

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département : Génie Civil & Hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du Diplôme de
Doctorat en Sciences

Spécialité : Génie Civil
Option : Mécanique des sols et structure

Analyse numérique de la stabilité des fouilles en présence d'écoulement

Présentée par :

Bensmaine Aissa

Soutenue publiquement le : **Mercredi 06 Avril 2016**

Devant le jury composé de :

<i>Mr Ouamane Ahmed</i>	Professeur	Président	Université de Biskra
<i>Mme Benmebarek Naima</i>	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
<i>Mr Tati Abdelouaheb</i>	Professeur	Examineur	Université de Biskra
<i>Mr Khemissa Mohamed</i>	Professeur	Examineur	Université de M'sila
<i>Mr Abeche Khelifa</i>	Professeur	Examineur	Université de Batna
<i>Mr Rouili Ahmed</i>	Maître de Conférences	Examineur	Université de Tébessa

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

- Madame *Benmebarek Naïma*, **Directrice de thèse**,
Professeur à l'université de Biskra
- Mr *Ouamane Ahmed*, **Président de jury**
Professeur à l'université de Biskra
- Mr *Tati Abdelouaheb*, **membre de jury**
Professeur à l'université de Biskra,
- Mr *Khemissa Mohamed*, **membre de jury**
Professeur à l'université de M'sila
- Mr *Abeche Khelifa*, **membre de jury**
Professeur à l'université de Batna
- Mr *Rouili Ahmed*, **membre de jury**
Maître de Conférences à l'université de Tébessa

CETTE THESE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY
ET PUBLIC

EN DATE DU : Mercredi 06 Avril 2016

À L'UNIVERSITE MOHAMED KHIDER DE BISKRA

Dédicace

À la mémoire de mes défunts parents

À ma femme et mes fils

Remerciements

Tout travail est le fruit de collaborations humaines, c'est pourquoi, il m'est à présent agréable de rendre hommage à celles et ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ma thèse de doctorat.

En premier lieu je voudrai exprimer mes meilleurs remerciements à ma Directrice de thèse Madame *Benmebarek Naïma*, Professeur à l'université Mohamed Khider de Biskra, pour m'avoir donné l'opportunité de réalisation de cette thèse et avoir assuré son encadrement scientifique. Grâce à sa détermination et à la confiance qu'elle a témoignée à mon égard, j'ai pu réaliser ce travail. Je ne saurais oublier ses orientations et ses conseils judicieux qui ponctuent cette thèse ;

Je tiens également à remercier Monsieur *Benmebarek Sadok*, Professeur à l'université de Biskra et Directeur du Laboratoire Modélisation Numérique et Instrumentation en interaction sol-structures (MN2I2S), pour son accueil bienveillant au sein de son équipe de recherche, pour avoir suivi de près mon travail, pour tous ses précieux conseils et orientations qui ont jalonné le chemin de l'aboutissement de ce travail ;

Je remercie particulièrement Monsieur *Ouamane Ahmed*, Professeur à l'université de Biskra, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de jury de soutenance. Mes remerciements vont également à Messieurs *Tati Abdelouaheb* (Professeur à l'université de Biskra), *Khemissa Mohamed* (Professeur à l'université de M'sila), *Abeche Khelifa* (Professeur à l'université de Batna) et *Rouili Ahmed* (Maître de Conférences à l'université de Tébessa), pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse ;

Je voudrais exprimer ma profonde gratitude à Monsieur le Recteur de l'université Mohamed Khider de Biskra, le Professeur *Selatnia Belkacem*, pour son aide cruciale durant ma mutation à l'université de Biskra, pour sa confiance, son soutien et son accueil chaleureux au sein de son équipe au Rectorat.

Que l'encadrement ainsi que tout le personnel du Rectorat, soient tous assurés de mes remerciements.

Mes remerciements et ma reconnaissance vont également à Messieurs *Farhi Abdallah* et *Debabèche Mahmoud*, tous deux Professeurs à l'université de Biskra, ainsi qu'à Monsieur *Adèle Mecheri* pour leurs précieux soutiens ;

Je remercie considérablement Monsieur le Vice-Recteur de l'université de Biskra, le Professeur *Debilou Abderrazak*, ainsi que *Guergazi Aïcha*, Maître de Conférences à l'université de Biskra, pour leur accueil chaleureux, leur soutien et leurs encouragements ;

En outre, j'aimerais remercier plus particulièrement Monsieur le Chef du Département de génie civil et d'hydraulique de l'université de Biskra, le Professeur *Bouziane Toufik*, pour son soutien. Que l'encadrement ainsi que tout le personnel du Département de génie civil et d'hydraulique, soient tous assurés de mes remerciements les plus sincères.

J'adresse mes remerciements à tous mes amis et à tous les membres du laboratoire MN2I2S de l'université de Biskra, pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Thèse : Analyse numérique de la stabilité des fouilles en présence d'écoulement.

Présentée par : Mr Bensmaine Aissa

J'adresse aussi mes plus sincères remerciements à mes amis, à l'encadrement ainsi qu'à tout le personnel du Département de génie civil de l'université de Tébessa, pour leur soutien et leur collaboration au cours de ma mission d'enseignant durant les quatre saisons universitaires que j'ai passé avec eux.

Tous mes remerciements à mes frères et sœurs pour leurs encouragements et leur soutien moral.

J'envoie mes remerciements à ma belle-famille à Tébessa pour leur soutien moral et leurs encouragements. Et plus particulièrement à ma chère belle-mère, à laquelle j'exprime toute ma reconnaissance, pour son accueil chaleureux, son soutien et ses prières. Tout en implorant Dieu le tout puissant de la guérir et de la préserver.

Je tiens à exprimer mes remerciements et ma sincère gratitude à mon beau-frère *Fayçal Mecheri*, Expert en e-gouvernement au sein du premier ministère de France, pour son appui crucial et ses précieux encouragements.

Un hommage et une pensée très particulière à la mémoire de mes chers défunts parents « *Abderrahmane & Torkia Remadna* », et à la mémoire de mon beau-père « *Mecheri Med Rachid* » tout en suppliant Dieu le tout puissant de leur réserver à tous sa miséricorde, son pardon et son vaste paradis.

Enfin, sur une note plus personnelle, je remercie énormément ma femme *Houda*, et mes fils, « *Abderrahmane, Majd-Eddine, Mohamed El-Mahdi et Taha* » pour leurs sacrifices, pour avoir supporté au quotidien les contraintes professionnelles imposées par cette thèse, et pour leur précieux soutien moral et leur patience avec mes humeurs ; Merci à toi ma chère *Houda*, pour tes encouragements et ton aide précieuse durant la rédaction de cette thèse, et pour tout ce que nous avons vécu ensemble.

Merci à tous...

" La mécanique des sols classique a évolué autour de quelques modèles simplifiés qui ne correspondent pas suffisamment aux propriétés de la plupart des sols réels pour effectuer des prédictions utiles et sûres...Puisque nous ne pouvons pas changer le sol pour l'adapter à la mécanique des sols, peut-être que nous devrions changer la mécanique des sols pour l'adapter au sol. La théorie qui ne parvient pas à s'adapter à leur comportement est la problématique, et non pas les sols. "

D'après Vaughan, P. R. (1989). (Traduit de l'anglais)

Table des matières

Liste des figures	VI
Liste des tableaux	XIII
Résumé.....	1
Résumé (en anglais)	2
Résumé (en arabe)	3
Introduction générale	4
<i>Première partie</i>	
<i>Synthèse bibliographique sur les soutènements des excavations</i>	9
Chapitre 1 : Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol	10
1.1. Introduction	10
1.2. Définition d'un milieu poreux	11
1.3. Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol	11
1.3.1. Etude des mouvements de l'eau dans les sols	11
1.3.1.1. Vitesse de l'eau dans le sol	12
1.3.1.2. Charge hydraulique et perte de charge - Théorème de BERNOULLI -	13
1.3.1.3. Gradient hydraulique	15
1.3.2. Expérience et loi de Darcy	16
1.3.3. Perméabilité des sols	17
1.3.3.1. Coefficient de perméabilité	17
1.3.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire	18
a) Perméamètre à charge constante	19
b) Perméamètre à charge variable	19
1.3.3.3. Mesure du coefficient de perméabilité in- situ	21
1.3.3.4. Perméabilités moyennes fictives verticale et horizontale des terrains stratifiés ...	21
a) Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal)	22
b) Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical)	23
1.4. Limite et validité de la loi de Darcy	24
1.5. Généralisation de la loi de <i>Darcy</i>	25
1.5.1. Equations des écoulements en régime permanent	25
1.5.1.1. Sols anisotropes	25
1.5.1.2. Sols isotropes et homogènes	26
1.5.2. Cas particuliers	27
1.5.2.1. Ecoulements plans en milieu isotrope et homogène	27
1.5.2.2. Milieux homogènes anisotropes	29
1.6. Généralités sur la résolution de ces équations	30
1.6.1. Conditions aux limites des écoulements souterrains	31
1.6.2. Méthodes de résolution de ces équations	32
1.6.2.1. Méthodes analytiques	32
1.6.2.2. Méthodes de similitude	33

a) Modèles réduits	33
b) Modèles analogiques	33
1.6.2.3. Méthodes graphiques	34
1.6.2.4. Méthodes numériques	35
a) Méthode des différences finies	35
b) Méthode des éléments finis	37
1.7. Action mécanique de l'eau sur le sol	37
1.7.1. Force unitaire due à l'écoulement	37
1.7.2. Notions de contraintes dans le sol	39
1.7.2.1. Contrainte verticale totale	39
1.7.2.2. Pression interstitielle	40
1.7.2.3. Contrainte effective	42
1.7.2.4. Contraintes et pressions interstitielles dans un sol saturé	43
a) Sans écoulement.	43
b) Avec écoulement	44
1.8. Conclusion	46
Chapitre 2 : Différents types de soutènements des excavations	47
2.1. Introduction	47
2.2. Rôle des soutènements	48
2.3. Différents types de Soutènement des excavations	48
2.3.1. Parois moulées (semi-flexibles)	48
2.3.2. Parois préfabriquées (semi-flexibles)	49
2.3.3. Rideaux de palplanches (flexibles)	50
2.3.4. Parois berlinoises et techniques dérivées	51
2.3.5. Soutènement par clouage	51
2.3.6. Autres méthodes	52
2.4. Domaine d'application	53
2.4.1. Qualité du terrain encaissant–Caractères des diverses méthodes de soutènement...	53
2.4.2. Environnement	55
2.4.3. Incidence de l'eau souterraine	55
2.5. Précautions d'emploi et performances	55
2.6. Suivi hydrogéologique	56
2.7. Conclusion	57
Chapitre 3 : Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles	58
3.1. Introduction	58
3.2. Historique du développement des méthodes de calcul des soutènements	59
3.3. Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements	63
3.3.1. Ecrans des soutènements flexibles	63
3.3.1.1. Comportement des soutènements flexibles	63
3.3.1.2. Schémas de ruines des soutènements flexibles	66
a) Pour les ouvrages non ancrés	66
b) Pour les ouvrages ancrés ou butonnés	67

3.3.1.3. Distribution des pressions des terres sur l'écran	70
a) Distribution de la pression derrière un écran rigide	72
b) Effet de voûte	73
c) Influence de la flexibilité de l'écran	76
d) Influence du mode de chargement	77
3.3.1.4. Parois étayées (ou butonnées)	78
a) Définition et comportement des butons	78
b) La force dans le buton	79
3.3.1.5. Parois ancrées	85
a) Description d'un tirant d'ancrage	85
b) Les avantages et les inconvénients des tirants d'ancrage	86
c) Calcul des tirants d'ancrage	86
3.3.1.6. Différence de comportement des butons et des tirants	87
3.3.1.7. Différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles	87
a) Méthodes de calcul classiques	88
b) Méthodes élastoplastiques utilisant le module de réaction	97
c) Méthode en continuum (Eléments finis ; Différences finies)	111
3.4. La pratique actuelle des méthodes de calcul des soutènements	112
3.5. Conclusion	113

Chapitre 4 : Méthodes d'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique : synthèse et comparaison	117
4.1. Introduction	117
4.2. Revue de la littérature (Travaux antérieurs)	118
4.2.1. <i>Terzaghi</i> (1943)	118
4.2.2. <i>Kastner</i> (1982)	119
4.2.3. <i>Soubra & al.</i> (1999)	119
4.2.4. <i>Tanaka & al.</i> (1999)	120
4.2.5. <i>Kodaka & al.</i> (2001)	124
4.2.6. <i>Benmebarek & al.</i> (2005)	125
4.2.7. <i>Houlsby.</i> (2006)	127
4.2.8. <i>Wudke & al.</i> (2008)	129
4.2.9. <i>Mozò & al.</i> (2014)	129
4.2.10. <i>Pane & al.</i> (2015)	137
4.2.10.1. Les approches traditionnelles pour la vérification du soulèvement	139
a). L'approche du gradient critique	139
b). L'approche de <i>Terzaghi</i>	147
4.2.10.2. Les approches de l'Eurocode 7 pour la vérification du soulèvement	148
c). 1 ^{ère} approche de l'EC7 (en contraintes effectives)	149
d). 2 ^{ème} approche de l'EC7(en contraintes tates)	149
4.2.10.3. Quelques suggestions proposées dans la littérature pour l'amélioration des approches de l'Eurocode	154
4.2.10.4. Les deux exemples examinés par <i>Pane & al.</i> (2015) pour la comparaison des différentes approches exposées ci-dessus	156
4.3. Conclusion	162

