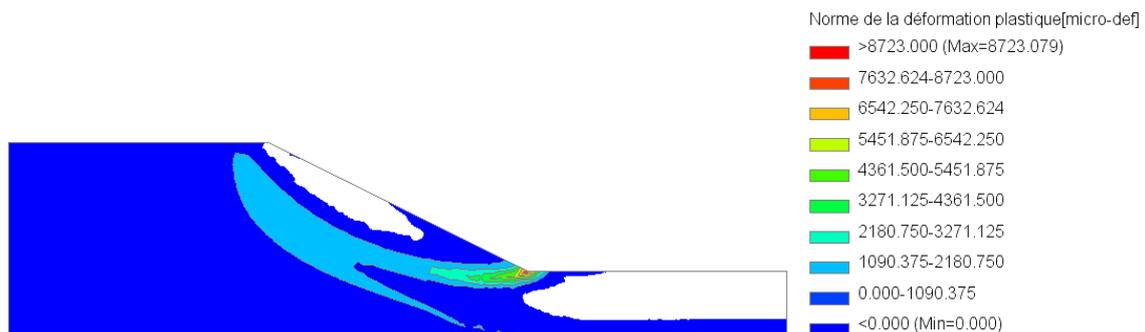


Figure 5.3 : Norme de la déformation plastique obtenue avec les caractéristiques de résistance réduites par le plus grand facteur compatible avec l'équilibre

La visualisation du déviateur des contraintes ne permet pas de mieux représenter le mécanisme de rupture. On peut remettre les déplacements à zéro au début du deuxième calcul pour obtenir la différence entre les déplacements obtenus avec les caractéristiques réduites et ceux qu'on obtient avec les caractéristiques de référence. La visualisation des différentes composantes du déplacement, et des déformations correspondantes, ne donne pas de représentation claire du mécanisme de rupture.

A titre d'exemple, la figure 5.4 représente les isovaleurs de la norme du déplacement. La valeur maximale est d'environ 7 mm. Elle donne, comme la figure précédente, la même impression visuelle que la zone déformée s'étend trop loin au-dessous du pied du talus.

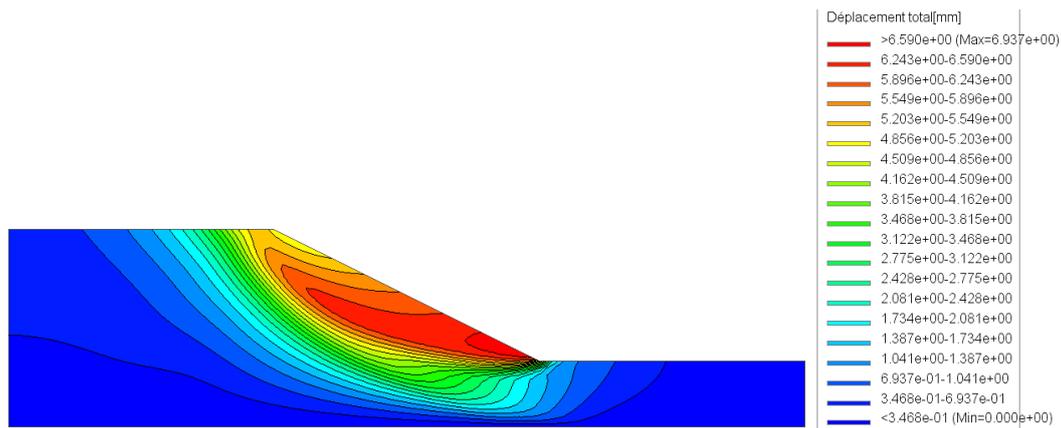


Figure 5.4 : Norme du déplacement obtenu avec les caractéristiques de résistance réduites par le plus grand facteur compatible avec l'équilibre

Cette difficulté de rendre visuel le mécanisme de déformation a été relevée dans de nombreux travaux. Dans le cas présenté ici, les représentations peuvent aider à imaginer un mécanisme à partir de l'initiation représentée au pied du talus sur la figure 5.3 mais pour un cas plus complexe, comme un écran soutenu, il est ennuyeux que l'on ne puisse pas mettre en évidence plus clairement un mécanisme de rupture. Pour surmonter ce problème, le logiciel Optum G2 propose de représenter la dissipation plastique (égale à  $s_{ij} d\varepsilon_{ij}^p$  où  $s$  désigne le déviateur des contraintes). D'autres auteurs proposent de faire le calcul avec des caractéristiques réduites au-delà du facteur de sécurité, ce qui conduit à un calcul qui ne converge pas, mais permet de mieux illustrer la ruine (Durville et al., 2003). Suivant cette idée, nous avons effectué un nouveau calcul, avec des caractéristiques réduites par un facteur supérieur au facteur de sécurité fourni par la c-phi réduction. La figure 5.5 représente les isovaleurs des déformations plastiques au bout de 500 itérations obtenues en multipliant le facteur de sécurité 1,38 par 1,6 (ce qui conduit à diviser  $c$  et  $\tan \varphi$  par 2,2). On obtient une zone assez diffuse où pourrait prendre place un mécanisme de déformation, mais ce n'est pas très convaincant, d'autant plus que le choix de réduire la résistance bien au-delà de la limite pour faire apparaître un mécanisme de rupture paraît arbitraire et difficile à justifier.

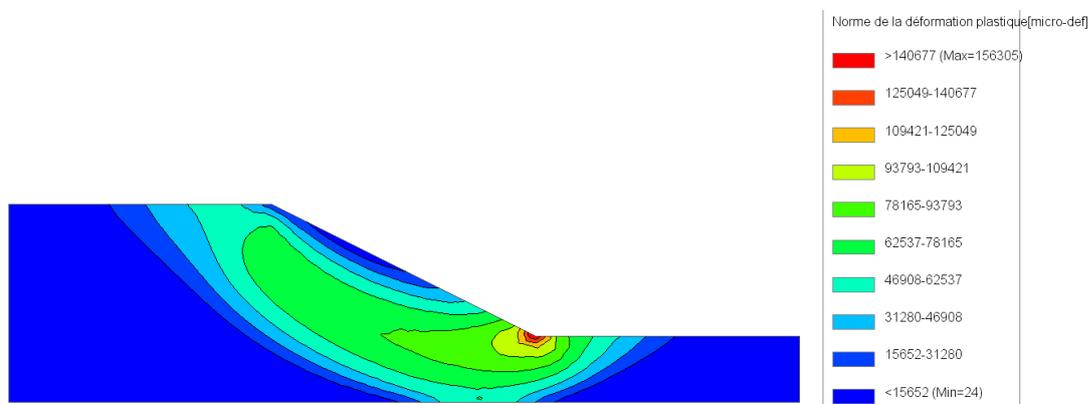


Figure 5.5 : Norme des déformations plastiques obtenu avec des caractéristiques de résistance réduites au-delà du facteur de sécurité

On peut utilement étudier les résultats fournis par Plaxis. Le code ne propose pas d'afficher les isovaleurs des déformations plastiques, mais on peut visualiser les contraintes principales ou le déviateur des contraintes : aucun de ces résultats ne permettent de visualiser un mécanisme de rupture. En revanche, les isovaleurs de la norme du vecteur déplacement ou celles de la partie déviatorique du tenseur de déformation donnent une visualisation claire du mécanisme de rupture, illustrée sur la figure 5.6-c.

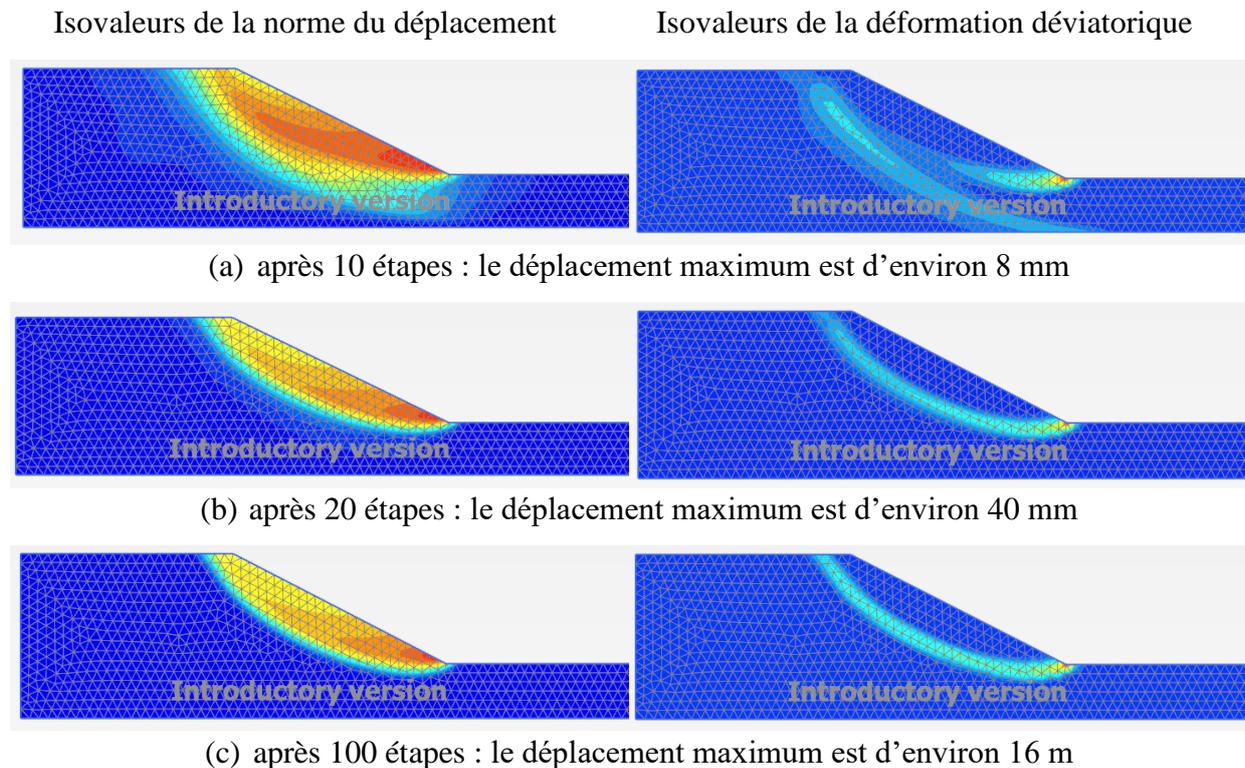


Figure 5.6 : Résultats de la *c-phi* réduction avec Plaxis en fonction du nombre d'étapes

Il y a cependant une difficulté à comprendre à quoi correspond le déplacement affiché. Sur la figure 5.6-c, le déplacement maximal est égal à 16 m. Il ne s'agit donc pas du champ de déplacement issu d'un calcul qui a convergé. Par ailleurs, le code permet de représenter des déplacements « de phase » ou des déplacements « incrémentaux », les deux donnant des figures similaires pour un nombre d'étapes assez grand, mais des valeurs différentes. La documentation indique que l'utilisateur doit vérifier qu'un mécanisme de rupture réaliste apparaît, et si ce n'est pas le cas, il convient d'augmenter le nombre d'étapes additionnelles (« additional steps »). Ces étapes correspondent à des valeurs différentes du facteur de réduction des résistances. Ce facteur devient pratiquement constant au bout d'un certain nombre d'étapes, mais le champ de déplacement affiché dépend beaucoup du nombre d'étapes effectuées, comme le montre la figure 5.6.

Les résultats affichés pour les déplacements « de phase » et pour un petit nombre d'étapes (figure 5.6-a) sont très proches de ceux produits par CESAR à la fin de la procédure de *c-phi* réduction (figures 5.3 et 5.4), mais le calcul Plaxis se poursuit au-delà de cette étape et fournit des résultats finaux différents : ce sont des déplacements et des déformations dont l'ordre de grandeur n'est pas réaliste, mais qui permettent de visualiser un mécanisme de ruine. Le

manuel de Plaxis renvoie à Brinkgreve et Bakker (1991), qui proposent de représenter des « déplacements incrémentaux » ou des « isovaleurs de vitesses », les deux termes étant employés indifféremment et sans définition plus précise.

Pour proposer une interprétation des résultats présentés, on revient au processus itératif des calculs élastoplastiques décrits en au paragraphe 5.3.1 : on a expliqué que lorsque les contraintes calculées à une itération donnée ne respectent pas le critère de plasticité, on calcule des forces de correction plastique  $F_{corr}$ , appliquées aux nœuds de chaque élément dont un des points d'intégration a fait l'objet d'une correction de contraintes. Comme ce nœud est généralement commun à l'élément concerné et à un ou plusieurs éléments voisins, ces forces de correction se traduisent par un report des efforts d'un élément à l'autre. Au cours des itérations, le nombre d'éléments où se produisent des déformations plastiques augmente et la zone concernée par une augmentation des déformations plastiques d'une itération à l'autre s'étend. On peut donc penser que, pour un calcul avec des caractéristiques de résistance proches de celles qui conduisent à la rupture, au bout d'un nombre d'itérations suffisant, l'incrément de déplacement calculé pour chaque itération  $\Delta U$  peut être interprété comme une vitesse d'écoulement plastique.

Il est simple de le vérifier en modifiant quelques lignes du code de CESAR. La figure 5.7-a représente les isovaleurs de la norme l'incrément du déplacement pour la 500<sup>e</sup> itération d'un calcul conduit avec des caractéristiques de résistance réduites par un facteur voisin du facteur de sécurité. Comme les déplacements incrémentaux sont très faibles au bout de 500 itérations, le déplacement est normalisé par le plus grand déplacement nodal (autrement dit, le déplacement maximal vaut 1 m ; l'échelle a été gommée de l'image ci-dessous). D'autre part, le logiciel de visualisation de CESAR, appelé CLEO, ne permet pas de visualiser directement la déformation déviatorique : on propose ici de visualiser la déformation principale majeure (figure 5.7-b).

La comparaison des figure 5.7 et 5.6-c n'est que visuelle, mais elle montre que l'on reproduit assez bien les résultats proposés par Plaxis. Cette discussion permet donc de proposer une interprétation de ce que représentent les résultats de Plaxis et d'obtenir visualisation des résultats des calculs CESAR plus convaincante que celle présentée dans les figures 5.3, 5.4 et 5.5.