Deuxième partie
Modélisation numérique de la stabilité 163

Chapitre 5 : Éléments de modélisation, présentation du code numérique et lois de comportement utilisés	164
5.1. Introduction	164
5.2. Généralités sur la modélisation numérique	165
5.2.1. But de la modélisation	165
5.2.2. Les modèles	167
5.2.3. Processus de modélisation	170
5.2.4. Détails des processus pour un calcul géotechnique en contrainte-déformation.....	171
5.3. Présentation du logiciel <i>FLAC</i>	173
5.3.1. Généralités	173
5.4. Modèles de comportement	175
5.4.1. Introduction	175
5.4.2. Notations	176
5.4.3. Comportement élastique linéaire	178
5.4.3.1. Élasticité linéaire isotrope de Hooke	179
5.4.4. Comportement élastoplastique	181
5.4.4.1. Principe de partition des déformations élastiques et plastiques	181
5.4.4.2. Définition de la surface de charge	182
5.4.4.3. Lois d'écoulement et potentiel plastique	184
a) Lois d'écoulement associées	184
b) Lois d'écoulement non associées	185
5.5. Modèles de comportement utilisés dans la présente étude	185
5.5.1. Modèle de comportement du sol	185
5.5.1.1. Formulation du modèle <i>Mohr-Coulomb</i> par le code <i>FLAC</i>	185
a) Utilisation des modules volumique et de cisaillement	186
b) Fonction de charge	186
c) La loi d'écoulement de <i>Mohr-Coulomb</i>	188
d) Dilatance par cisaillement	189
e) Paramètres du modèle	192
5.5.2. Modèle de comportement de l'interface	193
5.5.2.1. Géométrie d'une interface dans <i>FLAC</i>	194
5.5.2.2. Comportement mécanique d'une interface dans <i>FLAC</i>	195
5.5.2.3. Paramètres du modèle de l'interface	197
5.5.3. Modèle de comportement des structures	197
5.5.3.1. Modélisation de l'écran	197
5.5.3.2. Paramètres de l'élément poutre	197
5.6. Modélisation de l'écoulement	198
5.7. Conclusions	200
Chapitre 6 : Analyse numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement	203
6.1. Introduction	203

6.2. Modélisation analytique d'un écran en palplanches libre (écran simplement encastré en pied)	205
6.2.1. Cas 1 : La pression d'eau étant hydrostatique	206
6.2.2. Cas 2 : En présence d'écoulement (gradient hydraulique)	208
a) Expressions des pressions latérales et de la condition d'équilibre	209
b) Expression du gradient hydraulique moyen	212
Discussions des résultats de la présente solution analytique	215
6.3. Simulation numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement	219
6.3.1. Présentation du cas étudié	219
6.3.2. Maillage et conditions aux limites	220
6.3.2.1. Maillage	220
6.3.2.2. Conditions aux limites	220
a) Conditions aux limites mécaniques	220
b) Conditions aux limites hydrauliques	220
6.3.3. Modèles de comportement utilisés	221
6.3.4. Procédure de simulation	222
6.3.5. Résultats et discussions	223
6.3.5.1. Cas 1 : Ecran en palplanches fixe	223
6.3.5.2. Cas 2 : Ecran en palplanches libre (simplement encastré en pied)	229
6.3.5.3. Evaluation du coefficient de sécurité	237
6.4. Conclusion	242
Conclusion générale	246
Références bibliographiques	253

Liste des figures

N° page

Première partie

Synthèse bibliographique sur les soutènements des excavations

9

Chapitre 1 : Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol

10

Figure 1.1 : Trajectoires réelles des filets liquides	12
Figure 1.2 : Perte de charge et ligne piézométrique.	15
Figure 1.3 : Gradient hydraulique	15
Figure 1.4 : Tube de courant (Conduit élémentaire) -Expérience de Darcy -	17
Figure 1.5 : Perméamètre à charge constante	19
Figure 1.6 : Perméamètre à charge variable	20
Figure 1.7 : Ecoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal)	22
Figure 1.8 : Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical)	23
Figure 1.9 : Lignes équipotentielles $\Phi(x,z)$ et lignes de courant $\psi(x,z)$.	28
Figure 1.10 : Ecoulement dans un barrage en terre et conditions aux limites	32
Figure 1.11 : Ecoulement autour d'un rideau de palplanches et conditions aux limites	32
Figure 1.12 : Discrétisation du domaine du champ de potentiel	36
Figure 1.13 : Volume élémentaire d'un sol soumis à un écoulement d'eau	38
Figure 1.14 : Contraintes totales dans le sol	40
Figure 1.15 : Pressions interstitielles dans le cas hydrostatique	41
Figure 1.16 : Pression interstitielle en présence d'écoulement	41
Figure 1.17 : Variation de la pression interstitielle dans une région au voisinage de la surface libre	42
Figure 1.18 : Volume d'un sol soumis à des conditions hydrostatiques	44
Figure 1.19 : Volume d'un sol soumis à un écoulement d'eau ascendant	45

Chapitre 2 : Différents types de soutènements des excavations

47

Figure 2.1 : Coupe transversale de paroi cloué et phasage de construction	52
Figure 2.2 : Réalisation d'une excavation en tranchée en terrain aquifère avec soutènement provisoire et radier injecté	53

Chapitre 3 : Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles

58

Figure 3.1 : Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement.	62
Figure 3.2 : Ecran de soutènement flexible	64
Figure 3.3 : (a) Les déplacements d'une paroi rigide. (b) Les déplacements d'une paroi flexible.	65

Figure 3.4 : Rupture par rotation d'un rideau de palplanches : (a) : Rotation autour du pied d'un rideau sans ancrage ; (b) : Rotation autour de point de l'ancrage (rideau ancré).	66
Figure 3.5 : Rupture par déversement	67
Figure 3.6 : Rupture par flexion excessive	67
Figure 3.7 : Rupture par défaut de buté	67
Figure 3.8 : Rupture par déversement par insuffisance d'ancrage ou de butonnage.	68
Figure 3.9 : Ruine d'ensemble.	68
Figure 3.10 : Rupture par poinçonnement.	69
Figure 3.11 : Rupture par déformation excessive.	69
Figure 3.12 : Rupture par grand glissement.	69
Figure 3.13 : La distribution de la pression des terres sur un écran flexible et ancré [Tiré de <i>Masrouri</i> (1986)]	71
Figure 3.14 : L'influence du déplacement de l'écran sur la distribution de la poussée des terres d'après <i>Terzaghi</i> (1953) cité dans [<i>Masrouri</i> (1986)].	72
Figure 3.15 : Distribution classique des contraintes à la rupture dans un essai de poussée d'après Taylor (1948) cité dans [<i>Masrouri</i> (1986)].	72
Figure 3.16 : Effet de voûte montré par <i>Terzaghi</i> (1943). [Tiré de <i>Masrouri</i> (1986)]	74
Figure 3.17 : Schéma de l'effet de voûte sur un écran flexible montré par <i>Terzaghi</i> (1943). [Tiré de <i>Masrouri</i> (1986)]	74
Figure 3.18 : Répartition de la pression sur un écran semi-rigide de 80cm de Hauteur, d'après <i>Bros</i> (1972). [Tiré de <i>Masrouri</i> (1986)].	75
Figure 3.19 : Influence de la flexibilité de l'écran sur la distribution de la butée et la position de son point d'application. D'après Rowe (1952) cité dans [<i>Masrouri</i> (1986) et <i>Delattre</i> (2001)]. Figure tirée de <i>Masrouri</i> (1986)	76
Figure 3.20 : Pression des terres d'après les résultats obtenus par <i>Tschebotarioff</i> (1943-1948), [Figure Tirée de <i>Masrouri</i> (1986)].	78
Figure 3.21 : Le diagramme de la pression des terres (Fouilles blindées) proposé par <i>Terzaghi</i> (1941-1948). Figure tirée de <i>Masrouri</i> (1986)	80
Figure 3.22 : Diagramme des pressions des terres à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après <i>Terzaghi et Peck</i> (1967) [Tiré de <i>Delattre</i> (2003)].	81
Figure 3.23 : Distributions de pressions trouvées, à l'issue de différentes procédures de construction, par <i>Tschebotarioff et Brown</i> (1948) [Tiré de <i>Delattre</i> (2003)].	83
Figure 3.24 : Le déplacement d'un rideau maintenu par plusieurs niveaux de butons. D'après <i>Peck</i> (1969). [Figure Tirée de <i>Masrouri</i> (1986)]	84
Figure 3.25 : Distribution des pressions mesurée sur un modèle réduit d'écran souple butonné rigidement à l'avancement de l'excavation; par <i>Rowe</i> (1961). [Figure tirée de <i>Delattre</i> (2003)]	84
Figure 3.26 : La pression de poussée des terres sur un écran avec 4 niveaux de butons, par <i>Rowe et Briggs</i> (1972). [Figure tirée de <i>Masrouri</i> (1986)]	85

Figure 3.27 : Schéma d'un Tirant d'ancrage	86
Figure 3.28 : Rideau ancré simplement buté	89
Figure 3.29 : Schéma de calcul proposé par Rowe (1952) pour le calcul en butée simple. [Figure tirée de Delattre (2001)]	90
Figure 3.30 : Réduction du moment fléchissant maximal avec la flexibilité du rideau d'après les abaques des résultats expérimentaux de Rowe (1952). [Figure tirée de Delattre (2001)]	91
Figure 3.31 : Schéma trapézoïdal de Terzaghi (1953). [Figure tirée de Masrouri (1986)]	92
Figure 3.32 : δp en fonction du déplacement de l'écran (proposition de Houy (1980)). [Figure tirée de Masrouri (1986)]	92
Figure 3.33 : Rideau ancré et encastré.	93
Figure 3.34 : Schéma simplifié pour le calcul d'un rideau ancré et encastré	93
Figure 3.35 : Méthode de la ligne élastique.	94
Figure 3.36 : Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments fléchissant auxquels il est soumis et sa déformée [D'après Blum (1931)]. [Figure tirée de Delattre (2001)]	95
Figure 3.37 : Méthode de Blum modifiée (Figure tirée de Delattre (2001))	96
Figure 3.38 : Déformée d'un rideau flexible (poutre élastique).	99
Figure 3.39 : Schémas élastoplastiques tenant compte de l'hystérésis du sol.	100
Figure 3.40 : Schéma non linéaire de contrainte – déplacement pour le sol	100
Figure 3.41 : Schéma proposé par Terzaghi pour les sables.	101
Figure 3.42 : Le schéma simplifié.	102
Figure 3.43 : Réductions de moments fléchissant obtenues par Rowe (1955). [Figure tirée de Delattre (2001)].	103
Figure 3.44 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction. D'après Haliburton (1968). [Tiré de Delattre (2001)].	107
Figure 3.45 : Schémas proposés par Haliburton (1968). [Tiré de Masrouri (1986)].	107
Figure 3.46 : Loi des pressions pour une paroi rigide fichée dans le sol et recevant un effort F en tête. Bourdon (1977). [Tiré de F. Masrouri (1986)].	108

Chapitre 4 : Méthodes d'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique : synthèse et comparaison

117

Figure 4.1 : Rupture hydraulique : (a) Modèle expérimentale pour la rupture hydraulique dans les batardeaux ; (b) Critère de Terzaghi (1943) vis-à-vis de la rupture hydraulique par soulèvement	118
Figure 4.2 : Coefficient de pressions latérales passives (K_p) en fonction de (H/D) pour $\phi = 30^\circ$ et $\delta/\phi = 0 ; 1/3 ; 1/2$ et $2/3$. Cas d'un milieu semi-infini homogène et isotrope. [Tiré de Soubra & al. (1999)].	119
Figure 4.3 : Dispositif et modèle expérimentaux conçus par Tanaka & al (1999). [Tiré de Tanaka & al (1999)].	121

Figure 4.4 : Écoulement ascendant derrière une paroi en palplanche. [D'après Tanaka & al. (1999)].	121
Figure 4.5 : Changement de la configuration du modèle expérimental N° E0009 [Tiré de Tanaka & al. (1999)]	122
Figure 4.6 : Appareil du modèle expérimental et conditions aux limites. [Tiré de Kodaka & al. (2001)]	124
Figure 4.7 : Déformation du dépôt de sable avec différentes pertes de charges hydrauliques [Tiré de Kodaka & al. (2001)].	125
Figure 4.8 : Cas d'une paroi fixe étudié par Benmebarek & al. (2005)	126
Figure 4.9 : Conditions aux limites et séquences d'excavation utilisées dans l'analyse de la paroi moulée [Tiré de Mozò & al. (2014)]	131
Figure 4.10 : Conditions aux limites et séquences d'excavation utilisées dans l'analyse de la paroi moulée [Tiré de Mozò & al. (2014)]	131
Figure 4.11 : Lignes équipotentiels et vecteurs de vitesse d'écoulement pour une excavation de profondeur $H = 12$ m [Tiré de Mozò & al. (2014)]	132
Figure 4.12 : Distribution du gradient hydraulique autour de la paroi moulée. [Tiré de Mozò & al. (2014)]	132
Figure 4.13 : Variation du gradient hydraulique i en fonction de la profondeur de l'excavation H et H/H_w , dans un sol granulaire isotrope et anisotrope ($k_h/k_v = 10$). [Tiré de Mozò & al. (2014)]	136
Figure 4.14 : Facteur de sécurité FS vis-à-vis de la rupture hydraulique en fonction de la profondeur de l'excavation H et H/H_w , montrant la variation en fonction du poids volumique déjaugé γ' et en fonction de l'isotrope et l'anisotrope en perméabilité ($k_h/k_v = 10$). [Tiré de Mozò & al. (2014)]	137
Figure 4.15 : Schéma d'un écoulement ascendant unidimensionnel dans un sol homogène sans contrainte (surcharge) à la limite de la surface du sol [Pane & al. (2015)]	140
Figure 4.16 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentiels) autour de l'excavation : cas de référence examiné par Pane & al. (2015) [Tiré de Pane & al. (2015)]	142
Figure 4.17 : Effet de la présence d'une mince couche d'argile sur les gradients hydrauliques verticaux sous le fond de l'excavation [D'après Pane & al. (2015)].	143
Figure 4.18 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentiels) autour de l'excavation : cas de présence d'une mince couche d'argile. [D'après Pane & al. (2015)].	143
Figure 4.19 : Schéma d'un écoulement ascendant unidimensionnel avec une contrainte (surcharge) à la limite de la surface du sol [Tiré de Pane & al. (2015)]	145
Figure 4.20 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentiels) autour de l'excavation : cas avec puits de décharge (pompage). [Tiré de Pane & al. (2015)]	146

Figure 4.21 : Effet des puits de décharge (pompage) sur les contraintes verticales effectives en dessous du fond de l'excavation [D'après <i>Pane & al. (2015)</i>].	146
Figure 4.22 : Facteur de sécurité d'un écran en palplanches butonné, selon Terzaghi (adapté, après <i>Terzaghi & Peck (1948)</i>) [Tiré de <i>Pane & al. (2015)</i>]	147
Figure 4.23 : Le rapport (i_c/i) d'après les approches actuelles de l'Eurocode 7. [Tiré de <i>Pane & al. (2015)</i>]	151
Figure 4.24 : Effet de puits de décharge sur la sécurité vis-à-vis du soulèvement selon différentes approches. [D'après <i>Pane & al. (2015)</i>]	158
Figure 4.25 : Écoulement ascendant à travers un milieu sol stratifié ($H = 3 m$, $D = 3m$)	160

Deuxième partie

Modélisation numérique de la stabilité

163

Chapitre 5 : Éléments de modélisation, présentation du code numérique et lois de comportement utilisés

164

Figure 5.1 : Différents types de modèles en hydrogéotechnique [D'après <i>Merrien-Soukatchoff (2002)</i>]	168
Figure 5.2 : Processus élémentaires de modélisation [D'après <i>Merrien-Soukatchoff (2002)</i>]	170
Figure 5.3 : Logigramme d'un calcul géotechnique en contrainte-déformation. [D'après <i>Merrien-Soukatchoff, (2002)</i>]	172÷173
Figure 5.4 : Exemple d'illustration de la terminologie de <i>FLAC</i> [Figure tirée d' <i>Itasca (2007)</i>].	175
Figure 5.5 : Surface de charge pour un matériau parfaitement plastique	183
Figure 5.6 : Surface de charge pour un matériau élastoplastique avec écrouissage	183
Figure 5.7 : Surface de charge de <i>Mohr-Coulomb</i> dans l'espace des contraintes principales dans <i>FLAC (2007)</i> .	187
Figure 5.8 : Critère de rupture de <i>Mohr-Coulomb</i> dans <i>FLAC (2007)</i>	188
Figure 5.9 : Caractéristiques de la loi élastique linéaire parfaitement plastique Critère de rupture de <i>Mohr-Coulomb</i> : (a) : [ε_1 , ($\sigma_1 - \sigma_3$)] ; (b) : (ε_1 , ε_v). Et idéalisation de la relation de l'angle de dilatance. [D'après <i>Vermeer et De Borst (1984)</i>]	190
Figure 5.10 : Différence entre critère standard et non standard (<i>Mohr-Coulomb</i>).	192
Figure 5.11 : Cinématique du sol soumis à une décompression latérale.	193
Figure 5.12 : Etapes de création d'une interface dans <i>FLAC</i> [D'après <i>FLAC (2007)</i>].	194
Figure 5.13 : Représentation schématique d'une interface, d'après <i>FLAC (2007)</i> .	195

Chapitre 6 : Analyse numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement	203
Figure 6.1 : Ecran en palplanches simplement encastré en pied. (Cas de pression hydrostatique)	206
Figure 6.2 : Diagrammes des pressions d'eau contre l'écran. (Cas de pression hydrostatique)	207
Figure 6.3 : Diagrammes des pressions latérales actives et passives des terres contre l'écran (Cas de pression hydrostatique)	207
Figure 6.4 : Ecran en palplanches simplement encastré en pied. (En présence d'écoulement d'eau (gradient hydraulique))	209
Figure 6.5 : Diagrammes des pressions d'eau contre l'écran. (En présence d'écoulement)	210
Figure 6.6 : Diagrammes des pressions latérales actives et passives des terres contre l'écran (En présence d'écoulement)	210
Figure 6.7 : Critère de rupture hydraulique par soulèvement en présence d'écoulement.	212
Figure 6.8 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement interne du sol sous l'effet d'écoulement pour une paroi parfaitement lisse ($\delta/\varphi = 0$)	217
Figure 6.9 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement interne du sol sous l'effet d'écoulement pour une paroi parfaitement rugueuse ($\delta/\varphi = 1$)	217
Figure 6.10 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement de l'interface sol/structure et comparaison des valeurs [présente solution analytique vs Houlsby (2006)] pour $\varphi = 30^\circ$ et $\psi = \varphi$.	218
Figure 6.11 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement de l'interface sol/structure et comparaison des valeurs [présente solution analytique vs Houlsby (2006)] pour $\varphi = 40^\circ$ et $\psi = \varphi$.	218
Figure 6.12 : (a) Cas étudié ; (b) Maillage utilisé	219
Figure 6.13 : Conditions aux limites hydrauliques	221
Figure 6.14 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (φ) et de l'interface sol/structure (δ/φ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran fixe dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$),	225
Figure 6.15 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (φ) et de l'interface sol/structure (δ/φ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran fixe dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 10$),	225
Figure 6.16 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (φ) et de l'angle de dilatance (ψ) du sol, sous l'effet d'écoulement pour un écran fixe dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$)	226
Figure 6.17 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (φ) et de l'angle de dilatance (ψ) du sol, sous l'effet d'écoulement pour un écran fixe dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 10$)	227

Figure 6.18 : Champ de déplacement et de la distribution correspondante du taux de déformation maximale en cisaillement à la rupture lorsque $\varphi = 35^\circ$, $\psi/\varphi = 0$, $\delta/\varphi = 2/3$: (a) $kh/kv = 1$ et $(H/D)_{crit} = 2.92$; (b) $kh/kv = 10$ et $(H/D)_{crit} = 2.54$. (Cas d'un écran fixe).	228
Figure 6.19 : Champ de déplacement et de la distribution correspondante du taux de déformation maximale en cisaillement à la rupture lorsque $\varphi = 35^\circ$, $\psi/\varphi = 1/2$, $\delta/\varphi = 2/3$: (a) $kh/kv = 1$ et $(H/D)_{crit} = 2.99 \approx 3$; (b) $kh/kv = 10$ et $(H/D)_{crit} = 2.57 \approx 2.60$. (Cas d'un écran fixe).	228
Figure 6.20 : Effet de l'anisotropie sur la valeur et la sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Cas d'un écran fixe.	229
Figure 6.21 : Comparaison de la présente solution numérique avec les valeurs de <i>Houlsby</i> (2006).	232
Figure 6.22 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (φ) et de l'interface sol/structure (δ/φ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol isotrope ($kh/kv = 1$)	233
Figure 6.23 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (φ) et de l'interface sol/structure (δ/φ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol anisotrope ($kh/kv = 100$)	233
Figure 6.24 : Effet de l'angle de dilatance (ψ) sur $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (φ) du sol et de l'angle de l'interface sol/écran (δ), en présence d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol isotrope ($kh/kv = 1$)	234
Figure 6.25 : Effet de l'angle de dilatance (ψ) sur $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (φ) du sol et de l'angle de l'interface sol/écran (δ), en présence d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol anisotrope ($kh/kv = 100$)	235
Figure 6.26 : Distribution du taux de déformation maximale en cisaillement lorsque : (a) $\delta/\varphi = 0$, $(H/D)_{crit} = 0.68$; (b) $\delta/\varphi = 2/3$, $(H/D)_{crit} = 0.89$. Pour $\varphi = 40^\circ$ et $\psi/\varphi = 1/2$	236
Figure 6.27 : Effet de l'anisotropie sur la valeur et la sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Cas d'un écran libre (simplement encastré)	236
Figure 6.28 : Variation du coefficient de sécurité globale (<i>OFS</i>) en fonction de $(H/D)_{crit}$ en présence d'écoulement autour d'un écran fixe ancré dans un sol sableux isotrope et anisotrope.	239
Figure 6.29 : Variation du coefficient de sécurité globale (<i>OFS</i>) en fonction de $(H/D)_{crit}$ en présence d'écoulement autour d'un écran libre simplement encastré dans un sol sableux isotrope et anisotrope.	240

Liste des tableaux

N° Page

Première partie

Synthèse bibliographique sur les soutènements des excavations 9

Chapitre 1 : Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol 10

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la perméabilité de différents types des sols	17
Tableau 1.2 : Phénomènes analogues	34

Chapitre 2 : Différents types de soutènements des excavations 47

Tableau 2.1 : Récapitulatif des différents types de soutènement des excavations profondes [D'après le Centre d'Etude des Tunnels -France – (1998)]	54
--	----

Chapitre 3 : Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles 58

Tableau 3.1 : Valeurs de K proposées par Peck (1969). Tableau tiré de <i>Masrouri</i> (1986)	80
Tableau 3.2 : Valeurs de m [KN/m ³] pour un sable d'après Terzaghi (1955). [Tiré de Delattre (2001)]	104

Chapitre 4 : Méthodes d'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique : synthèse et comparaison 117

Tableau 4.1 : Comparaison des valeurs de $(H/D)_{crit}$, induisant une rupture hydraulique pour une paroi fixe, données par <i>Terzaghi</i> (1943) et <i>Kodaka & al.</i> (2001).	125
Tableau 4.2 : Perte de charge critique $(H/D)_{crit}$ pour différents paramètre ϕ , ψ/ϕ et δ/ϕ D'après <i>Benmebarek & al.</i> (2005)	126
Tableau 4.3 : Valeurs critique de (H/D) pour la rupture d'un rideau en palplanches, simplement encastré en pied, présentées par <i>Houlsby</i> (2006) dans la discussion publiée dans [<i>Benmebarek & al.</i> « Discussion » (2006)].	129
Tableau 4.4 : Principales propriétés du sol pour les analyses des figures. 5.18 et 5.20. Utilisées par <i>Pane & al.</i> (2015)	142
Tableau 4.5 : Comparaison des résultats des deux cas examinés par <i>Pane & al.</i> (2015)	144
Tableau 4.6 : Facteurs partiels de l'EC7 destinés aux actions pour la vérification du soulèvement hydraulique (D'après L'EC7 soit la norme : EN1997-1 : 2004 – Annexe A ; §A5 ; Tableau A.17)	149
Tableau 4.7 : Écoulement ascendant à travers un milieu de sol stratifié : les niveaux de sécurité selon différentes approches. D'après <i>Pane & al.</i> (2015)	161

Deuxième partie
Modélisation numérique de la stabilité

163

Chapitre 5 : Éléments de modélisation, présentation du code numérique et lois de comportement utilisés

164

Tableau 5.1 : Relations entre constantes élastiques [D'après <i>Leipholz</i> (1974)]	180
--	-----

Chapitre 6 : Analyse numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement

203

Tableau 6.1 : Présente solution analytique de $(H/D)_{lim}$ caractérisant l'équilibre limite d'un rideau en palplanches simplement encastré en pied dans un sol homogène et non cohésif, en présence d'écoulement.	216
Tableau 6.2 : Présente solution numérique pour le cas d'un écran en palplanches fixe.	224
Tableau 6.3 : Présente solution numérique pour le cas d'un écran en palplanches libre (simplement encastré en pied).	230
Tableau 6.4 : Intervalles des valeurs du coefficient de sécurité (OFS1) calculées par l'approche du gradient critique selon les valeurs de $(H/D)_{crit}$ fournies, vis-à-vis de la rupture hydraulique (soulèvement ou renard) d'un écran fixe.	239
Tableau 6.4 : Intervalles des valeurs du coefficient de sécurité (OFS1) calculées par l'approche du gradient critique selon les valeurs de $(H/D)_{crit}$ fournies, vis-à-vis de la rupture par rotation d'un écran libre.	240

ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE DES FOUILLES EN PRESENCE D'ÉCOULEMENT

Résumé

La conception des batardeaux et des excavations est souvent dominée par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement en palplanches. Suite à la mise hors d'eau de l'excavation protégée par le batardeau, le mouvement de l'eau dans le sol du côté amont vers le côté aval de l'écran influe sur la stabilité de l'écran, où un soulèvement d'un bloc de sol devant la fiche, un phénomène de renard, une liquéfaction du sol, ou une rupture mécanique par réduction de la pression passive des terres peuvent se produire.