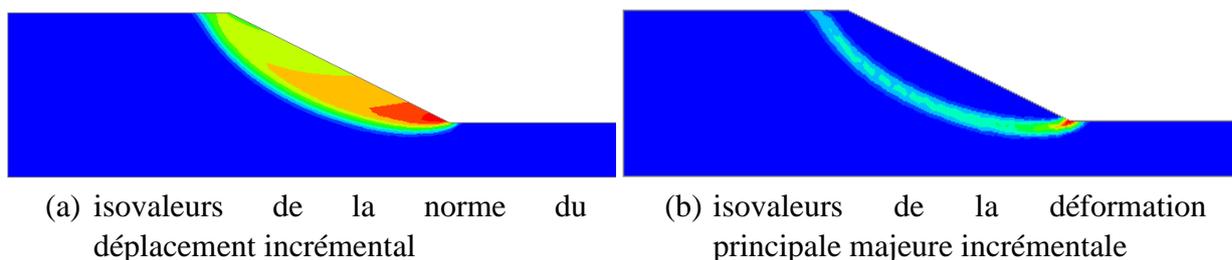


Figure 5.7 : Isovaleurs de (a) la norme du déplacement incrémental normalisé et (b) de la déformation incrémentale principale majeure, pour la dernière itération d'un calcul conduit avec  $F_{red}=1,3879$

### 5.3.3.3. Influence de la loi d'écoulement avec le modèle ELMC

Tschuchnigg et al.(2015a) ont proposé d'étudier la stabilité d'un talus plus raide que celui étudié en 5.3.3. On reprend ici rapidement leur discussion, avec un talus de hauteur 30 m penté à 3/2 (figure 5.8).

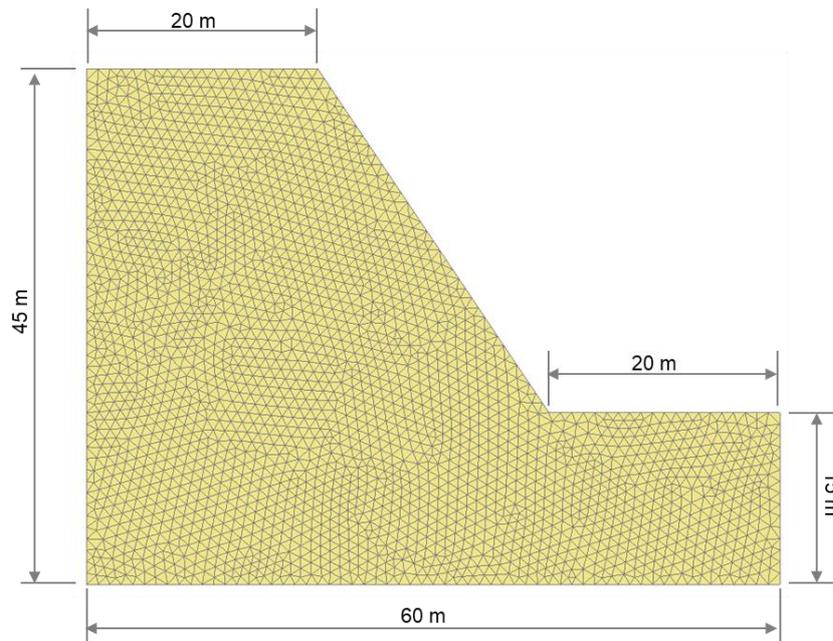


Figure 5.8 : Géométrie du talus étudié

Le calcul est constitué de deux étapes :

- une première étape où on applique le poids du talus en considérant les valeurs caractéristiques des propriétés de cisaillement  $c$  et  $\varphi$ . Cette étape correspond alors au calcul de référence ;
- une deuxième étape où on initialise les contraintes à partir de la première étape et on applique la méthode de réduction des propriétés de cisaillement des sols pour déterminer le facteur de sécurité.

Pour le modèle ELMC, on retient les paramètres présentés dans le tableau 5.2 pour le calcul de référence. Pour étudier l'effet de la loi d'écoulement, on considère quatre calculs dans lesquels on choisit des valeurs différentes pour l'angle de dilatance et on traite différemment la loi d'écoulement pour l'étape 2 du calcul. Le tableau 5.3 résume les quatre calculs considérés.

Tableau 5.2 : Paramètres du modèle ELMC pour l'étude de stabilité d'un talus raide

<b>E</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>c</b>	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\psi</math></b>	<b><math>\rho</math></b>
MPa	-	kPa	°	°	kg/m <sup>3</sup>
100	0,3	50	30	-	1570

Tableau 5.3 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs

	$\varphi$ °	$\psi$ °	Traitement de la loi d'écoulement pour l'étape 2	FS
<b>Calcul 1</b>	30	30	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \psi$	1,3755
<b>Calcul 2</b>	30	30	Dilatance nulle $\psi=0$ et réduction de $\tan \varphi$	1,3071
<b>Calcul 3</b>	30	15	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \psi$	1,3618
<b>Calcul 4</b>	30	15	Si $\varphi > \psi$ on réduit seulement $\tan \varphi$ Si $\varphi \leq \psi$ on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \psi$	1,3745

D'une manière générale, les calculs montrent qu'un comportement plus dilatant donne un facteur de sécurité plus élevé. Pour un angle de dilatance égal à 15 degrés dans le calcul 3, le facteur de sécurité est plus faible de 1% que dans le calcul 1. Pour une dilatance nulle (calcul 2), la différence est de 5%.

Pour une valeur caractéristique de l'angle de dilatance inférieure à celle de l'angle de frottement, on obtient une différence de 1% entre les valeurs des facteurs de sécurité si on réduit différemment  $\tan \psi$  (calcul 3 et calcul 4).

La figure 5.9 présente les isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape de c-phi réduction de chaque calcul. Les bornes inférieure et supérieure de l'échelle sont les mêmes pour toutes les présentations : la borne inférieure correspond à 0 microdéformation et la borne supérieure à 300000 microdéformation (30%).

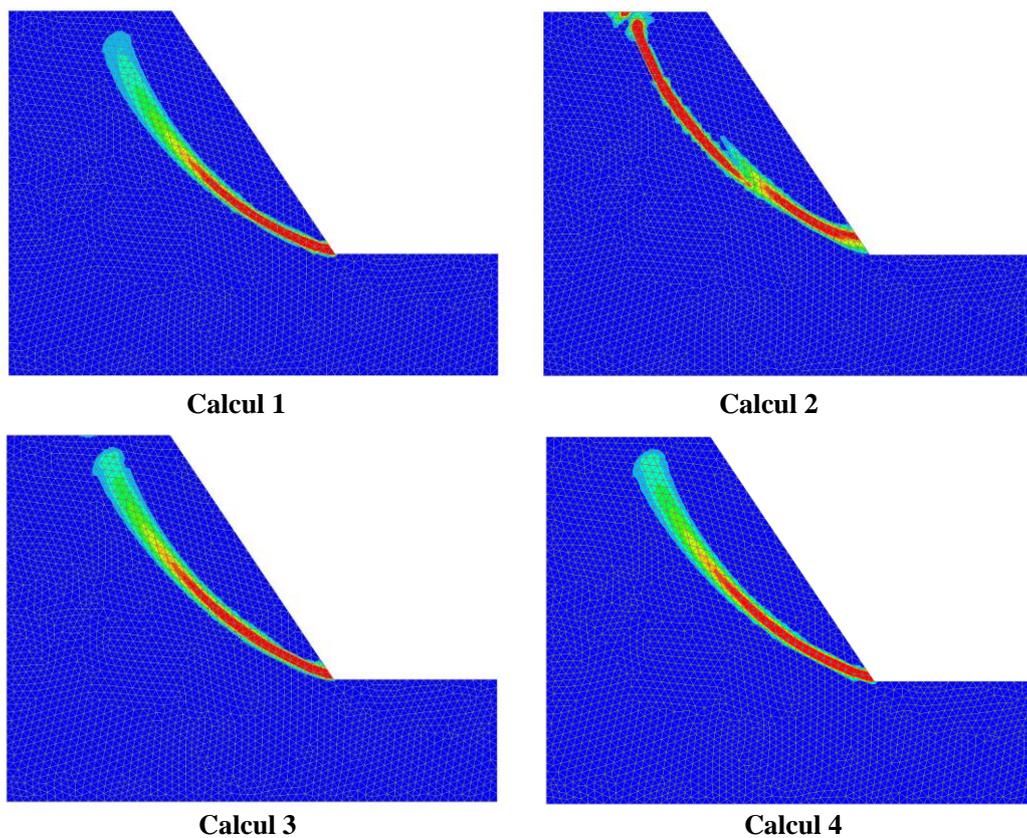


Figure 5.9 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle ELMC

L'allure du mécanisme de rupture semble le même pour les calculs 1, 3 et 4. Pour une dilatance nulle, l'allure du mécanisme de rupture est moins bien définie et semble se diviser en deux. Les mêmes observations sont présentées dans la littérature pour un calcul avec une loi d'écoulement non associée avec d'autres codes de calcul. En particulier, Tschuchnigg et al. (2015a) obtiennent le même type de résultats, avec des oscillations du facteur de réduction plus importantes, vraisemblablement parce qu'ils prennent en compte un angle de frottement plus grand (45 degrés) et une cohésion plus faible.

Quelques calculs sont réalisés sur le même exemple avec la version de démonstration de Plaxis 2011. Avec une loi d'écoulement associée, le facteur de sécurité obtenu est constant à partir de quelques dizaines d'étapes de calcul. Avec une loi d'écoulement non associée et un angle de dilatance nul, la procédure de c-phi réduction avec Plaxis donne une valeur du facteur de sécurité qui oscille au cours des étapes de calcul, sans parvenir à une stabilisation complète. Au cours du processus, on observe que non seulement le facteur de réduction varie, mais la position de la ligne de rupture varie également.

## 5.4. Techniques de c-phi réduction pour les modèles avancés

A ce stade, nous avons précisé le fonctionnement des calculs de c-phi réduction dans CESAR, modifié le code existant pour qu'il soit utilisable pour l'étude des soutènements modélisés en enchainant différentes phases de calcul correspondant aux étapes de travaux, et proposé une façon de rendre les résultats visuellement parlants. On cherche dans cette section à discuter comment généraliser cette méthode aux modèles écrouissables comme le modèle H1.

### 5.4.1. Réduction des propriétés mécaniques du modèle H1

Le fonctionnement du sous-programme CALRED du code du logiciel CESAR-LCPC, qui modifie les propriétés mécaniques des groupes d'éléments associés aux modèles de Mohr Coulomb, Drucker Prager et von Mises avec l'option FSR, est étendu au modèle H1. Le critère du modèle H1 est donné par :

$$f = q - R(p + p_c) \quad (5.6)$$

Dans cette expression, R et  $p_c$  dépendent des caractéristiques de cisaillement c et  $\varphi$ . Le variable d'écrouissage R est donnée par :

$$R = R_0 + (R_f - R_0) \frac{\varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p} \quad (5.7)$$

$$R_f = \frac{6 \sin \varphi_{ult}}{3 - \sin \varphi_{ult} \sin 3\theta} \quad (5.8)$$

$$R_0 = \frac{6 \sin \varphi_0}{3 - \sin \varphi_0 \sin 3\theta} \quad (5.9)$$

Dans les calculs avec le modèle H1, on donne le paramètre  $p_c$ , qui correspond au rapport entre les propriétés de cisaillement de la manière suivante :

$$p_c = \frac{c_{ult}}{\tan \varphi_{ult}} \quad (5.10)$$

La démarche de réduction est alors adaptée en modifiant seulement la valeur de l'angle de frottement ultime  $\varphi_{ult}$  dans le paramètre  $R_f$ . La réduction avec le modèle H1 correspond alors à une division de la valeur de  $\tan \varphi_{ult}$  par un facteur  $F_{red}$ . Le paramètre  $p_c$  est maintenu constante pendant la phase de c-phi réduction ce qui correspond à une réduction de la cohésion  $c$  du même facteur que  $\tan \varphi_{ult}$ . La modification du sous-programme CALRED permet de traiter le cas où l'élasticité est linéaire homogène et celui où le module dépend de la profondeur.

#### 5.4.2. Traitement de la loi d'écrouissage

Pour des modèles avec écrouissage, la question de la loi d'écoulement se combine avec celle de la loi d'écrouissage. Dans le cas du Hardening Soil Model par exemple, la loi d'écoulement n'est pas associée, mais prend une forme complexe, l'angle de dilatance mobilisé n'étant pas constant mais fonction de l'angle de frottement mobilisé. On comprend que les différences d'implémentation du modèle puissent avoir encore plus d'influence sur les résultats. La documentation de Plaxis mentionne que pour ce modèle, lors des analyses de c-phi réduction, on se ramène au modèle de Mohr-Coulomb habituel :

- la dépendance des modules vis-à-vis de l'état de contraintes et les effets d'écrouissage sont exclus de l'analyse ; la raideur prise en compte est celle calculée (en chaque point) précédemment, et gardée constante pour la phase de c-phi réduction ;
- on remplace la surface de charge actuelle par la surface de rupture.

On propose de suivre la même démarche et de traiter le modèle H1 comme un modèle de plasticité parfaite dans le contexte de la c-phi réduction, mais comme un modèle avec écrouissage dans le calcul de référence avec les valeurs caractéristiques. Pour cela, un certain nombre de modifications du code sont nécessaires :

- un indicateur (IECR=1) est introduit pour indiquer que la phase de c-phi réduction est traitée comme une phase de plasticité parfaite ;
- dans la fonction qui calcule le critère (FNS000 pour IECR=1), on récupère la valeur de l'angle ultime réduit pour le calcul du critère. On calcule  $R=R_f$  en fonction de cet angle de frottement réduit selon la formule 5.11.  $R$  n'est plus défini par l'expression 5.7 car on se place dans le cas de plasticité parfaite avec  $R$  défini par :

$$R = R_f = \frac{6 \sin \varphi_{red}}{3 - \sin \varphi_{red} \sin 3\theta} \quad (5.11)$$

- on annule le module d'écrouissage ;
- on actualise la déformation déviatorique plastique pour le calcul de la loi d'écoulement.

### 5.4.3. Traitement de la loi d'écoulement

On a effectué les modifications nécessaires pour prendre en compte une valeur réduite de l'angle caractéristique si on le souhaite pendant les phases de c-phi réduction ; le paramètre  $M_c$  pour la loi d'écoulement est calculé en fonction de l'angle caractéristique réduit.

Les paragraphes suivants discutent l'influence des différents choix concernant la loi d'écoulement pour les phases de c-phi réduction.

Avec ce fonctionnement, la loi d'écoulement dépend de la déformation déviatorique plastique calculée à la fin de la première étape de calcul, et varie au cours de la c-phi réduction (ce qui constitue une différence importante avec la c-phi réduction pour le modèle de Mohr Coulomb). On a donc un traitement différencié d'un point à l'autre du massif, au lieu de la réduction uniforme de c et tan  $\varphi$  dans tout le massif du sol.