Plusieurs méthodes de calcul de la stabilité vis à vis de la rupture hydraulique ont été proposées dans la littérature, conduisant parfois à des différences cruciales dans les valeurs de la perte de charge hydraulique provoquant la rupture. Dans cette thèse, l'objectif de la présente étude est l'analyse de la stabilité des excavations en présence d'écoulement d'eau autour des écrans de soutènement en palplanches. Ceci, à travers l'évaluation analytique (modélisation analytique) en utilisant la méthode classique, et numérique en utilisant le code FLAC^{2D} en différences finies, de la perte de charge hydraulique critique déclenchant la rupture hydraulique et un mécanisme de rupture par rotation d'un écran de soutènement en palplanches encastré dans un terrain horizontal, semi infini, et constitué de sable homogène, en tenant compte des deux cas de l'isotropie et de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol.

Les résultats obtenus montrent que pour un écran en palplanches libre, la rupture est obtenue par un mécanisme de rotation. Cependant, si le mécanisme précédent est empêché, par exemple par l'étalement de l'écran en palplanches, la perte de charge hydraulique critique augmente et la rupture se produit par boulangage ou par soulèvement de sol devant la fiche de l'écran du côté aval. Il est également constaté, qu'en présence d'écoulement, la perte de charge critique et les formes du mécanisme de rupture sont fortement influencés par les caractéristiques du sol et de l'interface sol/structure pour un milieu isotrope. La sensibilité diminue avec l'augmentation de l'anisotropie en perméabilité du milieu en cas de rupture hydraulique. Cependant, pour la rupture mécanique par un mécanisme de rotation, la sensibilité à l'anisotropie du milieu est pratiquement négligeable. Mais la perte de charge critique est également influencée par les caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran.

Mots clés : batardeau ; rupture hydraulique des sols ; rupture des soutènements, rideaux en palplanche ; parois moulées ; pression latérale des terres ; pressions interstitielles ; excavations profondes ; analyse de la stabilité, anisotropie en perméabilité.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE STABILITY OF EXCAVATIONS IN THE PRESENCE OF SEEPAGE FLOW

Abstract

The design of cofferdams and excavations is often dominated by the flow of water around the sheet piles retaining walls. After dewatering of the excavation protected by the cofferdam, the seepage flow in the soil from upstream side to downstream side of wall affects the stability of the sheet wall, where bulk heaving near the embedded depth, boiling, a soil liquefaction, or mechanical failure by reduction of the passive earth pressure may occur.

Several methods of stability computation concerning seepage failure have been proposed in the literature, leading sometimes to crucial differences in the values of hydraulic head loss inducing failure. In this thesis, the aim of the present study is the analysis of the stability of excavations with the presence of seepage flow around a sheet pile wall. Through the analytical assessment (analytic modeling) using the classical method, and numerical using explicit finite difference code FLAC ^{2D}, of the critical hydraulic head loss inducing seepage failure and rotational mechanism failure of a sheet pile retaining wall embedded in a horizontal semi-infinite homogeneous sandy ground, taking into account both cases of isotropic and anisotropic permeability of soil medium.

The results show that for the free sheet pile wall the failure is obtained by a rotational mechanism. However, if the previous mechanism is prevented, for example by a strutted sheet pile, the critical hydraulic head loss increases and the failure is achieved by heaving or boiling of soil against the embedded depth of sheet pile at downstream side. It is also found that the critical head loss and seepage failure mechanism shapes are significantly influenced by soil and soil-structure interface characteristics for an isotropic medium. The sensitivity decreases with the increase of the permeability anisotropy of the medium for seepage failure. However, for rotational mechanism failure, the sensitivity to medium anisotropy is practically negligible. But the critical head loss is also influenced by soil and soil-wall interface characteristics.

Key words: cofferdam ; seepage failure ; failure of retaining walls ; sheet pile wall ; diaphragm wall ; lateral earth pressure ; water pore pressure ; deep excavations ; stability analysis ; permeability anisotropy.

تحليل رقمي لاستقرار الحفر تحت تأثير جريان المياه

ملخص

تصميم الحفر وسدود الإنضاب غالبا ما يتحكم فيه تدفق المياه حول الجدران الإستنادية. إذ بعد نزع المياه من الحفر التي يحميها الإنضاب، تنتج حركة المياه داخل التربة من الجانب الخلفي إلى الجانب المصب للجدران مما يؤثر على استقرار الجدران الإستنادية، حيث يحدث ارتفاع كتلة من التربة، غليان التربة، ميوعة التربة، أو انهيار ميكانيكي ناتج عن ضعف الضغط الجانبي للتربة أمام الجزء المثبت للجدار.

وقد اقترحت في المراجع عدة طرق لحساب الاستقرار من أجل تفادي الانهيار الهيدروليكي والتي تؤدي في بعض الأحيان إلى اختلافات هامة في قيم الحمل الهيدروليكي المفقود المسبب للانهيار.

في هذه الأطروحة، تهدف الدراسة الحالية إلى تحليل استقرار الحفر في وجود جريان المياه حول الجدران الإستنادية. وهذا من خلال الحساب النظري باستخدام الطريقة الكلاسيكية، والحساب الرقمي باستعمال البرنامج $FLAC^{2D}$ المبني على طريقة الفروق المتناهية، للحمل الهيدروليكي المفقود الحرج والمسبب للانهيار الهيدروليكي والانهيار الميكانيكي بطريقة الدوران لجدار الاستناد المثبت في أرضية أفقية شبه لا متناهية ومكونة من رمل متجانس. مع الأخذ بعين الاعتبار لتوحد وتباين خواص النفاذية للتربة.

أظهرت النتائج المتحصل عليها بالنسبة لجدار الإستناد الحر، أن الانهيار ميكانيكي بطريقة الدوران. لكن إذا منع الانهيار السابق، على سبيل المثال بواسطة إسناد الجدار، فإن الحمل الهيدروليكي المفقود الحرج يكبر، مما يحدث انهيار عن طريق الرفع أو غليان التربة أمام الجزء المثبت للجدار على الجانب المصب. كما تمت ملاحظة في حالة وجود جريان المياه أن الحمل الهيدروليكي المفقود الحرج وكذا أشكال طريقة الانهيار تتأثر كثيرا بخصائص التربة وواجهة التوصل بين التربة والجدار في الوسط ذو الخواص الموحدة. هذا التأثير ينقص مع زيادة تباين خواص نفاذية الوسط في حالة الانهيار الهيدروليكي. إلا أنه بالنسبة للانهيار الميكانيكي بطريقة الدوران، فإن التأثير بتباين خواص نفاذية الوسط يكاد يكون معدوم. ولكن الحمل الهيدروليكي المفقود الحرج يتأثر أيضا بخصائص التربة وواجهة التوصل بين التربة والجدار.

كلمات مفاتيح: سد الإنضاب، الانهيار الهيدروليكي للتربة، انهيار جدران الإستناد، جدران الألواح الحديدية، الجدار الحجاب الحاجز، ضغط التربة الجانبي، ضغط مياه المسامات، الحفر العميق، تحليل الاستقرار، تباين خواص النفاذية.

Introduction générale

La réalisation des infrastructures des différents ouvrages nécessite souvent l'exécution des excavations profondes dans des sols aquifères soutenues par des rideaux en palplanches ou par des parois moulées. Et exige le drainage et le rabattement provisoire ou définitif du niveau de la nappe phréatique qui sont souvent indispensables pour la stabilité des ouvrages. La conception de ces excavations (ou batardeaux) est généralement dominée par l'écoulement de l'eau contournant les écrans étanches de soutènement du côté amont vers le côté aval. Le dit écoulement est généré par le rabattement du niveau d'eau à l'intérieur de l'enceinte du batardeau (mise à sec de l'excavation), et influe sur la stabilité globale de la paroi et la stabilité de la base et/ou du fond de l'excavation. Où un soulèvement d'un bloc de sol devant la longueur d'encastrement (fiche) de l'écran, un phénomène de renard, une liquéfaction du sol, ou une rupture mécanique par réduction de la pression passive (butée) des terres peuvent se produire en fonction des propriétés du sol, de l'interface sol/structure, de types et conditions de la structure de soutènement, et du milieu aquifère environnant.

L'eau peut donc modifier fondamentalement la réaction du terrain au creusement des excavations, notamment en aggravant considérablement les risques d'instabilité à court terme. En outre, l'irruption d'eau avec des débits importants est susceptible dans certains cas de poser des problèmes d'exhaure ou même de noyer le chantier.

L'état critique de la rupture hydraulique relatif aux écrans fixes, et l'état critique de la rupture par rotation des écrans libres, sont les plus redoutés et les plus sévères des états critiques dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Ces deux types d'états critiques de ruptures se produisent souvent avec peu ou pas de prémonition, et qu'il est extrêmement difficile d'arrêter ces phénomènes une fois déclenchés. L'écoulement ascendant de l'eau provoque l'ascension de particules des sols pulvérulents (c.-à-d. "soulèvement " ou " phénomène de renard") et "la réduction de la butée" devant la fiche de l'écran. Ces phénomènes peuvent conduire à des ruptures catastrophiques relativement soudaines des structures de soutènement, et causant par la suite d'énormes dégâts matériels et parfois même de regrettables pertes humaines. D'où la

nécessité de la prise en considération des effets de l'écoulement d'eau dans le calcul et dans l'analyse des comportements des ouvrages de soutènement.

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux sols est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces d'écoulement). La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs et de son évolution au cours du temps est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul de dimensionnement des ouvrages.

La connaissance théorique des lois de l'écoulement de l'eau dans le sol seront nécessaires au projeteur, elles lui permettront d'appréhender les principes physiques et mécaniques qui ne sont pas remis fondamentalement en cause par les résultats de la pratique, ainsi que de prévoir et d'expliquer le comportement particulier des massifs de sols. La connaissance de la pratique des travaux n'en reste pas moins fondamentale car ceux-ci doivent répondre à l'objectif du projeteur, sur un site qui est toujours un cas particulier et exceptionnel, et avec des moyens qui dépendent de facteurs tant technologiques que financiers.

Il existe une grande variété de soutènements, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Cette distinction est fondée sur une différence de comportement et par suite sur une différenciation des méthodes de calcul de ces ouvrages.

D'après la recherche bibliographique qu'on a effectuée, et d'un point de vue pratique, on dispose pour le calcul des pressions et le dimensionnement de soutènement d'une panoplie de méthodes qui manquent dans beaucoup de cas de justifications théoriques et donnent des résultats dispersés, généralement difficiles à interpréter et à appliquer. Et dont l'effet d'écoulement des eaux, autour des écrans, sur la stabilité est très souvent négligé.

Les méthodes publiées pour l'évaluation de la stabilité du fond de l'excavation vis-à-vis de la rupture hydraulique du sol, basées sur un facteur de sécurité, généralement élevé, vis à vis de la rupture par le phénomène de renard, ou le soulèvement, mais la rupture se produit parfois même

dans des excavations conçues par ces méthodes. Autres mécanismes de rupture, très dépendant des conditions aux limites hydrauliques et mécaniques, peuvent se produire avec des pertes de charges hydrauliques inférieures aux valeurs correspondantes à la rupture du fond de l'excavation.

Ces méthodes proposées dans la littérature pour l'analyse de la stabilité reposent sur des hypothèses assez restrictives. Elles ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet de réduction de la pression passive des terres est ignoré. En outre, elles ne peuvent pas prédire les déformations et les mécanismes de ruptures des ouvrages de soutènement. Et les valeurs de la perte de charge hydraulique critique provoquant la rupture proposées aussi dans la littérature présentent parfois des divergences cruciales.