### 5.4.4. Application à l'étude de la stabilité d'un talus

A titre de comparaison, on reprend le problème de stabilité du talus étudié dans le paragraphe 5.3.3 avec le modèle H1 au lieu du modèle ELMC. Les mêmes étapes de calcul sont considérées. Les paramètres retenus pour le modèle H1 sont les suivants :

Tableau 5.4 : Paramètres du modèle H1 pour l'étude de stabilité d'un talus

<b>E</b>	<b>v</b>	<b><math>\varphi_0</math></b>	<b>c</b>	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\varphi_c</math></b>	<b>B</b>	<b><math>\alpha_0</math></b>	<b><math>\rho</math></b>
MPa	-	°	kPa	°	°	-	-	kg/m <sup>3</sup>
100	0,3	$\varphi_{\min}$	10	20	15	0,001	1	1570

#### 5.4.4.1. Comparaison avec le facteur de sécurité avec le modèle ELMC

Une valeur de sécurité égale à 1,6056 est obtenue. Cette valeur est supérieure au facteur de sécurité obtenu avec le modèle ELMC. Pour expliquer cette différence, on compare les contraintes déviatoriques obtenues à la fin de la première étape du calcul avec les deux modèles. Les figures 5.10 et 5.11 montrent qu'avec le modèle ELMC, le sol atteint des contraintes déviatoriques plus élevées qu'avec le modèle H1. Avec ce dernier, la raideur du sol est gérée par le paramètre b qui rend le comportement du sol plus souple. Avec le modèle ELMC, la raideur du sol est gérée avec le module de Young. Pour un même incrément de contrainte ou de déformation, le modèle ELMC conduit à un état de contrainte plus proche de la rupture que le modèle H1. Cette différence explique la valeur du facteur de sécurité supérieure avec le modèle H1.

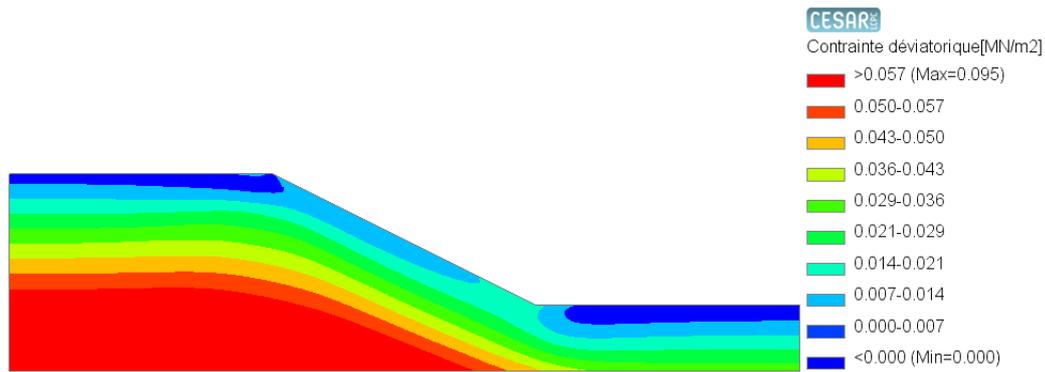


Figure 5.10 : Isovaleurs de la contrainte déviatorique à la fin de l'étape 1 du calcul avec le modèle ELMC

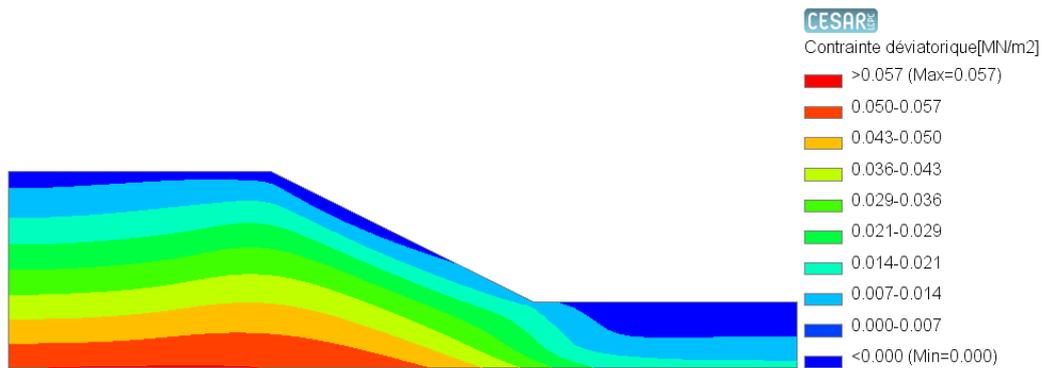


Figure 5.11 : Isovaleurs de la contrainte déviatorique à la fin de l'étape 1 du calcul avec le modèle H1

#### 5.4.4.2. Vérification et visualisation des résultats

Pour vérifier les modifications réalisées dans CESAR pour adapter l'option FSR au modèle H1, qui donnent un facteur de sécurité de 1,6056, deux calculs sont réalisés sans utiliser cette option :

- un calcul dans lequel l'étape 2 est effectuée avec des caractéristiques de cisaillement réduite d'un facteur 1,6 ;
- un calcul dans lequel l'étape 2 est effectuée avec des caractéristiques de cisaillement réduite d'un facteur 1,61.

Après 1000 itérations, le premier atteint la convergence et pas le deuxième. Ce simple test permet de valider les modifications réalisées dans le code pour l'application de la méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol avec H1.

En termes de visualisation des résultats, la figure 5.12 montre l'allure du mécanisme de rupture obtenu avec le modèle H1. Comme avec le modèle ELMC, les résultats présentés correspondent aux isovaleurs de la norme du déplacement total incrémental et de la norme de la déformation incrémentale principale majeure de la dernière itération de la deuxième étape du calcul.

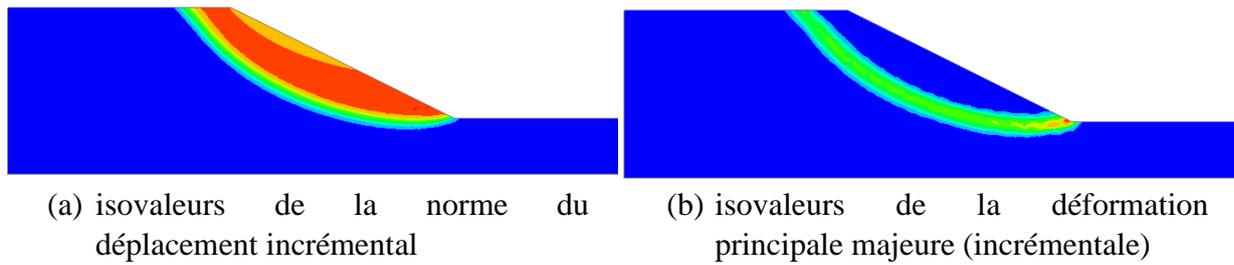


Figure 5.12 : Isovaleurs de (a) la norme du déplacement incrémental normalisé et (b) de la déformation incrémentale principale majeure, pour la dernière itération d'un calcul conduit avec  $F_{red}=1,6056$

### 5.4.5. Influence de la loi d'écoulement avec le modèle H1

On reprend ici le problème du talus étudié en 5.3.3.3, avec le modèle H1 au lieu du modèle ELMC. Les valeurs des paramètres sont données dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Paramètres du modèle H1 pour l'étude de stabilité d'un talus

<b>E</b>	<b>v</b>	<b><math>\varphi_0</math></b>	<b>c</b>	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\varphi_c</math></b>	<b>b</b>	<b><math>\alpha_0</math></b>	<b><math>\rho</math></b>
MPa	-	°	kPa	°	°	-	-	kg/m <sup>3</sup>
100	0,3	$\varphi_{min}$	80	45	15	0,001	1	1570

Pour étudier l'effet de la loi d'écoulement sur l'estimation du facteur de sécurité, on considère quatre calculs dans lesquels on traite différemment la loi d'écoulement pour la deuxième étape du calcul. Le tableau 5.6 résume les choix retenus pour le traitement de la loi d'écoulement et les valeurs du facteur de sécurité correspondantes.

Tableau 5.6 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs

	<b><math>\varphi</math></b>	<b><math>\varphi_c</math></b>	<b>Traitement de la loi d'écoulement pour l'étape 2</b>	<b>FS</b>
	°	°	-	-
<b>Calcul 1</b>	45	15	Réduction de $\tan \varphi$	1,165
<b>Calcul 2</b>	45	15	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$	1,1616
<b>Calcul 3</b>	45	15	Si $\varphi > \varphi_c$ on réduit seulement $\tan \varphi$ Si $\varphi \leq \varphi_c$ on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$	1,165
<b>Calcul 4</b>	45	15	On bloque les déformations volumiques plastiques ( $G_v=0$ dans la loi d'écoulement et on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$ )	1,1592

La différence de traitement de la loi d'écoulement pour la 2<sup>ème</sup> étape du calcul a très peu d'influence sur le facteur de sécurité obtenu avec le modèle H1 : la différence entre les valeurs est inférieure à 0,5%.

L'angle caractéristique intervient dans la partie déviatorique de la loi d'écoulement : la réduction de  $\tan \varphi_c$  entraîne alors des déformations déviatoriques plastiques plus grandes, ce qui explique que les facteurs de sécurité obtenus pour les calculs 2 et 4 sont légèrement plus faibles. Pour le calcul 4, on bloque les déformations volumiques plastiques ( $G_v=0$ ) : on annule alors les déformations dilatantes pour l'étape 2 du calcul ce qui donne un facteur de sécurité légèrement inférieur à celui du calcul 2.

La figure 5.13 présente les isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle H1, pour les mêmes bornes inférieure et supérieure que la figure 5.9 (borne inférieure = 0 ; borne supérieure = 300 000 micro-déformation).

On remarque que le mécanisme de rupture ne passe pas par la base du talus et que la courbure du mécanisme est différente de ceux de la figure 5.9. Ces observations analogues sont aussi décrites dans la littérature avec le modèle ELMC avec une loi d'écoulement non associée pour des sols de faible cohésion et d'angle de frottement ultime élevé (Tschuchnigg et al., 2015a). On voit qu'avec le modèle H1, même si on annule la partie volumique de la loi d'écoulement, l'allure du mécanisme de rupture est bien définie : le calcul ne donne pas une zone de rupture qui se dédouble comme avec le modèle ELMC (figure 5.9 – calcul 2).

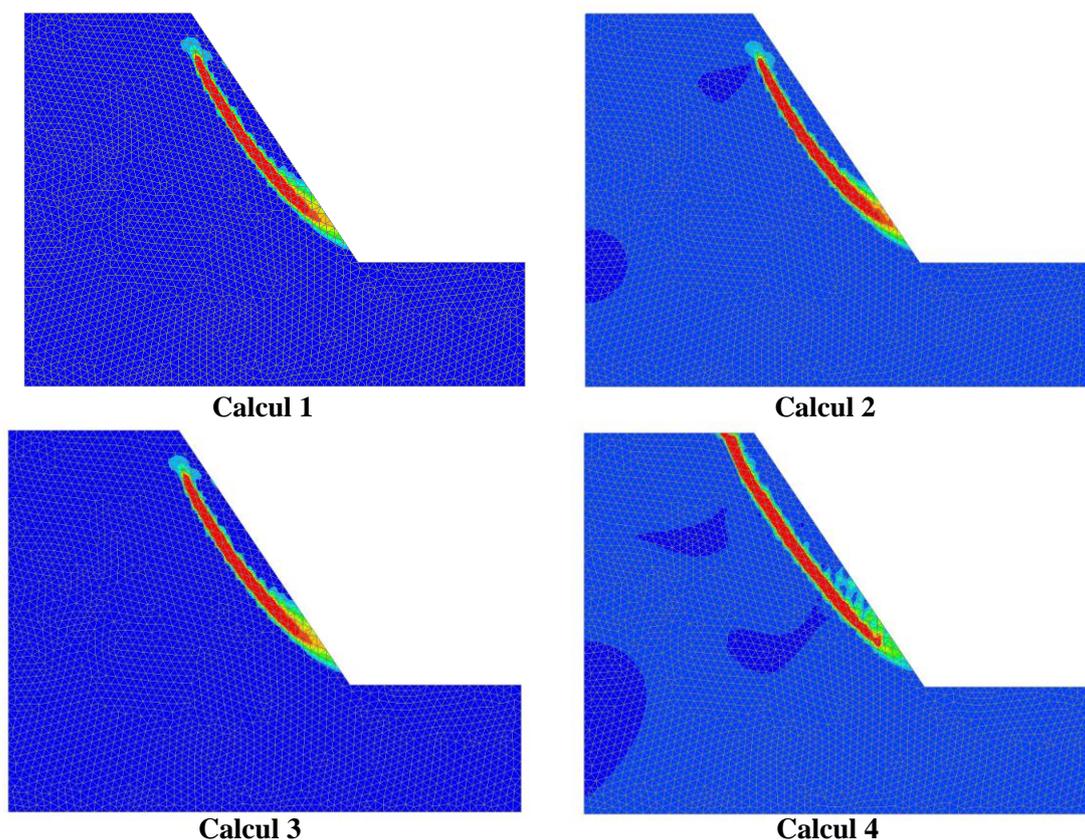


Figure 5.13 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle H1

On peut également reprendre l'exemple du talus de pente plus faible présenté dans le paragraphe 5.3.3. Le tableau 5.7 présente les calculs réalisés et les facteurs de sécurité obtenus. Les différences sont négligeables (de l'ordre 0,35%). Le calcul 1 présente à nouveau un facteur de sécurité plus faible que le calcul 2 : pour le calcul 1, la valeur réduite de l'angle

de frottement réduite devient inférieure à la valeur de l'angle caractéristique. Les déformations volumiques plastiques ne sont que contractantes. Dans le calcul 3, les déformations volumiques plastiques alternent entre un comportement contractant et dilatant. Les déformations volumiques plastiques sont bloquées dans le calcul 4 ce qui entraîne un comportement moins dilatant et par suite un facteur de sécurité plus faible. Les différences sont cependant trop faibles pour qu'il soit utile de les commenter de manière plus détaillée : on retiendra surtout la grande cohérence entre les approches.