Face à cette problématique générale, l'objectif de la présente étude est l'évaluation de la perte de charge hydraulique critique déclenchant la rupture hydraulique pour les écrans fixes et la rupture par un mécanisme de rotation pour les écrans libres. Ceci, en fonction des caractéristiques du sol, associé et non associé, et de l'interface sol/structure, et en tenant compte de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol semi infini supposé être du sable homogène non cohésif. Pour cela, une modélisation analytique a été élaborée en utilisant la méthode classique pour le cas des écrans libres, puis une analyse numérique a été réalisée en utilisant le code FLAC^{2D}, en différences finies, pour les cas des écrans libres et fixes. Dans le but d'apporter un outil d'aide pour la conception et le dimensionnement assuré des écrans de soutènement à travers la compréhension de leurs comportements et la prédiction de leurs mécanismes de rupture en présence d'écoulement.

Cette thèse commence par une introduction générale, et elle est constituée de deux parties :

➤ **La première partie** est consacrée à la synthèse bibliographique des soutènements des excavations en adéquation avec les cas étudiés, et elle est composée de quatre chapitres :

- **Le chapitre 1**, est dédié aux rappels d'un certain nombre de connaissances de base qui serviront de supports tant théoriques que pratiques. Nous aborderons successivement l'écoulement de l'eau dans le sol, l'action mécanique de l'eau sur le sol et les contraintes dans le sol ;

- **Le chapitre 2**, contient quelques descriptions très succinctes concernant le rôle, les différents types et procédés de soutènements des excavations profondes, dans le but de préciser les performances, et le domaine d'application de chacun d'eux ;
 - **Le chapitre 3**, présente les éléments bibliographiques les plus importants concernant le comportement, les mécanismes de rupture, et les méthodes de calcul des soutènements flexibles.
 - **Le chapitre 4**, présente une revue des travaux antérieurs publiés dans la littérature (état de l'art) portant sur l'évaluation de la stabilité vis-à-vis de la rupture hydraulique des batardeaux et des excavations profondes envahies par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement, et ayant une liaison directe avec les cas considérés dans la présente étude. Ce chapitre est ponctué par des déductions, des discussions et des comparaisons des différentes approches et méthodes proposées dans la littérature.
- **La deuxième partie** est consacrée à la modélisation analytique et numérique de la stabilité, et elle comprend deux chapitres :
- **Le chapitre 5**, relate quelques éléments importants sur la modélisation numérique en géotechnique, présente l'outil de simulation (le code numérique FLAC) ainsi que son processus de résolution, et rappelle les modèles de comportements les plus utilisés dans la modélisation des sols, de la structure, de l'interface sol/structure, et de l'effet de l'écoulement d'eau dans le sol. Lesquels sont nécessaires pour l'analyse de la stabilité des parois de soutènement et des excavations ;
 - **Le chapitre 6**, est consacré à la présente modélisation analytique et numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement autour des écrans étanches libres et des écrans fixes.
- Dans ce chapitre qui commence par une introduction, on présente, en premier, une modélisation analytique formulant la charge hydraulique limite $(H/D)_{lim}$ caractérisant l'équilibre limite des écrans libres en cas d'isotropie de perméabilité, en considérant les cas de pression hydrostatique et de présence de gradient hydraulique, en utilisant la méthode classique et en adoptant un mécanisme de rupture par rotation ;

Puis, on expose la présente analyse numérique réalisée au moyen du code numérique FLAC^{2D} (en différences finies) et estimant les valeurs numériques de la charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ provoquant la rupture hydraulique (soulèvement ou renard) ou la rupture par rotation des écrans fixes et des écrans libres respectivement. Ceci en présence du gradient hydraulique et en fonction des caractéristiques du sol et de l'interface sol / écran.

Après la description du modèle numérique utilisé, les conditions aux limites et la procédure de simulation et de vérification de la stabilité en présence d'écoulement, on expose les présents résultats analytiques et numériques sous forme de tableaux et de graphes pour les différents types de sables dilatent et non dilatent. En mettant en évidence l'influence des caractéristiques du sol et de l'interface sol/structure, et de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol sur la perte de charge critique $(H/D)_{crit}$ et les mécanismes de rupture des cas étudiés.

En outre, on présente l'évaluation du coefficient de sécurité globale vis-à-vis de la rupture hydraulique, pour les cas étudiés, en utilisant l'approche traditionnelle du gradient critique et en se basant sur les résultats de la présente simulation et ceux proposés dans la littérature par les travaux référentiels.

Ce chapitre est jalonné par des comparaisons, des discussions et remarques. Et achevé par des conclusions.

Enfin, cette thèse se termine par une conclusion générale.

Première partie

Synthèse bibliographique sur les soutènements des excavations

Chapitre 1

Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol

1.1. Introduction :

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est à l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que capillarité et pression interstitielle. Cette dernière, a un rôle important dans la déformation des sols. D'autre part, l'eau et ses mouvements ont un effet direct sur le comportement des sols. L'eau est un facteur important et décisif dans la plupart des problèmes géotechniques telles que gonflement, gel, renard, soulèvement (boulance), tassement, renversement, glissement, érosion...etc.

A titre statistique, les accidents de rupture de batardeaux, de barrages en terre et de digues, par érosion interne, ont causé, en plus de dégâts matériels, des pertes de vies humaines plus importantes que toute perte causée par les autres types de rupture d'ouvrages de génie civil.

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux (sols) est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs des sols, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces d'écoulement). La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs et de son évolution au cours du temps est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul de dimensionnement des ouvrages.

Le drainage et le rabattement provisoire ou définitif de la nappe phréatique sont souvent indispensables pour la réalisation des ouvrages, tels que les écrans de soutènement, et pour leur stabilité. La connaissance théorique des lois de l'écoulement de l'eau dans le sol, comme celle de l'action mécanique qui en résulte, seront nécessaires au projeteur, elles lui permettront d'appréhender les principes physiques et mécaniques qui ne sont pas remis fondamentalement en cause par les résultats de la pratique, ainsi que de prévoir et d'expliquer le comportement particulier des massifs de sols. La connaissance de la pratique des travaux n'en reste pas moins fondamentale car ceux-ci doivent répondre à l'objectif du projeteur, sur un site qui est toujours un cas exceptionnel, et avec des moyens qui dépendent de facteurs tant technologiques que financiers.

Dans ce chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base qui serviront de supports tant théoriques que pratiques. Nous aborderons successivement l'écoulement de l'eau dans le sol, l'action mécanique de l'eau sur le sol, et les contraintes dans le sol.

1.2. Définition d'un milieu poreux :

Un milieu poreux est un squelette ou « matrice poreuse », à l'intérieur duquel s'écoule un (ou plusieurs) fluide(s) (gaz ou liquide) en une (ou plusieurs) phase(s). Dans le cas d'une application à la mécanique des sols et des roches, le milieu poreux étudié est un massif de sol naturel (diffusion de polluants, infiltration, écoulement et rabattement de nappe), un massif autour d'un ouvrage (fondation, tunnel, rideau de palplanches, paroi moulée, etc.), ou d'un sol d'apport (remblais et barrages en terre, ... etc.).

1.3. Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol :

1.3.1. Etude des mouvements de l'eau dans les sols

L'eau séjourne ou circule dans les interstices (pores ou fissures) des massifs de sol ou de roche. L'eau a essentiellement deux formes d'interaction avec un milieu poreux : elle se déplace dans les pores et elle exerce une pression sur la phase solide (matrice) et la déforme. Ces deux phénomènes coexistent en général et sont étudiés classiquement par deux approches :

- **L'hydraulique des sols** : qui analyse les écoulements dans un milieu poreux indéformable. Cette approche permet de calculer des débits (barrages, excavations, puits)

et des champs de pression d'eau qui peuvent être employés pour l'étude de la stabilité de certains ouvrages de géotechnique ;

- **La théorie de la consolidation** : qui analyse les écoulements transitoires dans un milieu poreux déformable, provoqués par des chargements ou surcharges (fondations, remblais, creusement d'un tunnel) ou par des modifications des conditions hydrauliques. L'écoulement de l'eau et les déformations du sol interagissent au cours du temps. Le terme de « *couplage hydromécanique* » est souvent utilisé pour désigner cette interaction.

En hydraulique des sols on a le plus souvent affaire à des *régimes permanents*, c'est à dire des écoulements stabilisés pour lesquels la vitesse de l'eau en tout point du massif est indépendante du temps. Les particules fluides suivent donc des trajectoires (ou *filets liquides*), appelées *lignes de courant*, invariables au cours du temps. Contrairement au régime transitoire qui est non stabilisé et variable avec le temps.

Le long d'un filet liquide, la pression et la vitesse de l'eau varient suivant certaines lois.

1.3.1.1. Vitesse de l'eau dans le sol :

L'eau qui s'écoule dans un sol circule dans les interstices entre les grains qui forment des canaux de tailles variables. Les trajectoires réelles des filets liquides sont assez *tortueuses* et il n'est pas possible de définir les vitesses réelles de l'eau (fig.1.1). Comme on s'intéresse surtout au mouvement global du fluide on définit des *trajectoires fictives* et des *vitesses moyennes*.

Soit q le débit de l'eau s'écoulant dans un tube de sol au travers d'une surface d'aire totale S (grains + vides).

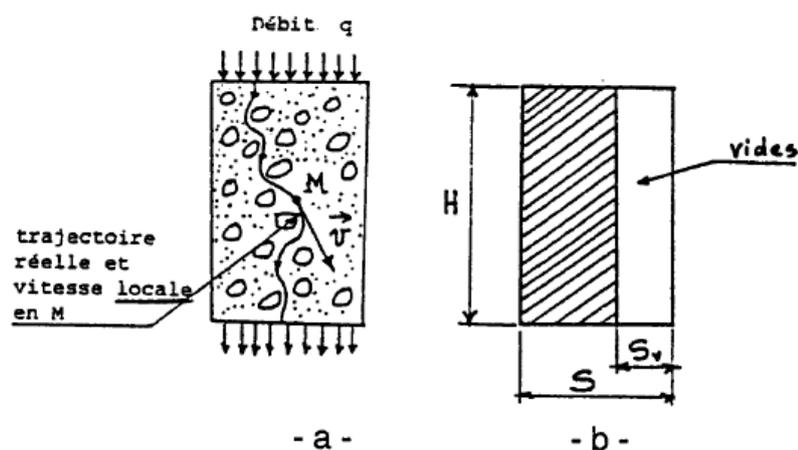


Figure 1.1 : Trajectoires réelles des filets liquides

Par définition, la vitesse de décharge de l'eau dans le sol, notée v , est égale au rapport :

$$v = \frac{q}{S} \quad (1.1)$$

En pratique, c'est la vitesse de décharge v (appelée aussi vitesse de percolation) qui est utilisée dans les calculs de débits. C'est une *vitesse fictive, apparente*.

En considérant que l'eau ne circule que dans les vides, on peut définir la *vitesse moyenne réelle*, notée « v' », définie par : $v' = \frac{q}{S_v}$ (1.2)

$$\text{Soit } n \text{ la porosité du milieu ; } n = \frac{V_v}{V} \Rightarrow V_v = n.V \quad (1.3)$$

Pour un cylindre de section S et de hauteur H (fig.1.1.b), on a :

$$V_v = S_v.H = n.S.H \Rightarrow S_v = n.S \quad (1.4)$$

S = aire totale de la section, et S_v = aire occupée par les vides.

La vitesse réelle moyenne a donc pour valeur : $v' = \frac{q}{S_v} = \frac{q}{n.S}$;

$$\text{D'où : } v' = \frac{v}{n} \quad (1.5)$$

Dans toutes les expériences de mesure de perméabilité, on utilise la vitesse fictive v puisque c'est, en fait, la seule mesurable par l'intermédiaire de la mesure du débit.

1.3.1.2. Charge hydraulique et perte de charge - Théorème de BERNOULLI - :

Dans l'étude de l'écoulement d'un fluide sous l'action de la pesanteur, on appelle *charge hydraulique* en un point M , en prenant OZ vertical ascendant, la quantité :

$$h_M = \frac{v_M^2}{2g} + \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M \quad (1.6)$$

Avec :

v_M : vitesse de l'eau au point M ,

u_M : pression de l'eau en M (en prenant pour origine des pressions la pression atmosphérique), appelée *pression interstitielle*,

z_M : altitude du point M par rapport à un plan de référence arbitraire mais qui,

judicieusement choisi, peut simplifier les calculs (si Oz est vertical descendant : $-z_M$),

g : accélération due à la pesanteur.

La charge hydraulique h représente l'énergie totale d'une particule fluide de masse unité. Chacun des trois termes a la dimension d'une longueur. Elle est donc exprimée en mètres.

Le terme $v_M^2/2g$ correspond à l'énergie cinétique et la somme des deux termes $[(u_M/\gamma_w) + z_M]$ correspond à l'énergie potentielle.