Tableau 5.7 : Valeurs de l'angle de dilatance et traitement de la loi d'écoulement des calculs

	$\varphi$ °	$\varphi_c$ °	Traitement de la loi d'écoulement pour l'étape 2	FS
			-	-
<b>Calcul 1</b>	20	15	Réduction de $\tan \varphi$	1,6001
<b>Calcul 2</b>	20	15	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$	1,6056
<b>Calcul 3</b>	20	15	Si $\varphi > \varphi_c$ on réduit seulement $\tan \varphi$ Si $\varphi \leq \varphi_c$ on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$	1,6047
<b>Calcul 4</b>	20	15	On bloque les déformations volumiques plastiques ( $G_v=0$ dans la loi d'écoulement et on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$ )	1,6038

La figure 5.14 présente les isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul, avec toujours la même échelle de couleurs. Tous les calculs présentent la même allure du mécanisme de rupture. La différence principale par rapport aux calculs du talus plus raide (5.13) est que la zone de rupture passe par la base du talus. La courbure de cette zone est la même que celle obtenue avec le modèle ELMC présenté dans le paragraphe 5.3.3.

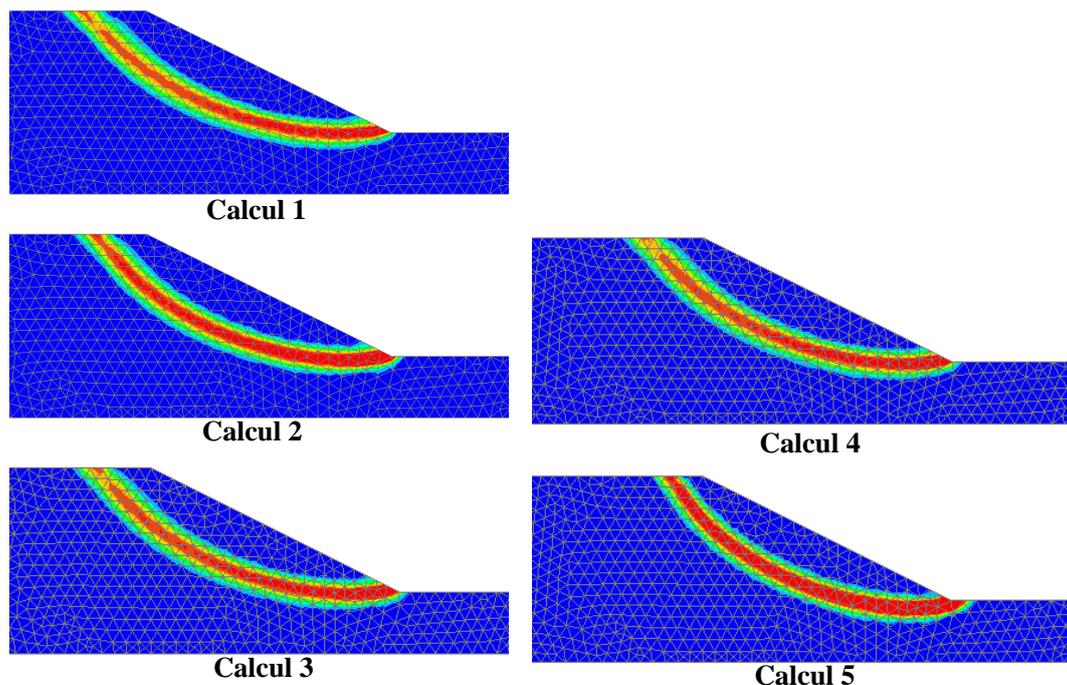


Figure 5.14 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 de chaque calcul avec le modèle H1 pour le talus 1

### 5.4.6. Utilisation du modèle ELMC pour l'étape 2 du calcul avec H1

Dans ce paragraphe, on essaie d'appliquer la méthode qui semble être utilisée dans Plaxis pour le modèle HSM. L'idée consiste à réaliser l'étape 1 avec le modèle H1 et l'étape 2 avec le modèle ELMC pour calculer le facteur de sécurité.

Le tableau 5.8 présente les valeurs de l'angle de dilatance considérées dans l'étape 2 de chaque calcul et les valeurs du facteur de sécurité obtenues. On note par talus 1, le talus étudié dans le paragraphe 5.3.3 et par talus 2 l'exemple du paragraphe 5.4.5.

Tableau 5.8 : Valeurs de l'angle de dilatance pour chaque calcul et facteurs de sécurité obtenus

	$\psi$	FS
<b>Talus 1 – Calcul 1</b>	20	1,3930
<b>Talus 1 – Calcul 2</b>	0	1,3787
<b>Talus 2 – Calcul 3</b>	45	0,9662
<b>Talus 2 – Calcul 4</b>	0	0,9256

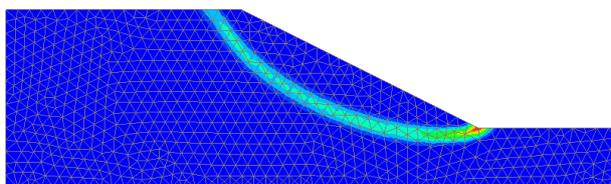
Dans les calculs où l'angle de dilatance est non nul, on réduit en même temps  $\tan \varphi$  et  $\tan \psi$ . Les facteurs de sécurité sont beaucoup plus faibles que les valeurs obtenues avec les calculs réalisés dans le paragraphe 5.4.5 pour les deux exemples de talus.

Pour le talus 1, le calcul fonctionne et donne des valeurs raisonnables pour le facteur de sécurité. Les mécanismes de rupture présentés sur la figure 5.15 ont la même allure que sur la figure 5.14.

Pour le talus 2 avec une pente plus forte, les facteurs de sécurité obtenus sont inférieurs à 1. Ces valeurs ne sont pas logiques, et le processus numérique ne semble pas bien fonctionner. L'allure du mécanisme de rupture obtenu avec le calcul 3 est très proche de ceux de la figure 5.13, mais le mécanisme passe par le coin de la base du talus. La courbure est toujours différente de celle obtenue avec le modèle ELMC au paragraphe 5.3.3.3. La différence des courbures entre ELMC et H1 résulte alors de l'étape 1 du calcul. Avec un angle de dilatance nul, le calcul 4 présente un mécanisme de rupture irréaliste.

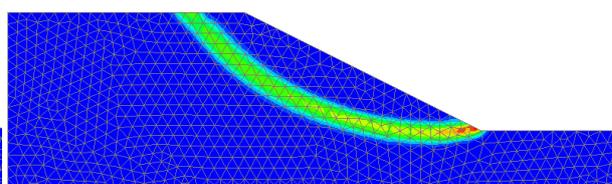
L'utilisation du modèle ELMC pour l'étape 2 n'est pas une bonne option pour le calcul du facteur de sécurité : dans la suite, on revient à la procédure utilisée au paragraphe 5.4.5.

**Calcul 1**



(a) isovaleurs de la déformation principale majeure (incrémentale)

**Calcul 2**

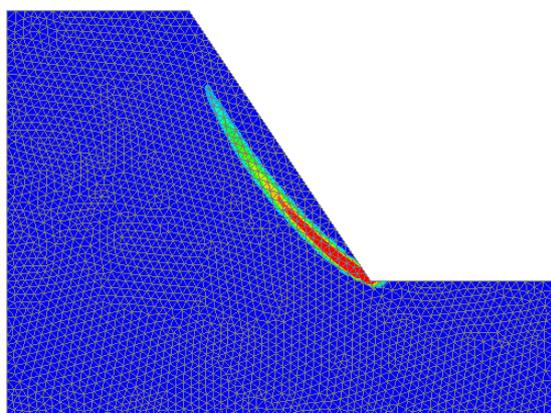


(b) isovaleurs de la déformation principale majeure (incrémentale)

*Figure 5.15 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour le talus 1*

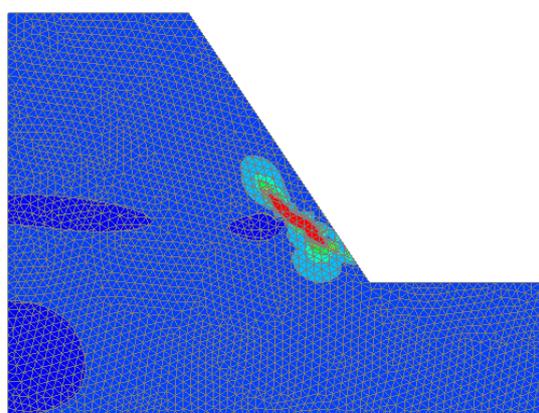
*(a) Calcul 1 (b) Calcul 2*

**Calcul 3**



(a) isovaleurs de la déformation principale majeure (incrémentale) ;

**Calcul 4**



(b) isovaleurs de la déformation principale majeure (incrémentale) ;

*Figure 5.16 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour le talus 2*

*(a) Calcul 3 (b) Calcul 4*

## 5.5. Application à l'étude du projet d'excavation dans les sables de Berlin

On applique ici les techniques de réduction des caractéristiques de résistance à l'excavation dans les sables de Berlin étudiée au chapitre 3. On effectue une modélisation complète du phasage de construction de l'ouvrage avec les valeurs de référence des caractéristiques de résistance. A chaque phase de construction, on associe une phase de calcul visant à évaluer un facteur de sécurité par réduction des propriétés de résistance.

On effectue les calculs des facteurs de sécurité avec les deux modèles H1 et ELMC. Les valeurs de référence des caractéristiques de résistance sont les mêmes que celles utilisées dans le chapitre 3 pour les deux modèles. Pour chaque modèle, on considère trois traitements différents de la loi d'écoulement pour le calcul du facteur de sécurité (tableaux 5.9 et 5.10).

On fixe les paramètres de l'option FSR pour rechercher le facteur de sécurité dans l'intervalle [1 ;5] avec une précision de 0,001.

Dans la suite, on discute l'effet de chaque choix sur le facteur de sécurité, le mécanisme de rupture, le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux dans l'écran.

Tableau 5.9 : Choix sur le traitement de la loi d'écoulement avec le modèle H1

<b>Traitement de la loi d'écoulement pour l'étape 2</b>	
<b>Calcul 1</b>	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$ en même temps
<b>Calcul 2</b>	Si $\varphi > \varphi_c$ on réduit seulement $\tan \varphi$ Si $\varphi \leq \varphi_c$ on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$
<b>Calcul 3</b>	On bloque les déformations volumiques plastiques ( $G_v=0$ dans la loi d'écoulement et on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \varphi_c$ )

Tableau 5.10 : Choix sur le traitement de la loi d'écoulement avec le modèle ELMC

<b>Traitement de la loi d'écoulement pour l'étape 2</b>	
<b>Calcul 1</b>	Réduction de $\tan \varphi$ et $\tan \psi$ en même temps
<b>Calcul 2</b>	Si $\varphi > \psi$ on réduit seulement $\tan \varphi$ Si $\varphi \leq \psi$ on réduit $\tan \varphi$ et $\tan \psi$
<b>Calcul 3</b>	Dilatance nulle $\psi=0$ et réduction de $\tan \varphi$ seulement

### 5.5.1. Facteur de sécurité

Les figures 5.17 et 5.18 présentent les facteurs de sécurité obtenus. Les écarts relatifs entre ces valeurs sont aussi présentés. Pour H1, les écarts entre les calculs 1 et 2 sont nuls.

Dans tous les calculs, le facteur de sécurité diminue au cours des phases de terrassement et on obtient des valeurs plus faibles quand on annule les déformations volumiques plastiques (calcul 3).

Les facteurs de sécurité obtenus avec le modèle H1 sont supérieurs aux facteurs obtenus avec le modèle ELMC. Cette différence a été discutée dans le paragraphe 5.4.4.1.

Le traitement de la loi d'écoulement influe sur la valeur du facteur de sécurité : la différence entre les valeurs obtenues peut atteindre 5 % avec ELMC tandis qu'avec le modèle H1 les écarts sont plus faibles, inférieurs à 2,5%. Ceci peut constituer un atout pour le modèle H1, car la loi d'écoulement semble modifier moins le facteur de sécurité.

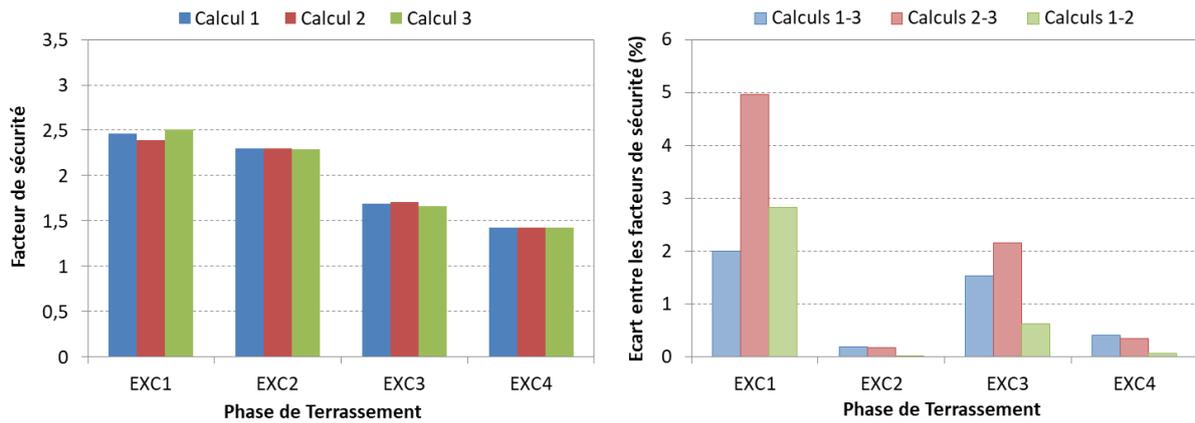


Figure 5.17 : Modèle ELMC (a) Facteurs de sécurité obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues

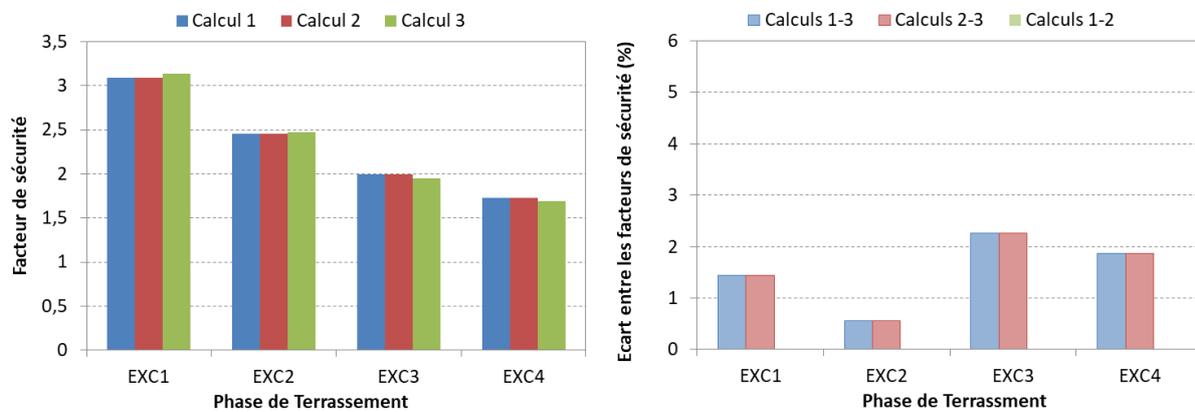


Figure 5.18 : Modèle H1: (a) Facteurs de sécurité obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues

### 5.5.2. Mécanisme de rupture

Les figures 5.19 et 5.20 présentent les allures du mécanisme de rupture obtenues avec les trois calculs pour chaque modèle de comportement à la dernière phase d'excavation. On présente les isovalues de la déformation principale majeure incrémentale.