En mécanique des sols, le terme $v_M^2/2g$ est ; toujours faible par rapport aux autres termes, car la vitesse d'écoulement de l'eau est toujours faible. Pour une vitesse de 10 cm/s, qui n'est jamais atteinte en pratique, $(v_M^2/2g) \approx 0.5\text{mm}$ seulement. On peut donc le

négliger et écrire :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M \quad (1.7)$$

Dans le cas de l'écoulement d'un fluide parfait (incompressible et non visqueux) le théorème de *Bernoulli* indique que la charge le long d'un filet fluide reste constante. L'eau n'étant pas un fluide parfait, la présence des particules solides génère des contraintes de cisaillement (liées au gradient de vitesse). Il y a interaction de l'eau avec les grains du sol et, en conséquence, dissipation d'énergie (perte d'énergie) par frottement dans le sens de l'écoulement. Donc, le théorème de *Bernoulli* ne s'applique pas. Il y a perte de charge le long d'un filet fluide.

La charge hydraulique est une valeur relative fonction de la position du plan de référence, elle est donc définie à une constante près. Cela ne pose pas de problème car c'est la variation de charge entre deux points qui est le paramètre fondamental. La variation de charge dh subie par l'eau dans son mouvement de M à N (dans le sens de l'écoulement) est égale à $(h_N - h_M)$. Cette variation est négative (fig.1.2).

On appelle perte de charge la quantité : $-dh = h_M - h_N$ (1.8)

La pression interstitielle u est mesurée par la hauteur d'eau dans un *tube piézométrique* (appelé aussi *piézomètre*) pénétrant dans le sol jusqu'au point considéré.

Soit M le point considéré et A le niveau supérieur de l'eau dans le tube. La charge hydraulique est la même en A et en M puisqu'il n'y a pas écoulement entre ces deux points.

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M = h_A = z_A \Rightarrow \frac{u_M}{\gamma_w} = z_A - z_M \Rightarrow u_M = \gamma_w (z_A - z_M) \quad (1.9)$$

La pression interstitielle est proportionnelle à la hauteur d'eau dans le tube piézométrique.

On appelle surface piézométrique le lieu des points correspondant au niveau de l'eau dans les tubes piézométriques. Sa trace dans le plan d'étude est la ligne piézométrique (fig.1.2).

La perte de charge entre M et N est égale à $(z_A - z_B)$.

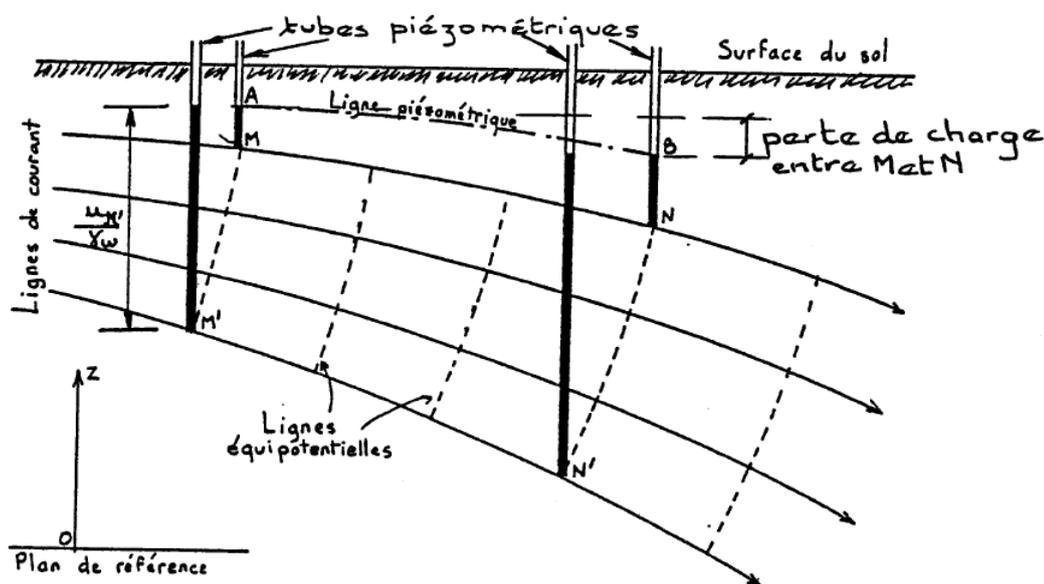


Figure 1.2 : Perte de charge et ligne piézométrique.

La surface libre de l'écoulement est constituée de lignes de courant confondues avec la ligne piézométrique qui leur est associée ($u_M = 0$), quel que soit le point M considéré appartenant à la surface libre de l'écoulement).

1.3.1.3. Gradient hydraulique :

On définit le gradient hydraulique i entre deux points A et B (fig.1.3) par le rapport :

$$i = -\frac{h_A - h_B}{L} = -\frac{\Delta h}{L} = -\frac{\text{variation de charge}}{\text{longueur parcourue}}$$

Si A est voisin de B : $i = -\frac{dh}{dl}$ (1.10)

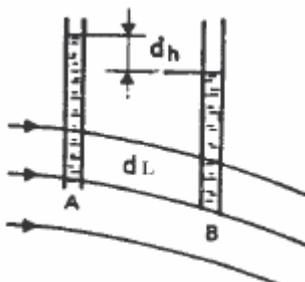


Figure 1.3 : Gradient hydraulique

A noter :

1. Cette relation définie dans un milieu unidirectionnel se généralise aisément dans un milieu à deux ou trois dimensions. On a alors :

$$\vec{i} = \left(-\frac{\partial h}{\partial x}; -\frac{\partial h}{\partial y}; -\frac{\partial h}{\partial z} \right) = -\vec{grad}h \quad (1.11)$$

(Négatif à cause de la décroissance de charge).

2. Si $\vec{i} = \vec{0}$, la charge hydraulique est la même en tout point du milieu ; l'eau interstitielle est dite en équilibre hydrostatique ;
3. Lorsque dans un écoulement le gradient hydraulique est le même en tout point, l'écoulement est dit uniforme ;
4. « i » est une quantité sans dimension, positive dans le sens du courant ;
5. En tout point M du sol, le vecteur \vec{i} et la ligne de courant sont tangents et sont orientés dans le même sens ;
6. En tout point M du sol, le vecteur de vitesse est tangent à la ligne de courant et orienté dans le même sens.

1.3.2. Expérience et loi de Darcy :

L'écoulement de l'eau en régime permanent a été étudié par *Darcy* (1856) à partir du dispositif montré à la figure 1.4. La canalisation de section S est remplie d'un matériau perméable (sable). La charge hydraulique est repérée au droit de deux piézomètres.

En faisant varier le débit de l'eau q , *Darcy* constate que la vitesse de décharge v ou vitesse de filtration du fluide à travers la section S est proportionnelle à la perte de charge dh et inversement proportionnelle à la longueur de la conduite dl , autrement dit, elle est proportionnelle au gradient hydraulique i . C'est cette expérience qui a permis d'exprimer la

$$\text{loi de Darcy :} \quad v = \frac{q}{S} = -k \frac{dh}{dl} \quad (1.12)$$

$$\text{D'où :} \quad v = -k \cdot \text{grad}(h) \quad (1.13)$$

$$\text{Ou :} \quad v = k \cdot i \quad (\text{Loi de Darcy}) \quad (1.14)$$

Le coefficient de proportionnalité, k , ainsi introduit est appelé *coefficient de perméabilité*. Sa dimension est celle d'une vitesse puisque i est sans dimension.

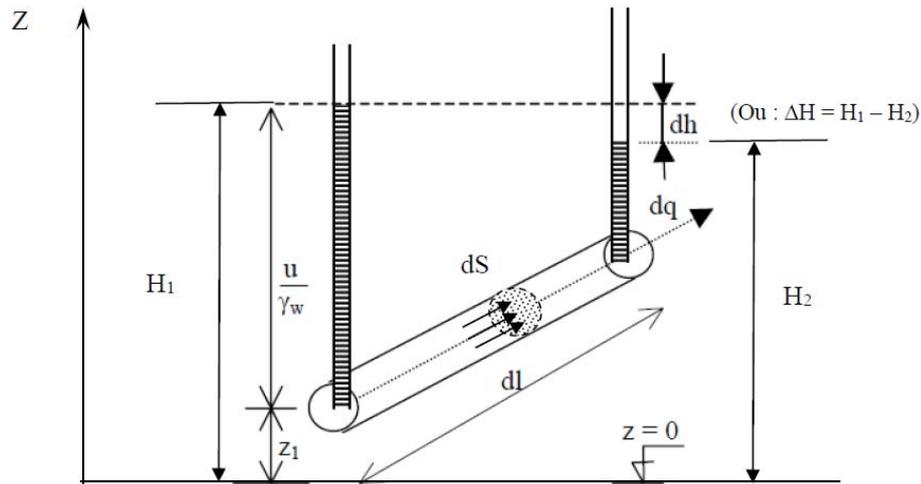


Figure 1.4 : Tube de courant (Conduit élémentaire)
- Expérience de Darcy -

1.3.3. Perméabilité des sols:

1.3.3.1. Coefficient de perméabilité :

Le coefficient de proportionnalité k , entre la vitesse de décharge et le gradient hydraulique, a la dimension d'une vitesse (on l'exprime en cm/s ou m/s). La perméabilité est l'aptitude d'un milieu poreux (sol) à transmettre de l'eau ou d'autres fluides sous l'effet d'un gradient hydraulique. Le coefficient de perméabilité d'un sol est une caractéristique intrinsèque au sol, ce coefficient dépend non seulement des propriétés du matériau poreux (de la granulométrie du sol, de sa nature et de sa structure) mais encore du fluide.

La perméabilité varie beaucoup avec la nature du terrain. Le tableau 1.1 ci-après donne les intervalles de valeurs correspondant aux perméabilités de différents types de sol :

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la perméabilité de différents types des sols

Type de sol	Ordre de grandeur de la perméabilité k en [m/s]	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	$10^{-3} < k < 10^{-1}$	Très élevé
Petits graviers, sable	$10^{-5} < k < 10^{-3}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	$10^{-7} < k < 10^{-5}$	faible
Limon compact, argile silteuse	$10^{-9} < k < 10^{-7}$	Très faible
Argile franche	$10^{-12} < k < 10^{-9}$	Pratiquement imperméable

Remarque :

- Pour avoir un ordre de grandeur facile à retenir : 10^{-8} m/s, représente une vitesse de trente centimètres par an (30 cm/an) environ ;
- Les roches non fissurées ont des perméabilités variant de 10^{-12} à 10^{-10} m/s ;
- Dans le cas d'un sable à granulométrie serrée ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 2$), on peut obtenir une estimation du coefficient de perméabilité à l'aide de la relation empirique de Hazen :

$$k = 1.25.D_{10}^2 \quad (1.15)$$

Où k est exprimée en [m/s] et D_{10} est le diamètre efficace des grains exprimé en [cm].

1.3.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire :

Le coefficient de perméabilité d'un sol saturé est une caractéristique du sol qui dépend essentiellement de sa *granularité*, de sa *nature*, de sa *structure*, de son *indice des vides* (ou de sa *porosité*) et de la *température*.

Plus un sol est fin, plus les pores sont petits, plus les frottements et les pertes de charge sont importants et plus le coefficient de perméabilité est petit. Les argiles sont souvent considérées comme imperméables car les débits qui y circulent sont négligeables, leur perméabilité étant très faible.

Plus un sol est dans un état de compacité élevée, plus sa porosité est faible. L'espace, dans lequel l'eau peut circuler étant réduit, le sol est moins perméable. La mesure de la perméabilité n'a donc de sens que sur un sol de poids volumique sec défini (échantillon intact ou sol compacté à une compacité déterminée).

Le principe de la mesure consiste à relier le débit q traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge h , sous laquelle se produit l'écoulement. Suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on sera amené à utiliser, en laboratoire, l'une des deux méthodes :

- a) La mesure sous *charge constante* pour les sols à *perméabilité élevée* ($k > 10^{-5}$ m/s) ;
- b) ou la mesure sous *charge variable* pour les sols à *faible perméabilité* ($k < 10^{-5}$ m/s).

a) Perméamètre à charge constante :

Un perméamètre (fig.1.5) est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placé un échantillon de sol de section (S) et de longueur (L). Les deux extrémités de l'échantillon sont reliées à deux tubes par l'intermédiaire de pierres poreuses.

Dans le perméamètre à charge constante (fig.1.5), la différence de charge h entre les deux faces de l'échantillon est maintenue constante à l'aide de trop-plein. L'essai consiste à mesurer la quantité d'eau Q qui passe au travers de l'échantillon pendant un temps donné t .