Avec le modèle ELMC, l'allure du mécanisme de rupture présente une discontinuité proche de la base de l'écran de soutènement et une autre proche de la surface derrière l'écran. Il y a une tendance à une zone de rupture dédoublée. Avec le modèle H1, l'allure du mécanisme est très bien définie derrière l'écran de soutènement, ce qui constitue encore un atout du modèle H1.

Les déformations concentrées entre la base de l'écran et le bord gauche du modèle correspondent à la base du bouchon injecté et reflètent plutôt le traitement numérique du rabattement.

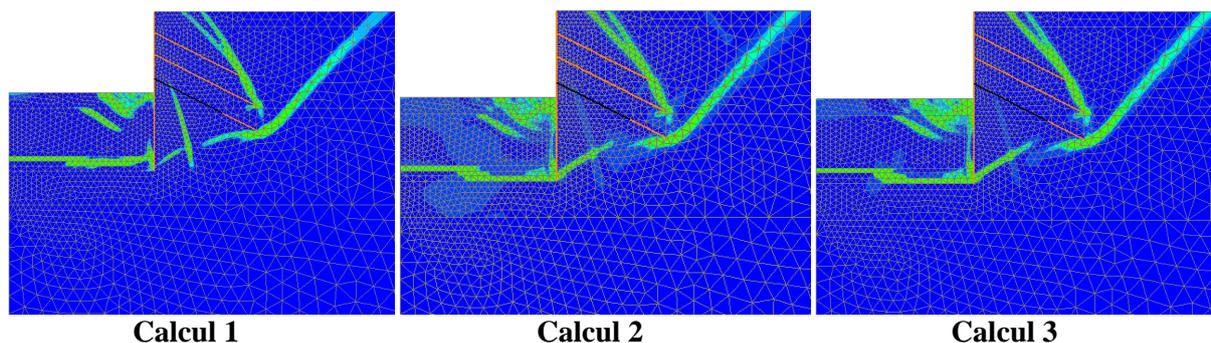


Figure 5.19 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 du calcul de la dernière phase d'excavation avec le modèle ELMC

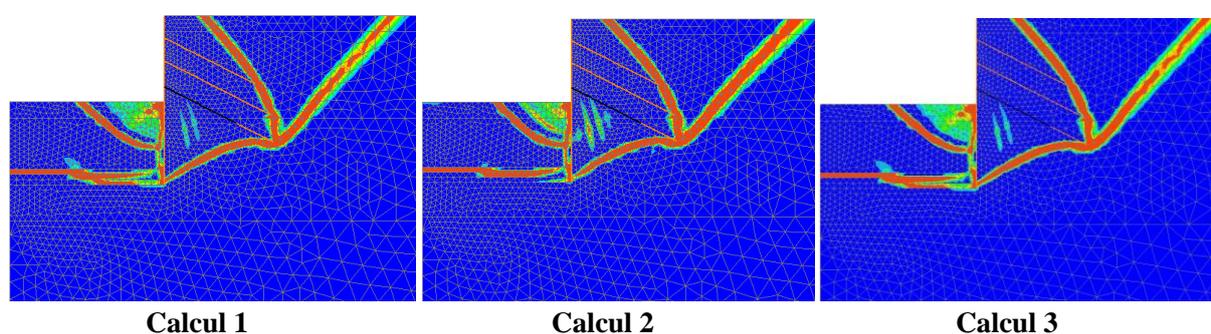


Figure 5.20 : Isovaleurs de la déformation incrémentale principale majeure pour la dernière itération de l'étape 2 du calcul de dernière phase d'excavation avec le modèle H1

### 5.5.3. Moment fléchissant et effort tranchant maximaux dans l'écran

Les figures 5.21 et 5.22 présentent les valeurs du moment fléchissant maximal dans l'écran obtenues pour chaque calcul et chaque phase d'excavation en valeurs absolues.

Avec le modèle ELMC, les différences entre les valeurs données par les calculs 1, 2 et 3 peuvent atteindre 14 % ; avec le modèle H1, elles sont plus faibles et ne dépassent pas 6%.

On présente aussi les moments maximaux dans l'écran calculés en réduisant les caractéristiques de résistance par un facteur  $F=1,25$  (comme proposé dans l'Eurocode 7 pour éviter de calculer des efforts dans les structures irréalistes et inexploitable pour leur dimensionnement). Pour ce facteur  $F=1,25$ , l'impact de la loi d'écoulement sur les moments obtenus avec le modèle ELMC est plus réduit. Avec le modèle H1, on obtient exactement les mêmes moments fléchissants maximaux avec les trois calculs (écarts nuls sur la figure 5.22).

Des conclusions similaires peuvent être présentées en ce qui concerne les efforts tranchants maximaux dans l'écran (figures 5.23 et 5.24). Les valeurs présentées correspondent aux valeurs absolues des efforts maximaux.

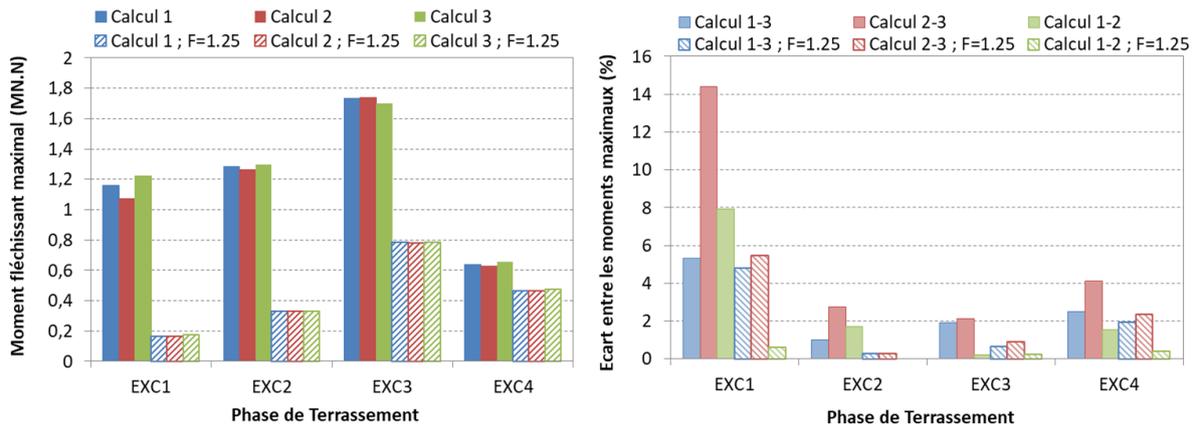


Figure 5.21 : Modèle ELMC (a) Moments fléchissant maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues

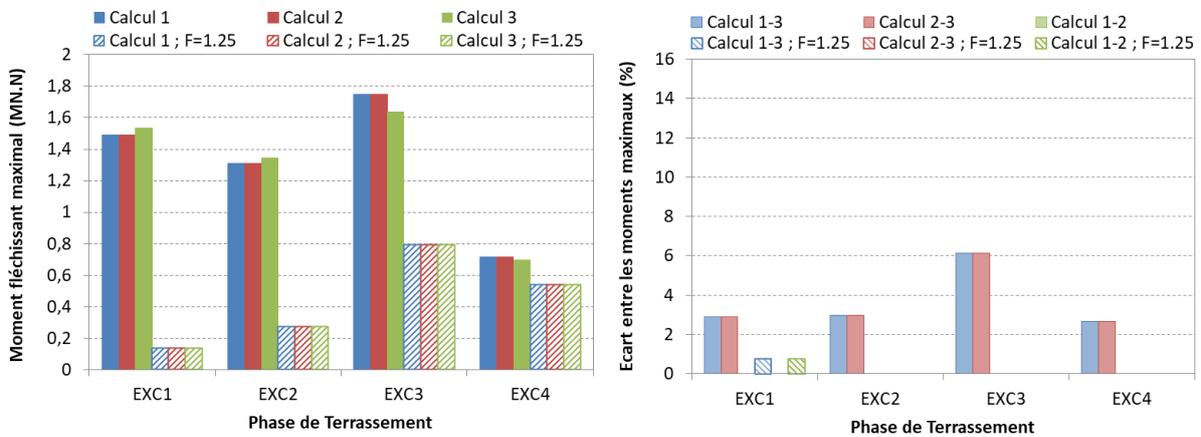


Figure 5.22 : Modèle H1 (a) Moments fléchissant maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues

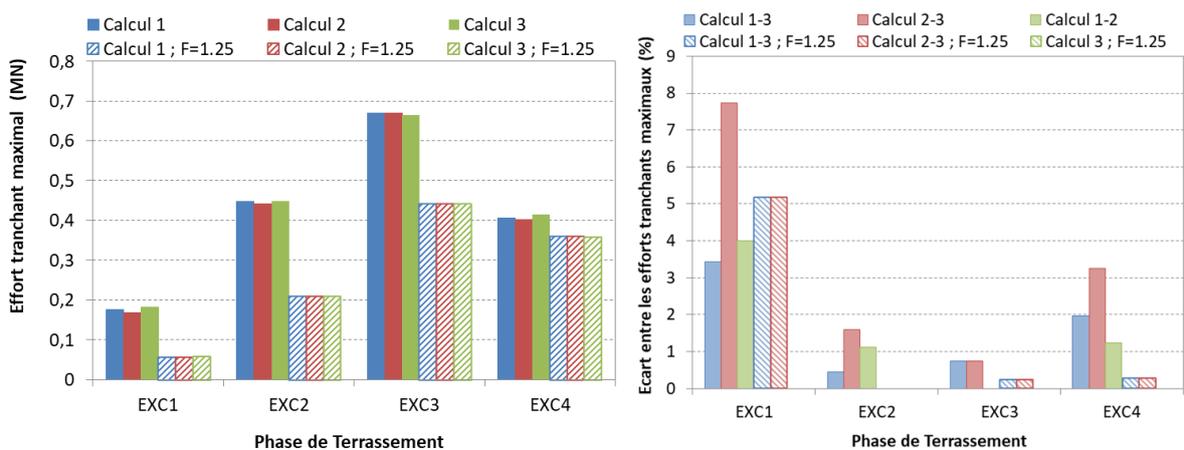


Figure 5.23 : Modèle ELMC (a) Efforts tranchants maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecart entre les valeurs obtenues

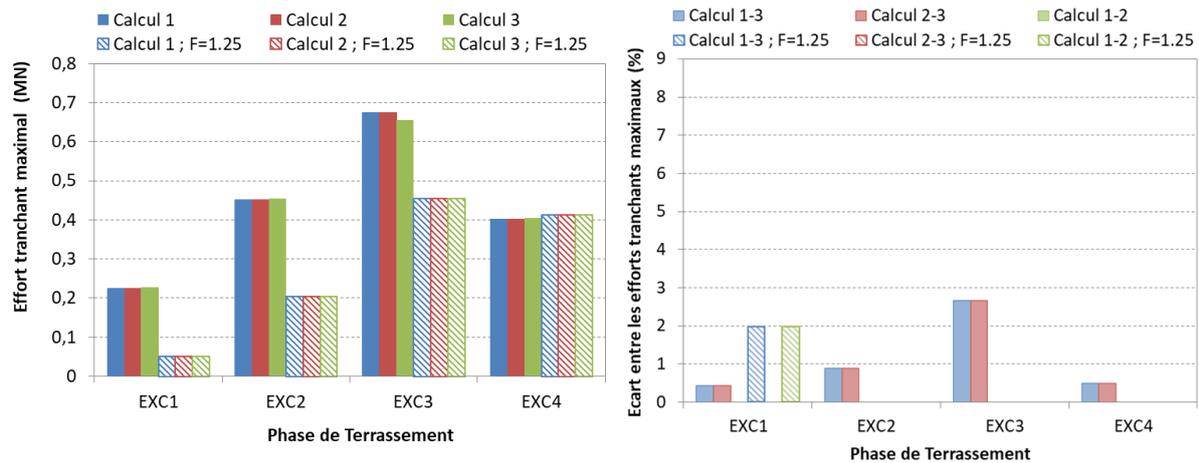


Figure 5.24 : Modèle H1 (a) Efforts tranchants maximaux dans l'écran obtenus avec les trois calculs pour chaque phase d'excavation (b) Ecarts entre les valeurs obtenues

#### 5.5.4. Evolution des efforts en fonction du facteur de sécurité

Les figures 5.21, 5.22, 5.23 et 5.24 montrent que les efforts dans l'écran pour le facteur de réduction proposé par l'Eurocode 7 ( $F=1,25$ ) sont beaucoup plus faibles que les efforts obtenus avec la procédure de  $c$ - $\phi$  réduction. Dans ce paragraphe, on cherche à analyser l'évolution de ces efforts en fonction du facteur de réduction considéré. Pour tous les calculs considérés, on bloque les déformations volumiques plastiques pour la deuxième étape de calcul avec le modèle H1. Avec le modèle ELMC, on considère une dilatance nulle pour cette étape.

La figure 5.25 présente l'évolution du moment et de l'effort tranchant maximaux dans l'écran en fonction du facteur de réduction avec le modèle H1 pour les quatre phases d'excavation.

On observe que l'évolution des efforts dans l'écran peut être définie selon deux droites de pentes différentes. Au-delà d'un facteur de sécurité égale à 1,4, les efforts évoluent rapidement avec l'augmentation du facteur de sécurité. Le choix d'une valeur de 1.25 par l'Eurocode semble raisonnable.

Pour des valeurs plus grandes, une faible variation du facteur de réduction appliqué aux caractéristiques de résistance peut induire une forte variation des efforts maximaux. La recherche d'un gain même minime en termes de stabilité géotechnique peut alors entraîner une forte augmentation des valeurs de calcul de moment fléchissant à considérer pour les ELU et donc un coût notablement plus important et une exécution plus difficile : l'augmentation de la densité du ferrailage complique le bétonnage.

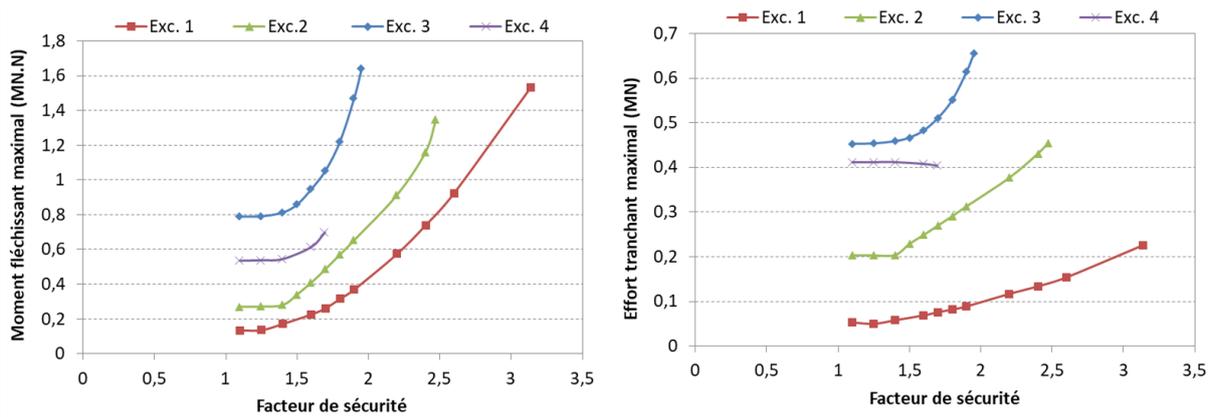


Figure 5.25 : Evolution des efforts maximaux dans l'écran en fonction du facteur de sécurité

Cette remarque est d'autant plus intéressante que la méthode de  $c$ - $\phi$  réduction donne un facteur de sécurité beaucoup plus élevé que 1,25 et, par suite des efforts très grands dans l'écran.

Deux pistes permettent de contourner cet écueil. La première est d'utiliser des éléments élasto-plastiques pour l'écran de manière à limiter directement le moment maximal. La seconde plus complexe est de s'interroger sur le fait que les caractéristiques de résistance sont réduites uniformément dans le massif : on peut se demander si la redistribution des contraintes et des déformations à laquelle on parvient est réaliste. En particulier, dans le cas de l'étude de la stabilité d'une pente, elle fait apparaître des déformations plastiques en profondeur, dans des zones éloignées de l'ouvrage lui-même. Cela conduit certains auteurs à proposer d'appliquer la réduction dans certaines zones du massif de sol seulement.

Pour les soutènements, Magnan et Meyer (2018a, 2018b) proposent de ne réduire la résistance que dans la partie du sol en butée, parce que la réduction uniforme de la résistance dans la zone en poussée produit une augmentation très forte des efforts alors que la butée est peu diminuée ; ils font aussi remarquer que, même en réduisant la résistance dans la zone en butée seulement, la méthode est encore sujette à discussion parce que la butée mobilisable ne varie pas linéairement avec les paramètres de résistance. On peut donc proposer de réduire les caractéristiques de manière différenciée selon les zones du maillage. Le problème est de préciser comment on définit la zone concernée par la réduction de résistance et comment on peut justifier l'élimination des zones en poussée ou des couches situées à une profondeur supérieure à celle de l'ouvrage. Le logiciel Plaxis propose par exemple une option qui permet d'exclure certains groupes de sol de la réduction. Cela peut être utile pour des groupes de sol situés tout près de la surface d'une pente, pour éviter des mécanismes de rupture superficiels peu réalistes. Ce point, sur lequel on revient dans les perspectives de ce mémoire, reste à étudier dans les travaux à venir.

## 5.6. Conclusions

Dans ce chapitre, on a abordé la justification aux états limites ultimes des ouvrages géotechniques en s'intéressant principalement à la méthode de réduction des propriétés de cisaillement utilisée avec la méthode des éléments finis.

Dans une première partie, on étudie la mise en œuvre de cette méthode dans CESAR. On montre que l'on améliore beaucoup la visualisation du mécanisme de rupture en représentant le déplacement incrémental ou la déformation principale majeure incrémentale donnés par la dernière itération du calcul.

Des modifications simples ont été effectuées pour adapter l'application de la  $c$ - $\phi$  réduction dans CESAR au modèle de comportement H1. On s'intéresse particulièrement à l'effet du traitement de la loi d'écoulement sur l'estimation de la stabilité d'un ouvrage géotechnique. L'étude est effectuée avec deux modèles de comportement le modèle ELMC et le modèle H1.

Le traitement de la loi d'écoulement a un effet sur l'estimation du facteur de sécurité avec le modèle ELMC. Avec le modèle H1, les effets de la loi d'écoulement sont nettement plus faibles et l'allure du mécanisme de rupture peut être plus satisfaisante.

Sans vouloir tirer de conclusions trop générales à partir des quelques exemples étudiés, le modèle H1 semble globalement prometteur pour l'étude de stabilité d'un ouvrage géotechnique, dans la mesure où il se prête bien au traitement numérique et donne une bonne estimation du mécanisme de rupture pour les talus et le projet d'excavation que nous avons étudiés.



## **Conclusions et perspectives**

---

Les modèles de comportement qui ont fait leurs preuves pour calculer les charges limites que les ouvrages géotechniques peuvent supporter s'avèrent encore peu fiables pour prévoir les déplacements qu'ils subissent au cours de leur construction.

Pour la modélisation numérique des excavations profondes, le principal problème est la maîtrise des soulèvements du terrain à la fois au fond de fouille et derrière l'écran. Dans l'objectif d'améliorer l'estimation de ces déplacements, on a proposé deux modèles de comportement élasto-plastique à un seul mécanisme : le modèle « H1 » et le modèle « H2 ». On les a introduits dans une version « recherche » du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. Ces deux modèles sont basés sur un modèle de comportement existant dans la littérature : le modèle MODSOL. Dans les deux modèles, la partie élastique est linéaire isotrope. La principale différence est la loi d'érouissage proposée pour chacun. Dans le modèle H1, l'érouissage est isotrope et le deuxième modèle propose un érouissage cinématique non linéaire. La loi d'écoulement proposée pour les deux modèles permet de prendre en compte les notions d'état caractéristique et d'état critique.

Par comparaison avec le modèle le plus couramment employé, ces modèles, en particulier le modèle H1, peuvent être considérés comme plus simples : ils mettent en jeu une partie élastique linéaire, et un seul mécanisme plastique (dont on donne la formulation complète en condition tridimensionnelle).

Par ailleurs, ces deux modèles ne comportent que quatre paramètres de plus que le modèle « ELMC » combinant une élasticité linéaire et un critère de rupture de Mohr-Coulomb. On a présenté la détermination de chaque paramètre des modèles à partir des essais triaxiaux et l'effet de chacun dans le cas de modélisation d'essais triaxiaux drainés et non drainés. Un calage sur un ensemble d'essais en laboratoire est présenté. La détermination des paramètres du modèle H2 semble un peu plus difficile que celle du modèle H1.

En adoptant l'hypothèse que certaines zones du terrain soutenu entrent en plasticité dès les premières phases de l'excavation, on a étudié deux idées à partir des modèles de comportement proposés : l'effet de la loi d'écoulement pour le calcul des déformations volumiques plastiques et l'effet du choix de la loi d'érouissage sur l'estimation des déplacements du sol dans la modélisation des excavations profondes.

L'analyse numérique du projet d'excavation réelle dans les sables de Berlin permet de conclure que le modèle H1 est un modèle prometteur pour la modélisation du comportement du sol à proximité des excavations profondes. Il donne des résultats très proches de ceux donnés par le modèle HSM. La combinaison d'une loi d'érouissage spécifique et d'une loi d'écoulement permettant de rendre en compte de déformations volumiques contractantes fournit un moyen de générer des tassements derrière l'écran.

L'introduction du modèle H2, avec une loi d'érouissage cinématique plus complexe à programmer, permet de prendre en compte la différence de rigidité selon les chemins des contraintes dans le cas des essais triaxiaux. Cette différence a peu d'effet sur l'estimation des déplacements du sol dans le cas des excavations profondes. Même si les chemins de contraintes au fond de fouille peuvent être similaires à un chemin de contraintes en extension, la raideur élevée générée par une loi d'érouissage cinématique pour un chemin de contraintes en extension ne limite pas les soulèvements au niveau du fond de fouille : ces soulèvements sont principalement contrôlés par la partie élastique du modèle de comportement.

Une analyse plus détaillée de cet exemple avec le modèle H1 a permis d'identifier, sur le plan numérique, les conditions et les paramètres permettant d'obtenir des tassements derrière l'écran de soutènement : la prise en compte de l'interface sol-écran dans la modélisation est par exemple indispensable et les paramètres du modèle qui contrôlent les déformations plastiques peuvent avoir un grand effet sur les résultats obtenus.

Une application à la future gare de Créteil l'Echat sur la ligne 15 Sud du Grand Paris Express a été effectuée. Les paramètres du modèle H1 et HSM ont été déterminés à partir un ensemble d'essais in situ et en laboratoire sur des éprouvettes issues du chantier. Les résultats numériques obtenus avec ces deux modèles ont été confrontés aux mesures réalisées sur chantier. La modélisation reproduit dans l'ensemble l'allure des déplacements mesurés sur les deux parois pour les trois phases de terrassements, le modèle H1 donnant des résultats très voisins de ceux du modèle HSM. Concernant la cuvette de tassement, les mesures obtenues sur chantier ont été comparées aux résultats de la méthode semi-empirique proposée par Ou et Hsieh (2011). Sur le plan numérique, les deux modèles de comportement H1 et HSM surestiment la cuvette de tassement pour les trois phases d'excavation par rapport aux mesures. On a essayé de limiter ces tassements, en proposant de remplacer la partie élastique isotrope en une élasticité avec une anisotropie transverse qui permet de considérer des modules verticaux plus grands que les modules horizontaux. Cette anisotropie n'a presque aucun effet sur l'estimation des tassements.

Pour cet exemple, on s'intéresse également aux efforts dans les butons. On a proposé, pour la prise en compte de la dilatation thermique, une approche très simple qui s'avère capable de donner une bonne estimation du coefficient  $\beta$  et qui permet de calculer à la fois la variation des efforts dans les butons et les déplacements de la paroi.

Dans le dernier chapitre, on a abordé la justification aux états limites ultimes des ouvrages géotechniques. On s'intéresse à la méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol. On a montré que le déplacement incrémental ou la déformation principale majeure incrémentale obtenus pour la dernière itération du calcul sont des indicateurs pertinents de l'écoulement plastique. Ils permettent de visualiser le mécanisme de rupture avec le logiciel CESAR-LCPC.

L'implémentation du modèle H1 a été adaptée pour pouvoir l'utiliser dans l'application de cette méthode dans CESAR. Ce modèle présente un avantage par rapport au modèle ELMC: le modèle H1 donne une estimation du facteur de sécurité et un mécanisme de rupture pratiquement indépendants du choix retenu pour le traitement de la loi d'écoulement dans le cas d'un talus raide et du projet d'excavation.

La première direction dans laquelle il est naturel de chercher à prolonger ce travail est d'étudier la validation du modèle H1 pour la modélisation d'autres ouvrages géotechniques ou d'autres types d'essais en laboratoire et in situ. Dans le cas des excavations profondes, des études supplémentaires pourront être réalisées pour valider l'utilisation du modèle pour estimer les tassements derrière l'écran de soutènement. Il sera aussi judicieux d'améliorer la méthodologie proposée pour la détermination des paramètres du modèle H1.

Une autre extension du travail de cette thèse porte sur la méthode de réduction des propriétés de cisaillement du sol. Pour un projet d'excavation, cette méthode génère des efforts très grands et irréalistes dans l'écran de soutènement. De futurs travaux pourront développer la

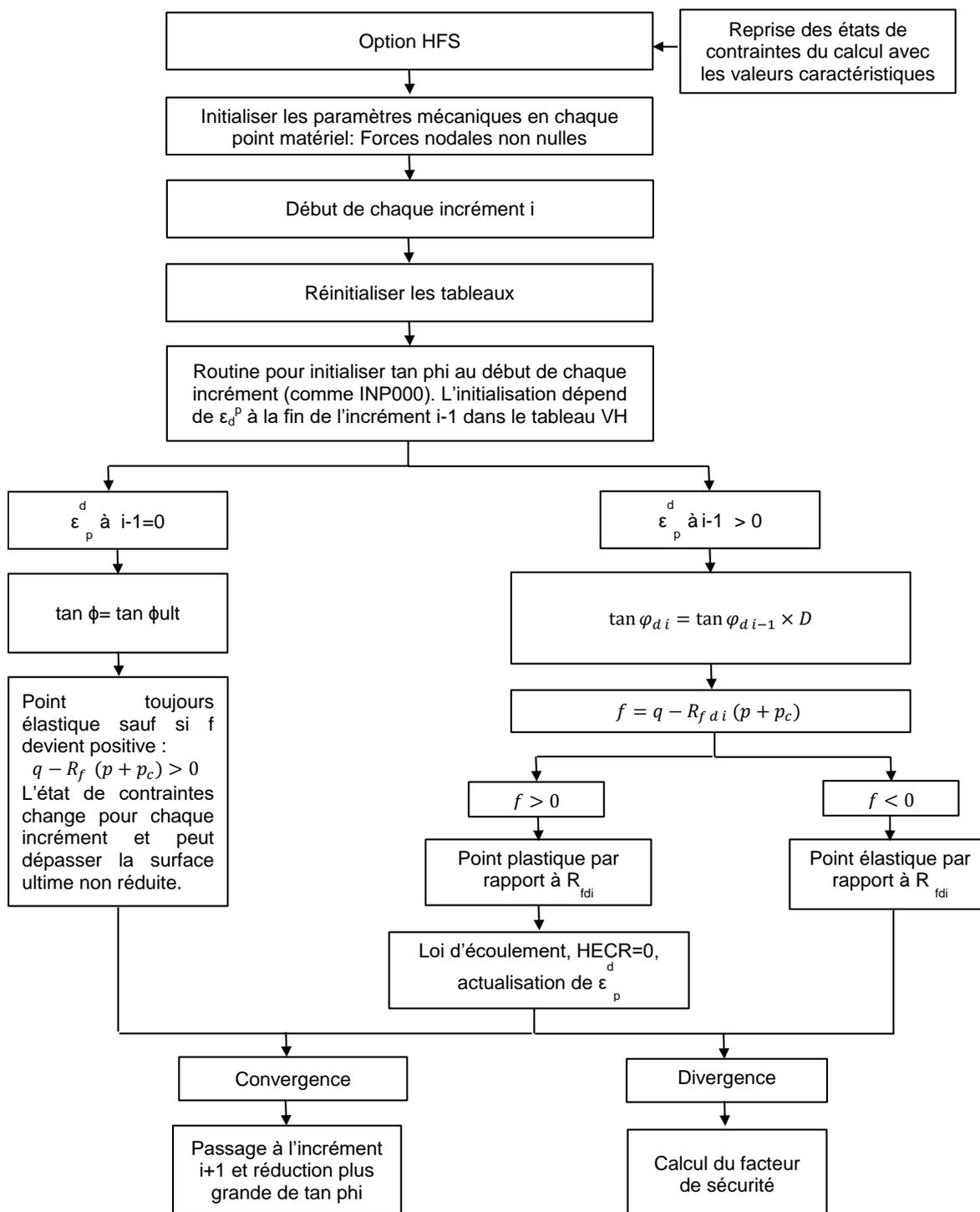
discussion sur la bonne façon d'estimer les efforts à prendre en compte pour la vérification des ELU STR.