En prenant le plan de référence au niveau de sortie de l'eau, on a :

$$\text{- En A : } h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A = H - L = h$$

$$\text{- En B : } h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B = 0$$

$$\text{- Perte de charge entre A et B : } h_A - h_B = h$$

$$\text{- Gradient hydraulique : } i = \frac{h}{L}$$

$$\text{- Débit traversant l'échantillon : } q = v \cdot S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$$

$$\text{D'où : } k = \frac{q}{S} \cdot \frac{L}{h} \quad (1.16)$$

$$\text{Avec : } q = \frac{Q}{t} \quad (1.17)$$

S = section de l'échantillon

Q = volume d'eau recueilli pendant le temps t .

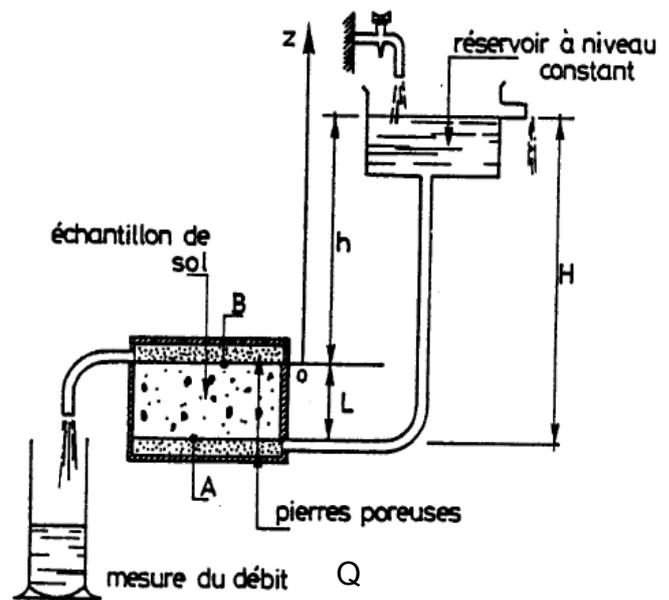


Figure 1.5 : Perméamètre à charge constante

b) Perméamètre à charge variable :

Dans le cas des faibles perméabilités, l'essai à charge constante serait trop long, les débits étant très faibles. On procède alors à charge variable : l'eau provient d'un tube de faible diamètre (section s) relié à l'échantillon. Au fur et à mesure que l'écoulement se produit, le niveau de l'eau dans le tube baisse (charge variable). On mesure le temps t nécessaire pour que l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 (fig.1.6).

Dans cet essai, le mouvement n'est pas permanent, mais le phénomène est lent et on suppose que la loi de Darcy est applicable à chaque intervalle de temps élémentaire ($t ; t+dt$).

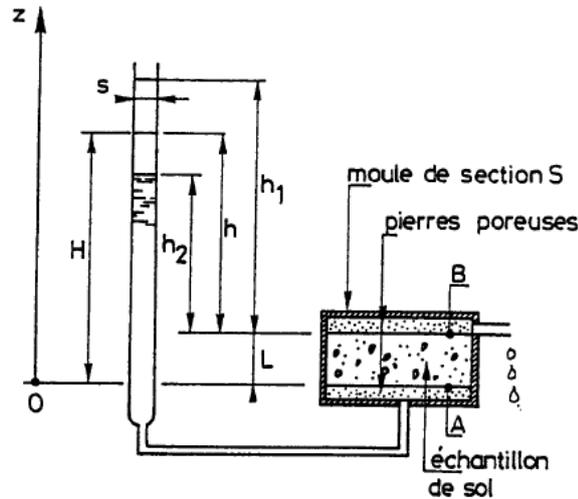


Figure 1.6 : Perméamètre à charge variable

Avec les notations de la figure 1.6 (plan de référence au niveau d'entrée de l'échantillon) on aura pour un temps intermédiaire :

$$\text{- En A : } h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A = H + 0$$

$$\text{- En B : } h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B = 0 + L$$

$$\text{- Perte de charge entre A et B : } h_A - h_B = H - L = h$$

$$\text{- Gradient hydraulique : } i = \frac{h}{L}$$

$$\text{- Débit traversant l'échantillon : } q = v.S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$$

En écrivant que le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant l'intervalle de temps dt soit $q \cdot dt$ est égal à la diminution du volume d'eau dans le tube $-s \cdot dh$, on obtient :

$$dV = q \cdot dt = -s \cdot dh \quad (1.18)$$

$$\text{Soit : } k \cdot \frac{h}{L} \cdot S \cdot dt = -s \cdot dh$$

$$\text{D'où : } k \cdot \int_0^t dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}; \text{ et après intégration on obtient :}$$

$$k \cdot t = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot (\ln h_2 - \ln h_1) = \frac{s}{S} \cdot L \cdot (\ln h_1 - \ln h_2) = \frac{s}{S} \cdot L \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

$$\text{D'où : } k = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} ; (\text{Avec : } \ln = \text{logarithme népérien}) \quad (1.19)$$

En passant des logarithmes népériens aux logarithmes décimaux, on aura :

$$k = 2,3 \cdot \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} ; (\text{Avec : } \log = \text{logarithme décimal}) \quad (1.20)$$

La mesure du coefficient de perméabilité k en laboratoire est intéressante lorsque l'homogénéité du massif de sol est suffisante pour qu'un échantillon soit représentatif. C'est rarement le cas, sauf dans le cas de couches argileuses ou de matériaux mis en œuvre dans les ouvrages tels que digues et barrages en terre (matériaux de qualité contrôlée à la mise en œuvre). Dans le cas de problèmes courants tels que rabattements de nappe en milieu perméable, l'hétérogénéité nécessite l'emploi des méthodes de mesure de la perméabilité in situ.

1.3.3.3. Mesure du coefficient de perméabilité in-situ :

Les petits échantillons testés en laboratoire ne rendent pas compte de l'hétérogénéité des formations naturelles. En effet, il peut exister dans la nature des passages privilégiés (joints de stratification, fissures, ...) qui modifient localement l'écoulement. On procède alors à des essais in situ pour la mesure de la perméabilité des sols. Les perméabilités mesurées en laboratoire sont inférieures à celles mesurées in-situ (effet d'échelle). On distingue deux types d'essais :

- **L'essai de pompage** : (norme NF P 94-130) ; et,
- **L'essai ponctuel** : l'essai le plus courant est l'essai *Lefranc* (norme NF P 94-132).

1.3.3.4. Perméabilités moyennes fictives verticale et horizontale des terrains stratifiés :

Les sols sont très souvent stratifiés (origine sédimentaire ou métamorphique) et présentent une *anisotropie de perméabilité*. La perméabilité est généralement beaucoup plus forte dans le sens parallèle que dans le sens perpendiculaire aux plans de stratification.

De nombreux sols sédimentaires sont constitués de couches superposées de granulométries, et donc de perméabilités variables.

Soit un terrain stratifié d'épaisseur totale H constitué de n couches horizontales d'épaisseur H_j et de perméabilité k_j . On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit.

a) Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal) :

Soit k_H le coefficient de perméabilité horizontale du terrain fictif homogène.

On supposera qu'un écoulement horizontal a lieu dans ce terrain (fig.1.7) avec le même gradient hydraulique i à la traversée de chaque couche j (la perte de charge est donc aussi la même pour toutes les couches). Et que le débit total est la somme des débits des différentes couches. Donc les vitesses de décharge dans chaque couche j (avec $j = 1, n$) sont :

$$v_1 = k_1 i ; v_2 = k_2 i ; v_3 = k_3 i ; \dots ; v_n = k_n i \tag{1.21}$$

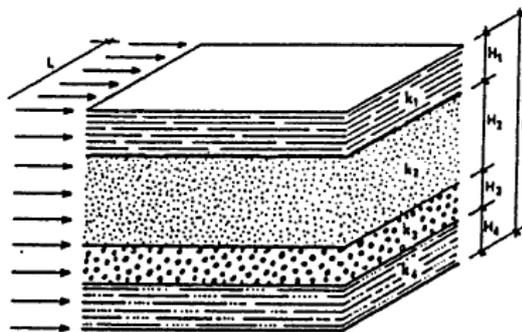


Figure 1.7 : Ecoulement parallèle au plan de stratification (écoulement horizontal)

En considérant le débit qui traverse une tranche de sol verticale de largeur unité, on constate que la vitesse moyenne de décharge est égale à :

$$v = \frac{q}{S} = \frac{q}{H \times 1} = \frac{q}{H} = \frac{1}{H} (q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n)$$

$$v = \frac{1}{H} (v_1 \cdot H_1 + v_2 \cdot H_2 + v_3 \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot H_n)$$

D'où :
$$v = \frac{i}{H} (k_1 \cdot H_1 + k_2 \cdot H_2 + k_3 \cdot H_3 + \dots + k_n \cdot H_n)$$

$$D'où : v = \left(\frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot H_j}{H} \right) \cdot i \tag{1.22}$$

Il s'agit d'un écoulement horizontal : $v = k_H \cdot i$

$$Donc : k_H = \frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot H_j}{H} \tag{1.23}$$

b) Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical) :

Soit k_v le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

Si l'écoulement est vertical (fig.1.8), le principe de la continuité exige que la vitesse de décharge soit la même à la traversée des différentes couches (le débit est donc aussi le même pour toutes les couches). On a donc :

$$v = \frac{h}{H} \cdot k_v = k_1 \cdot i_1 = k_2 \cdot i_2 = \dots = k_n \cdot i_n = k_v \cdot i \tag{1.24}$$

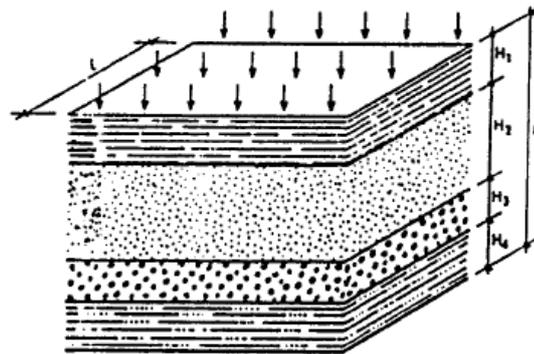


Figure 1.8 : Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification (écoulement vertical)

Avec :

$$h = h_1 + h_2 + \dots + h_n = H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + \dots + H_n \cdot i_n \tag{1.25}$$

Où : h_1, h_2, \dots, h_n sont les pertes de charge au travers les différentes couches, et h la perte de charge totale (la somme des pertes de charge des différentes couches).

De l'équation (1.24) on tire :

$$i_1 = \frac{h}{H} \cdot \frac{k_v}{k_1}; \dots; i_n = \frac{h}{H} \cdot \frac{k_v}{k_n} \tag{1.26}$$

En portant ces valeurs dans l'expression de h (Eq.1.25) on obtient :

$$h = \frac{h}{H} \cdot k_v \left(\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n} \right) \tag{1.27}$$

D'où :

$$k_v = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n} \right)} \tag{1.28}$$

Donc :

$$k_v = \frac{H}{\sum_{j=1}^n \frac{H_j}{k_j}} \tag{1.29}$$

Dans le cas d'un terrain constitué de deux couches on peut facilement démontrer que $\frac{k_H}{k_V} > 1$. Cela, implique que la perméabilité horizontale (sens parallèle aux plans des couches) du terrain fictif homogène est beaucoup plus élevée que sa perméabilité verticale (sens perpendiculaire aux plans des couches).

En conséquence, dans les sols stratifiés, la perméabilité est plus grande dans le sens parallèle que dans le sens perpendiculaire aux plans des strates.

1.4. Limite et validité de la loi de Darcy :

On s'est aperçu rapidement que la loi de *Darcy* n'était plus valable dans le domaine des vitesses élevées, quand on augmente la perte de charge dans un perméamètre jusqu'à des valeurs relativement élevées, on constate une déviation par rapport à la loi de *Darcy* (le débit croît moins rapidement), cette déviation se manifeste d'autant plus vite que la granulométrie du sol devient plus grossière.

Schneebeli (1956) a montré que pour de très fortes vitesses la relation, entre les débits et les pertes de charges, n'est plus linéaire. Cette déviation intervient pour des nombres de *Reynolds* voisins de l'unité rarement atteints en pratique.

De même, la loi de *Darcy* n'est plus applicable pour les sols très peu perméables (argiles). *Harr* (1962) a suggéré dans ce cas l'existence d'un gradient initial en deçà duquel il n'y a pas d'écoulement.

La loi de *Darcy* n'est valable que dans les conditions suivantes :

- Milieu homogène isotrope ;
- Ecoulement en régime laminaire ;
- Ecoulement permanent.

Le nombre de *Reynolds* en milieu poreux est défini par :

$$R_e = \frac{v \cdot d_{10}}{\eta} \quad (1.30)$$

Avec : d_{10} : diamètre efficace des grains ;

η : Viscosité cinématique de l'eau.

De nombreuses études ont montré que cette loi est applicable tant que le nombre de Reynolds (Re) ne dépasse pas une certaine limite (entre 1 et 10) où la vitesse d'écoulement influe directement sur ce nombre.

1.5. Généralisation de la loi de Darcy :

En réalité les écoulements dans un sol peuvent rarement être assimilés à des écoulements à une dimension, pour lesquels les différents filets liquides sont rectilignes et parallèles comme dans le perméamètre.