Dans la méthode de réduction utilisée dans ce mémoire, on prend en compte une réduction de résistance uniforme, sans tenir compte des sollicitations effectivement subies par le sol, alors que l'on pourrait imaginer que les zones déjà cisailées dans le calcul de référence jouent un rôle privilégié dans l'apparition du mécanisme de rupture. On pourra proposer une méthode de réduction des propriétés de cisaillement des sols qui prenne en compte explicitement l'existence des zones plus sollicitées que les autres et permette de donner un sens physique à la redistribution des contraintes induite par la réduction de résistance. Les étapes à suivre pour l'implémentation de la méthode, présentées en annexe, restent globalement proches de la méthode de réduction uniforme : la modification intervient principalement au niveau du point d'intégration et de la formulation d'un paramètre de dégradation local. La difficulté principale de cette approche tient au fait que, comme la réduction n'est pas uniforme, on ne peut pas envisager de rechercher la valeur optimale d'un paramètre global par dichotomie. Une tentative a été faite par Rafeh et al (2019) pour répondre à ces questions, mais le problème est complexe et reste largement ouvert.

# Annexe : méthode de réduction non uniforme avec le modèle H1

Du point de vue numérique, les étapes de la programmation du processus sont les suivantes :

- définir une nouvelle option 'HFS' du module MCNL relative à la réduction non uniforme ;
- initialiser les paramètres mécaniques en chaque point matériel ;
- réinitialiser les tableaux (contraintes, déplacements, déformations, résidus, etc...) au début de chaque incrément comme dans la réduction uniforme ;
- introduire une nouvelle routine 'HCALRED', qui réduit les propriétés de cisaillement au début de chaque incrément mais d'une manière non uniforme. Il faut préciser comment on réduit les résistances ; on propose une méthode de dégradation qui dépend de la déformation déviatorique plastique. Si la déformation déviatorique plastique issue du calcul de référence est nulle, le point d'intégration reste dans le domaine élastique et n'est pas concerné par la réduction non uniforme. Ce point est alors traité selon un modèle élastique parfaitement plastique ; si la déformation déviatorique plastique issue du calcul de référence est non nulle, le point d'intégration est plastifié à la fin du calcul avec les valeurs caractéristiques.
- passage au calcul du critère : avec un modèle écrouissable, les points plastiques ne sont pas nécessairement en dehors de la surface de charge ultime réduite. Pour les points au-dehors de cette surface, on corrige les contraintes avec le principe de l'élasto-plasticité parfaite par rapport à la surface ultime réduite (calcul des forces nodales correspondantes), on calcule la loi d'écoulement et on actualise la déformation déviatorique plastique)
- à la fin de chaque incrément, si le calcul converge on passe à une étape de réduction suivante. Si le calcul diverge, on considère que l'état limite est atteint et on arrête le calcul. Il reste à déterminer comment on calcule un facteur de sécurité global à partir de valeurs réduites de manière non uniforme dans le maillage.



# Références

Addenbrooke, T., Potts, D., et A. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *47*, 693–712.

AFNOR (2009). NF P94-282 - Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Ecrans.

Arafati, N. (1996). Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol: application à la modélisation des ouvrages de soutènement. Ecole nationale des ponts et chaussées.

Atkinson, J., et Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties.

Balay, J. (1985). Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction (Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC).

Been, K., et Jefferies, M.G. (1985). A state parameter for sands. *35*, 99–112.

Benz, T. (2007). Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. Universität Stuttgart.

Bicanic, N.P. (1989). Exact evaluation of contact stress state in computational elasto-plasticity. *6*, 67–73.

Billiam, J. (1972). Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures. In *Stress-strain behaviour of soils*. (London), pp. 69–80.

Bishop, A.W. (1972). Shear Strength parameters for undisturbed and remoulded soils specimens. In *stress-strain behaviour of soils*. (London), pp. 3–58.

Bjerrum, L., et Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. *Géotechnique 6*, 32–47.

Bjerrum, L., Frimann, L.J., Has, M., and Duncan, J.M. (1972). Earth pressures on flexible structures - A state of the art report. In *Proceedings of the 5th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (Madrid), pp. 169–193.

Blum, H. (1930). Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken und deren vereinfachte Berechnung mit Hilfe "ideeller" und "stellvertretender" Belastung.

Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *36*, 65–78.

Bond, A.J., Formichi, P., Spehl, P., et Seters, A.J. van (2019a). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x Basis of structural and geotechnical design. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 4504–4511*.

Bond, A.J., Jenner, C., et Moormann, C. (2019b). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x Geotechnical structures. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 4528–4535*.

Boulanger, R.W. (2003). Relating to relative state parameter index. *129*, 770–773.

- Bourgeois, E. (2018). Cahier de développement CESAR-LCPC. Famille16 : éléments de joints.
- Bourgeois, E., Burlon, S., et Cuira, F. (2018). Modélisation numérique des ouvrages géotechniques. 32.
- Boussinesq (1882). Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale.
- Bowles, J.E. (1988). Foundation analysis and design (New York: McGraw Hill Book Company).
- Brinkgreve, R.B.J., et Bakker, H.L. (1991). Non-linear finite element analysis of safety factors. In Proceedings of the Seventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, (Cairns).
- British standards institution (1994). Code of practice for earth retaining structures: BS 8002 (London: British standards institution - BSI).
- Burlon, S. (2007). Modélisation numérique des mouvements du sol induits par des excavations et des injections de compensation. PhD Thesis. Université des sciences et technologies de Lille.
- Caquot, A. (1934). Equilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes.
- Caquot, A., et Kerisel, J. (1948). Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations (Gaithier-Villars (Paris): Gauthier-Villars, Paris).
- Carder, D.R. (1995). Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques. TRL Report.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. 23, 13–32.
- Caspe, M.S. (1966). Surface settlement adjacent to braced open cuts. *ASCE*, 92 (*SM4*), 51–59.
- Cehade, W. (1991). Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux- Application aux modèles élastoplastiques. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.
- Chew, S.H., Yong, K.Y., et Kim, A.Y.K. (1997). Three-dimensional finite element analysis of a strutted excavation. In Proc. 9th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, (Wuan), pp. 1915–1919.
- Clough, G.W., et Duncan, J.M. (1973). Finite Element Analysis of retaining wall behavior. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 99, 347–349.
- Clough, G.W., et Hansen, L.A. (1981). Clay anisotropy and braced wall behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 107, 893–913.

Clough, G.W., et O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Geotechnical Special Publication 439–470.

Clough, G.W., Weber, P.R., et Lamont, J. (1972). Design and observation of a tied-back wall. In Proc. ASCE Special Conf. Perf. Earth and Earth Supp. Struct., ((Purdure Univ.), New York: ASCE), pp. 1367–1389.

Coquillay, S. (2005). Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Corfdir, A. (2017). Interaction sols-structures - Cours du master MSROE (ENPC/Univeristé Paris-EST, Marne la vallée).

Coulomb, C. (1773). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture avec deux planches.

Crisfield, M.A. (1997). Non-linear finite element analysis of solids and structures.

Daktera, T. (2020). Amélioration des méthodes de calcul des écrans de soutènement à partir du retour d'expérience de grands travaux récents. Thèse de doctorat de l'université Paris Est.

Daktera, T., Bourgeois, E., Schmitt, P., Jeanmaire, T., Utter, N., et Gotteland, P. (2020). Tassements derrière un écran de soutènement : comparaison entre mesures et modèles. (Lyon).

Day, R.A., et Potts, D.M. (1993). Modelling sheet pile retaining walls. *Computers and Geotechnics* 15, 125–143.

De Sanctis, L., Mandolini, A., et Viggiani, G.M.B. (2006). Finite element analysis of the excavation of the new Garibaldi station of Napoli underground. In Proc. Int. Conf. Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Eng. for Urban Environment - Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Eng. for Urban Environment, pp. 57–67.

Delatre, L. (2003). Un siècle de méthodes de calcul d'écran de soutènement II-Les approches empiriques et semi-empiriques. 31–51.

Delatre, L. (2001). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement I. L'approche par le calcul - les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. 35–55.

Delatre, L. (2004). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement: III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis. 24.

Dong, Y.P., Burd, H.J., et Houlsby, G.T. (2016). Finite-element analysis of a deep excavation case history. 66, 1–15.

Duca, V. (2001). Etude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Duncan, J.M., et Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96, 1629–1653.

Durville, J., Berthelon, J., et Trinh, Q. (2003). Calculs de stabilité des pentes : comparaison entre équilibre-limite et éléments finis dans le cas de ruptures non circulaires. 37–46.

Egger, P. (1972). Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure diaphragms (cut-off walls) in Italy. (Paris), pp. 403–411.

El Arja, H., Bourgeois, E., et Burlon, S. (2019). Prise en compte du mécanisme des déformations plastiques dans les calculs des excavations profondes. In Proceedings of the XVII ECSMGE-2019, (Reykjavik, Iceland).

El Arja, H., Bourgeois, E., et Burlon, S. (2020). Effet du choix de la loi d'écrouissage sur l'estimation des tassements induits par des excavations profondes. (Lyon).

Estaire, J., Arroyo, M., Scarpelli, G., et Bond, A.J. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: Design of geotechnical structures to EN 1997:202x. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 4536–4543.

Fern, E.J., et Soga, K. (2018). The dilarancy conditions at critical state and its implications on constitutive modelling.

Finno, R.J., et Harahap, I.S. (1991). Finite Element Analyses of HDR-4 Excavation. Journal of Geotechnical Engineering 117, 1590–1609.

Franzén, G., Arroyo, M., Lees, A., Kavvas, M., Seters, A.V., Walter, H., et Bond, A.J. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x General rules. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019 4512–4519.

Franzius, J., Potts, D., et Burland, J. (2005). The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. 55, 189–199.

Fredlund, D.G., et Scoular, R.E.G. (1999). Using limit equilibrium concepts in finite element slope stability analysis. In Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineerings, (Japan), pp. 31–47.

Frih Bengabbou, N.M. (2005). Contribution à l'étude expérimentale et numérique de l'interface sol béton en vue de l'application aux parois moulées. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Frih Bengabbou, N., Corfdir, A., Bourgeois, E., et Borgne, H. (2002). Prise en compte de l'interaction sol-ouvrage dans la modélisation numérique : cas de la paroi moulée. 13.

Gaba, A., Hardy, S., et Doughty, L. (2017). CIRIA C760 Guidance on embedded retaining wall design (London, UK).

Gajo, A., Bigoni, D., et Wood, D. (2001). Stress induced elastic anisotropy and strain localisation in sand.

Gasparre, A. (2005). Advanced laboratory characterisation of London Clay (Departement of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London).

- Gaudin, C. (2002). Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable - Application à l'étude de l'interaction Ecran-Fondation. Thèse de doctorat. Université de Nantes.
- German Geotechnical Society (2008). Recommendations on excavations EAB (Berlin: Ernst & Sohn).
- Ghaboussi, J., et Momen, H. (1982). Modelling and Analysis of Cyclic Behaviour of Sands. In *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*.
- Gilleron, N. (2016). Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L., et Brekke, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. In *Proc. ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, pp. 637–659.
- Gourvenec, S.M., et Powrie, W. (1999). Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. *Géotechnique* 49, 801–823.
- Graham, J., et Houlsby, G. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. 33, 165–180.
- Greco, V.R. (2004). Lateral Earth Pressure due to Backfill Subject to an Inclined Uniformly Distributed Surcharge. 9.
- Hashash, Y.M.A., et Whittle, A.J. (2002). Mechanisms of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128.
- Hata, S., Yoshida, S., Ohta, H., Kitamura, H., et Honda, H. (1985). A deep excavation in soft clay: performance of an anchored diaphragm wall. (Nagoya), pp. 725–730.
- Holt, D.A., et Griffiths, D.V. (1992). Transient analysis of excavation in soil. 13, 159–174.
- Hsieh, P.-G., et Ou, C.-Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal* 35, 1004–1017.
- Hsiung, B.-C.B., et Dao, S.-D. (2014). Evaluation of constitutive soil models for predicting movements caused by a deep excavation in sands.
- Huffington, N.G. (1969). Numerical analysis of elastoplastic stress (Ballistic Res Labs., Aberdeen Proving Ground, Maryland).
- Irvine, D.J., et Smith, R. (1992). *Trenching Practice*.
- Izumi, H., Kamemura, K., et Sato, S. (1976). Finite element analysis of stresses and movements in excavations. In *2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, (Blacksburg), pp. 701–712.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at-rest. *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers* 355–358.

- Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B., et Burland, J.B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress–strain characteristics in soil–structure interaction. *Géotechnique* 36, 377–396.
- Jardine, R.J., Gens, A., Hight, D.W., et Coop, M.R. (2004). Developments in Understanding Soil Behaviour. In *Advances in Geotechnical Engineering*, (UK, London), pp. 103–206.
- Kaiser, P.K., et Hewitt, K.J. (1982). The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations,. *19*, 139–153.
- Kempfert, H.-G., et Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils* (Berlin, Heidelberg: Springer).
- Kerisel, J., et Absi, E. (1990). Livre : Tables de poussée et de butée des terres (Presses de l’Ecole nationale des Ponts et Chaussées).
- Khoshnoudian, F. (2002). Numerical Analysis of the Seismic Behavior of Tunnels Constructed in Liquefiable Soils. *42*, 1–8.
- Khoshravan Azar, A. (1995). Problemes de sols satures sous chargement dynamique: modèle cyclique pour les sols et validation sur des essais en centrifugeuse. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.
- Kort, D.A. (2002). Steel sheet pile walls in soft soil. Thèse de doctorat. Civil Engineering and Geosciences, Delft University.
- Kung, G.T.-C., Ou, C.-Y., et Juang, C.H. (2009). Modeling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations. *Computers and Geotechnics* 36, 304–319.
- Lambe, T.W., et Whitman, R.V. (1991). *Soil Mechanics - Chapitre 3: Earth retaining structures and slops* (John Wiley & Sons).
- Lee, G., et Ng, C. (2002). Three-dimensional analysis of ground settlements due to tunneling: Role of  $K_0$  and stiffness anisotropy. In *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 617–622.
- Lee, K., et Rowe, R. (1989). Deformations caused by surface loading and tunnelling : the role of elastic anisotropy. *39*, 125–140.
- L’hermenier, R., et Absi, E. (1965). Equilibre limite d’un coin dans un milieu non pesant - Détermination des lignes de discontinuité.
- L’Herminier, R., et Absi, E. (1962a). Equilibre limite d’un coin dans un milieu non pesant: tables numériques.
- L’Herminier, R., et Absi, E. (1962b). Tables numériques de poussée en milieu pulvérulent non pesant - Détermination des lignes de continuité (Paris).
- L’Herminier, R., et Absi, E. (1969). Tables numériques de butée en milieu pulvérulent non pesant. (Paris).

- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., and Balasubramaniam, A. (2013). Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT. *Soils and Foundations* 53, 756–773.
- Lim, A., Chang-Yu, O., et Hsieh, P.-G. (2010). Evaluation of Soil Constitutive Models for Analysis of Deep Excavation under Undrained condition. 5.
- Long, M. (2001). Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 127, 203–224.
- Magnan, J., et Meyer, G. (2018a). Domaines d’application de la réduction de  $c$  et  $\phi$  dans les études géotechniques. (Champs sur Marne).
- Magnan, J., et Meyer, G. (2018b). Influence des interactions entre écrans de soutènement sur le calcul de la butée.
- Mana, A.I., et Clough, G.W. (1981). Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 107, 759–777.
- Marques, J.M.M.C. (1984). Stress computation in elastoplasticity. 1, 42–51.
- Marten, S. (2005). Etude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées.
- Masrouri, F., et Kastner, R. (1991). Essais sur modèle de rideaux de soutènement ; confrontation à diverses méthodes de calcul. *Rev. Fr. Geotech.* 17–33.
- Mayne, P.W., et Kulhawy, F.H. (1982).  $K_0$ -OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 108.
- Ménard, L., et Rousseau, J. (1962). L’évaluation des tassements-Méthodes nouvelles. pp. 13–28.
- Ménard, L., Rousseau, J., et Houy, A. (1964). Etude expérimentale de l’encastrement d’un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. pp. 11–27.
- Monnet, A. (1994). Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. *Rev. Fr. Geotech.* 67–72.
- Moormann, C. (2004). Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on a New Worldwide Database. *Soils and Foundations* 44, 87–98.
- Moormann, Ch., et Katzenback, R. (2002). Three dimensional finite element analysis of corner effects on deep excavation behaviour. In *Proc. 5th Int. Conf. Num. Methods in Geotechnical Eng.*, (Ph. Mestat (Ed.)), pp. 633–640.
- Motta, E. (1994). Generalized Coulomb Active Earth Pressure for Distanced Surcharge. 120, 1072–1079.
- Müller-Breslau, H. (1906). *Erddruck auf Stützmauern* (Stuttgart: Alfred Kröner-Verlag).

Nejjar, K. (2019). Comportement des parois de soutènement dans un contexte exceptionnel (grande profondeur, formations déformables, environnement sensible). Thèse de doctorat. Université Grenoble Alpes.

Ng, C.W.W. (1999). Stress Paths in Relation to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125, 357–363.

Ng, C.W.W., et Lings, M.L. (1995). Effects of Modeling Soil Nonlinearity and Wall Installation on Back-Analysis of Deep Excavation in Stiff Clay. *Journal of Geotechnical Engineering* 121, 687–695.

Ng, C.W.W., et Yan, R.W.M. (1999). Three-dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence. *Géotechnique* 49, 825–834.

Nicholson, D. (1987). The design and performance of the retaining walls at Newton station. In *Proceedings*, (Singapore), pp. 147–154.

Norbury, D.R., Arroyo, M., Foti, S., Garin, H., Reiffsteck, P., and Bond, A.J. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-2:202x Ground investigation. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019* 4520–4527.

Nordal, S. (2008). Can We Trust Numerical Collapse Load Simulations Using Non-associated Flow Rules? 8.

Nova, R. (1982). A constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading. 343–373.

Nova, R., et Wood, D. (1979). A constitutive model for sand in triaxial compression. 3, 255–278.

Nyssen, C. (1981). An efficient and accurate iterative method allowing large incremental steps to solve elasto-plastic problems. 13, 63–71.

Obrzud, R.F. (2010). On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. In *Numerics in Geotechnics and Structures*, (Elmepress International).

Obrzud, R.F., et Truty, A. (2018). The Hardening soil model - A practical guidebook. 216.

Ohde, J. (1951). *Grundbaumechanik* (in German), Huette.

O'rourke, T.D. (1993). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. pp. 657–686.

Ortiz, M., et Popov, E.P. (1985). Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. 21, 1561–1576.

Ortiz, M., et Simon, J.C. (1986). An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. 23, 353–366.

Ortiz, M., Pinsky, P.M., et Taylor, R.L. (1983). Operator split methods for the numerical solution of the elastoplastic dynamic problem. 39, 137–157.

- Ou, C.-Y., et Hsieh, P.-G. (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. *Computers and Geotechnics* 38, 987–997.
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G., et Chiou, D.-C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Can. Geotech. J.* 30, 758–767.
- Ou, C.Y., Chiou, D.C., et Wu, T.S. (1996). Three-dimensional finite element analysis of deep excavation. *122*, 337–345.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. In *Proceedings of the 7th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, (Mexico), pp. 225–290.
- Pennington, D., Nash, D., et Lings, M. (1997). Anisotropy of G<sub>0</sub> shear stiffness in Gault clay. *47*, 391–398.
- Plaxis (2019). *Material Models Manual*. 256.
- Potts, D.M., et Zdravković, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: application* (London: Thomas Telford).
- Potts, D.M., et Zdravkovic, L. (2012). Accounting for partial material factors in numerical analysis. *Géotechnique* 62, 1053–1065.
- Pouya, A., Elmi, F., Bourgeois, E., and Bemani Yazdi, P. (2009). Eléments joints dans le code CESAR-LCPC. Application aux milieux fracturés, fissurés et aux problèmes d’interface. 15–25.
- Powrie, W., et Li, E.S.F. (1991). Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level. *Geotechnique* 41, 499–514.
- Puller, M. (1996). *Deep Excavations: A Practical Manual* (London: Thomas Telford).
- Puzrin, A.M., Burland, J.B., and Standing, J.R. (2012). Simple approach to predicting ground displacements caused by tunnelling in undrained anisotropic elastic soil. *Géotechnique* 62, 341–352.
- Rachdi, S., Jahangir, E., et Tijani, M. (2017). On the use of the soil critical state for shallow tunnels modelling. 8.
- Rankine, M. (1856a). On the Mathematical Theory of the Stability of earth work and masonry. 8, 60–61.
- Rankine, M. (1856b). On the Stability of Loose Earth. 8, 185–187.
- Rankine, M. (1857). On the Stability of Loose Earth. *147*, 9–27.
- Rankine, M. (1874). Mémoire sur la stabilité de la terre sans cohésion. Traduit par Flamant. 131–168.
- Reiffsteck, P. (2002). Nouvelles technologies d’essai en mécanique des sols. In *PARAM 2002*, (Paris: Presses de l’Ecole nationale des Ponts et Chaussées), pp. 201–242.

- Roesler, S.K. (1979). Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. 871–880.
- Roscoe, K.H., et Burland, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of “wet clay.” (Cambridge University Press), pp. 535–609.
- Roscoe, K.H., et Schofield, A.N. (1963). Mechanical behaviour of an idealised “wet clay.” In Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineer, (Wiesbaden), pp. 47–54.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., et Wroth, C.P. (1958a). On The Yielding of Soils. *Géotechnique* 8, 22–53.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., et Worth, C.P. (1958b). On the Yielding of Soils. 8, 22–52.
- Rowe, P.W. (1952). Anchored Sheet-Pile Walls. In Proceedings of the Institution of Civil Engineers, (Thomas Telford - ICE Virtual Library), pp. 27–70.
- Rowe, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. R. Soc. Lond. A* 269, 500–527.
- Schäfer, R., et Triantafyllidis, T. (2004). Modelling of earth and water pressure development during diaphragm wall construction in soft clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28, 1305–1326.
- Schäfer, R., et Triantafyllidis, T. (2006a). The impact of diaphragm wall construction on the serviceability of adjacent strip foundations in soft ground. (Bochum, Germany: Taylor & Francis), pp. 69–82.
- Schäfer, R., et Triantafyllidis, T. (2006b). The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30, 563–576.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., et Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. In *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, R.B.J. Brinkgreve, ed. (Rotterdam: Balkema), pp. 281–296.
- Schmitt, P. (1984). Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples. *Rev. Fr. Geotech.* 27–40.
- Schmitt, P. (1995). Méthode empirique d’évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. *Rev. Fr. Geotech.* 3–10.
- Schmitt, P. (1998). De l’élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur. *Rev. Fr. Geotech.* 79–87.
- Schreyer, H.L., Kulak, R.F., et Kramer, J.M. (1979). Accurate numerical solutions for elasto-plastic models. *1010*, 226–234.
- Schweiger, H.F. (2002a). Benchmarking in Geotechnics\_Part I.
- Schweiger, H.F. (2002b). Benchmarking in Geotechnics\_Part II.

Schweiger, H.F. (2003). Standsicherheitsnachweise für Böschungen mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit. 28.

Schweiger, H.F., et Freiseder, M. (1994). Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction. In Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, (Rotterdam: Balkema), p. 6.

Schweiger, H.F., et Schädlich, B. (2011). Influence of modelling soil anisotropy on the behaviour of deep excavations. p. 6.

Schweiger, H.F., Freiseder, M., et Breymann, H. (1997). Deep excavations in soft ground- In-situ measurements and numerical predictions. (Hamburg), pp. 589–594.

Sellmeijer, J.B., Cools, J.P.A.E., Decker, J., et Post, W.J. (1995). Hydraulic resistance of steel sheet pile joints. In Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division, pp. 105–110.

Shahrour, I., et Chehade, W. (1992). Development of a constitutive elastoplastic model for soils. XI International Congress on Rheolog. (Brussels: Edition P. Moldenaers & R. Keuning, Elsevier).

Shahrour, I., et Ousta, R. (1998). Numerical analysis of the behavior of piles in saturated soils under seismic loading. (Rotterdam).

Shahrour, I., Benzenati, I., et Khoshravan Azar, A. (1995). Validation of a nonlinear coupled dynamic model on centrifuge tests of VELACS project. In Numerical Models in Geomechanics - NUMOG V, (Rotterdam), pp. 269–274.

Shao, C., et Desai, C.S. (2000). Implementation of DSC model and application for analysis of field pile tests under cyclic loading. 24, 601–624.

Simpson, B., Atkinson, J., et Jovicic, V. (1996). The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels. In Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 591–596.

Sloan, S.W. (1987). Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress-strain relations. 24, 893–912.

SoletancheBachy (2012). La méthode de calcul au coefficient de réaction “MISS-k.”

St John, H.D. (1975). Field and theoretical studies of the behavior of ground around deep excavations in London Clay. Thèse de doctorat. Cambridge University.

St John, H.D., Higgins, K.G., Potts, D.M., et Jardine, R.J. (1992). Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment. In Predictive Soil Mechanics, (Thomas Telford Publishing), pp. 581–608.

Stroh, D., et Breth, H. (1976). Deformation of deep excavations. (New York), pp. 686–700.

Tatsuoka, F.M., Sakamoto, M., Kawamura, T., et Fakushiima, S. (1986). Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures. 26, 65–84.

- Teo, P.L., et Wong, K.S. (2012). Application of the hardening soil model in deep excavation analysis.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics* (Jogn Wiley & Sons).
- Terzaghi, K. (1995). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique* 5, 297–326.
- Tschebotarioff, G.P. (1951). *Soil Mechanics, Foundations And Earth Structures* (McGraw Hill).
- Tschebotarioff, G.P., et Brown, P.P. (1984). Lateral earth pressure as a problem of deformation or of rupture. pp. 81–86.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H.F., Sloan, S.W., Lyamin, A.V., et Raissakis, I. (2015a). Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques. *Géotechnique* 65, 249–257.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H.F., et Sloan, S.W. (2015b). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. *Computers and Geotechnics* 70, 169–177.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H.F., et Sloan, S.W. (2015c). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part II: Back analyses of a case history. *Computers and Geotechnics* 70, 178–189.
- Vesic, A.C., et Clough, G.W. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. 94, 661–688.
- Vezole, P. (1995). Écrans de soutènement Interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction. *Rev. Fr. Geotech.* 31–37.
- Von Wolffersdorff, P. (2019). Informationen und Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“: Berechnung der Standsicherheit mit der FEM durch Reduzierung der Festigkeitsparameter. *geotechnik* 42, 88–97.
- Whittle, A.J., Hashash, Y.M.A., et Whitman, R.V. (1993). Analysis of Deep Excavation in Boston. *Journal of Geotechnical Engineering* 119, 69–90.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit* (Prague: Dominicius).
- Wong, I.H.M., Poh, T.Y., et Chuah, H.L. (1997). Performance of excavations for depressed expressway in Singapore. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123, 617–625.
- Wood, D.M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics soil Mechanics* (Cambridge University Press).
- Wood, D.M. (2004). *Geotechnical modelling*.

Wroth, C.P. (1958). Soil behaviour during shear-existence of critical voids ratios. *186*, 409–413.

Zaher, M. (1995). Validation des modèles de sols sur ouvrages types. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.

Zdravkovic, L., Potts, D.M., et St John, H.D. (2005). Modelling of 3D excavation in finite element analysis. *Géotechnique 55*, 497–513.

Zhu, B., et Liu, G. (1994). *Elasto-plastic analysis of deep excavation in soft clay* (New Delhi: Oxford & IBH Publishing).

Zymnis, D., Chatziannellis, I., et Whittle, A. (2013). Effect of anisotropy in ground movements caused by tunneling. *63*, 1083–1102.