La loi de Darcy n'est en fait qu'une relation entre modules, module de la vitesse fictive et module du gradient hydraulique, les directions de l'écoulement ne jouent aucun rôle puisque la loi est définie pour un écoulement à une dimension.

Pour l'étude générale de l'écoulement dans un massif, on est conduit à généraliser la loi de Darcy, toujours dans l'hypothèse d'un régime permanent, et en raisonnant à l'échelle macroscopique. Elle s'exprime par :

$$\vec{v} = [k] \vec{i} = -[k] g \vec{rad} \phi \quad (1.31)$$

1.5.1. Equations des écoulements en régime permanent :

1.5.1.1. Sols anisotropes :

□n définit en tout point un tenseur de la perméabilité tel que :

$$\vec{v} = \begin{vmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{vmatrix} g \vec{rad} \phi \quad (1.32)$$

Si l'on choisit les directions des coordonnées telles qu'elles soient confondues avec les directions des perméabilités principales, le tenseur se réduit à sa diagonale, soit :

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ v_y &= -k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ v_z &= -k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{aligned} \quad \vec{v} = \begin{vmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{vmatrix} g \vec{rad} \phi \quad (1.33)$$

Le vecteur de vitesse n'est plus ici colinéaire au vecteur $g \vec{rad} \phi$.

En admettant que le liquide et le milieu poreux sont incompressibles, l'équation de continuité s'écrit en régime permanent :

$$\operatorname{div} \vec{v} = 0 \quad (1.34)$$

Tenant compte de la loi de filtration, on obtient l'équation aux dérivées partielles de l'écoulement :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.35)$$

Avec : x, y et z directions principales de la perméabilité.

k_x, k_y et k_z étant constants dans tout le domaine, si le sol est homogène et anisotrope. La loi devient :

$$k_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.36)$$

1.5.1.2. Sols isotropes et homogènes :

On admet que la loi de *Darcy* est valable dans toutes les directions, soit :

$$\begin{aligned} v_x &= -k \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ v_y &= -k \frac{\partial \phi}{\partial y} \\ v_z &= -k \frac{\partial \phi}{\partial z} \end{aligned} \quad \vec{v} = -k \operatorname{grad} \phi \quad (1.37)$$

Le vecteur de vitesse de décharge est en tout point colinéaire au vecteur $\operatorname{grad} \phi$ et donc orthogonal aux surfaces équipotentielles.

Lorsque le sol est homogène et isotrope, l'équation (1.36) devient :

$$k \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (1.38)$$

Soit : $\Delta \phi(x, y, z) = 0$. Qui n'est autre qu'une équation de Laplace.

La solution de cette équation, à condition de se fixer les conditions aux limites, permet de déterminer la fonction $\phi(x, y, z)$ en tout point du domaine dans lequel elle est définie. La connaissance de ϕ entraîne la connaissance complète de l'écoulement. En effet, nous

connaissions ainsi en chaque point, la vitesse de décharge et le débit, à travers un élément de surface (ds) de vecteur normal (\vec{n}), sera égal à :

$$dQ = \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot ds \quad (1.39)$$

Dans un milieu isotrope ($k = \text{constante}$), k ne figurant pas dans l'équation de Laplace, la répartition des charges hydrauliques ne dépend pas du coefficient de perméabilité du sol, elle ne dépend que de la forme géométrique du domaine de l'écoulement et des conditions aux limites.

Dans le cas particulier d'un écoulement axisymétrique, la relation (1.38) s'écrit dans le système d'axes (r, z) :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(rk_r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.40)$$

1.5.2. Cas particuliers :

1.5.2.1. Ecoulements plans en milieu isotrope et homogène :

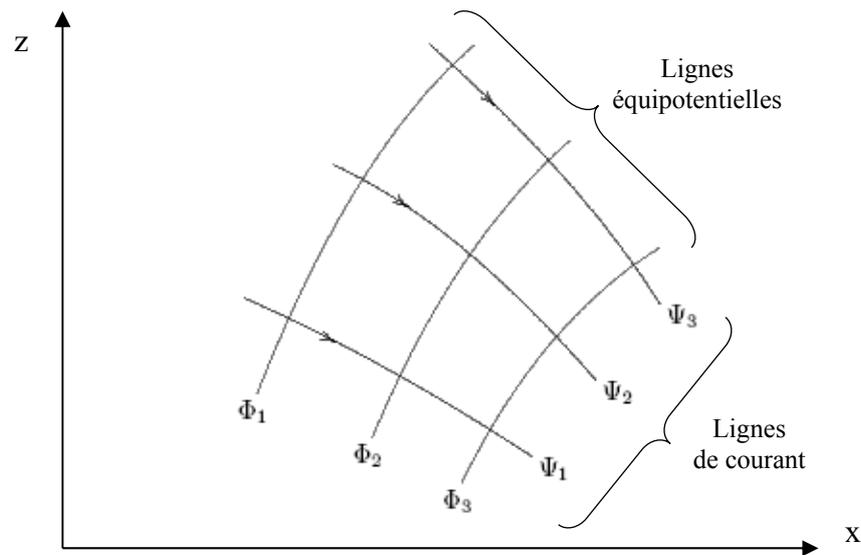
Ils sont régis par la relation :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (1.41)$$

Considérons la fonction $\psi(x, y)$ définie par :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \psi}{\partial x} &= - \frac{\partial \phi}{\partial z} \\ \frac{\partial \psi}{\partial z} &= \frac{\partial \phi}{\partial x} \end{aligned} \quad (1.42)$$

Par définition, les lignes de courant sont tangentes en tout point au vecteur de vitesse (fig.1.9).

Figure 1.9 : Lignes équipotentielles $\Phi(x,z)$ et lignes de courant $\psi(x,z)$.

Soit : $\frac{dz}{dx} = \frac{v}{u}$ (v et u composantes de la vitesse, respectivement, suivant oz et ox).

$$vdx - udz = 0 \quad (1.43)$$

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.44)$$

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

D'où :

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial z} dz = 0 \quad (1.45)$$

$$d\psi = 0 \quad (1.46)$$

D'où : ψ est constante.

Les lignes de courant sont donc définies par la relation $\psi(x, z) = \text{constante}$.

$\psi(x, z)$ est la fonction courant.

Montrons que son Laplacien est nul :

$$\begin{aligned}
\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} \right) &= \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} \\
\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} \right) &= \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} \\
\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z} = 0
\end{aligned} \tag{1.47}$$

Soit : $\Delta \psi = 0$

1.5.2.2. Milieux homogènes anisotropes :

Si le milieu est anisotrope, on effectue le changement de coordonnées suivant :

$$\begin{aligned}
X &= \sqrt{\frac{k}{k_x}} x \\
Y &= \sqrt{\frac{k}{k_y}} y \\
Z &= \sqrt{\frac{k}{k_z}} z
\end{aligned} \tag{1.48}$$

k étant un coefficient quelconque ayant la dimension d'un coefficient de perméabilité, on obtient l'équation :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial Z^2} = 0 \tag{1.49}$$

Soit : $\Delta \phi(X, Y, Z) = 0$

L'étude de l'écoulement à travers un milieu anisotrope se ramène donc à l'étude d'une équation de Laplace. Si l'on transforme au préalable cet écoulement par la transformation affine (Eq.1.48) on obtient un écoulement « *isotrope correspondant* ».

L'écoulement transformé, ainsi obtenu, sera un écoulement fictif se déduisant géométriquement de l'écoulement en milieu anisotrope considéré par la transformation (Eq.1.48), et s'effectuant en milieu isotrope de perméabilité k .

En des points correspondants, nous aurons entre les composantes des vitesses de l'écoulement réel et celles de l'écoulement isotrope correspondant (U, V, W) les relations suivantes :

$$\begin{aligned}
 v_x &= \sqrt{\frac{k_x}{k}}.U \\
 v_y &= \sqrt{\frac{k_y}{k}}.V \\
 v_z &= \sqrt{\frac{k_z}{k}}.W
 \end{aligned}
 \tag{1.50}$$

Ce qui permettra d'établir la relation qui existe entre les débits traversant des surfaces correspondantes :

$$dQ = \sqrt{\frac{k_x.k_y.k_z}{k^3}}.dQ'
 \tag{1.51}$$

En d'autres termes, le débit dQ' qui traverse le milieu isotrope correspondant avec un coefficient de perméabilité, k tel que : $k^3 = k_x.k_y.k_z$ est le même que celui qui traverse le milieu anisotrope réel.

1.6. Généralités sur la résolution de ces équations :

Les caractéristiques physiques du sol dans le domaine étudié étant supposées connues, l'écoulement de l'eau y sera entièrement déterminé par la connaissance du champ de potentiel.

Le potentiel est solution des équations aux dérivées partielles de l'écoulement. Leur intégration nécessite la connaissance des conditions aux limites de l'écoulement. Il faut noter que les conditions aux limites doivent être connues sur tout le contour du domaine pour que la solution soit unique. Il faut y ajouter les conditions à l'intérieur du domaine ayant une influence sur l'écoulement (pompage, cours d'eau ou lac,...). Ceci est nécessaire mais n'est pas toujours suffisant. Par exemple, si l'on impose une condition de flux sur tout le contour du domaine, le problème est soit impossible, soit indéterminé.

Les différentes conditions aux limites que l'on rencontre sont :

- La connaissance du flux ;
- La connaissance du potentiel ;
- La connaissance d'une relation linéaire entre le flux et le potentiel (la géométrie de la limite étant inconnue).

1.6.1. Conditions aux limites des écoulements souterrains :

Sur les figures 1.10 et 1.11 sont schématisés successivement l'écoulement dans un barrage en terre et l'écoulement autour d'un rideau de palplanches. On y trouve les diverses conditions aux limites des écoulements souterrains, appartenant aux trois catégories énoncées ci-dessus.

- **Surface imperméable (Condition de Neuman) :** C'est une ligne de courant donc :

$$\vec{v} \cdot \vec{n} = 0 \quad (1.52)$$

Où \vec{n} : vecteur unité normal en tout point à la surface.

Sur cette surface, nous avons donc une condition de flux nul. Dans le cas particulier d'un milieu isotrope, elle s'écrit très simplement : $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$.

- **Surfaces équipotentiels (condition de Dirichlet) (ou surface à potentiel constant) :**

Physiquement, ce sont les surfaces filtrantes qui séparent la nappe de la masse d'eau qui l'alimente. Sur les exemples, (fig.1.10 et fig.1.11), ce sont le fond de la cuvette, ainsi que les parements du barrage baignés par l'eau. Ça peut être aussi le lit d'une rivière.

- **Surface de suintement :** Ce sont les surfaces filtrantes séparant la nappe de l'air et traversées par un écoulement. L'eau est à la pression atmosphérique : $\phi = h = Z$.

Ce sont des surfaces à potentiel imposé.

- **Surface libre (condition mixte de Fourier) :** C'est la surface limite supérieure de l'eau dans le sol, où l'eau est en contact avec l'air (si l'on fait abstraction de la capillarité). L'eau y est à la pression atmosphérique : $\phi = h = Z$. D'autre part, en régime permanent, cette surface ne bouge pas et n'est donc traversée par aucun courant : c'est une surface de courant. La surface libre est ainsi définie par les relations :

$$\begin{aligned} \phi = h = Z \\ \vec{v} \cdot \vec{n} = 0 \end{aligned} \quad (1.53)$$

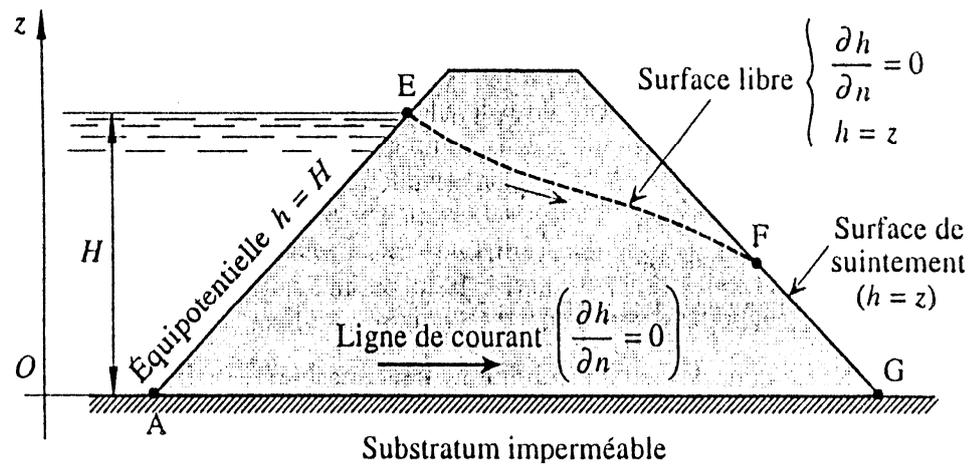


Figure 1.10 : Ecoulement dans un barrage en terre et conditions aux limites

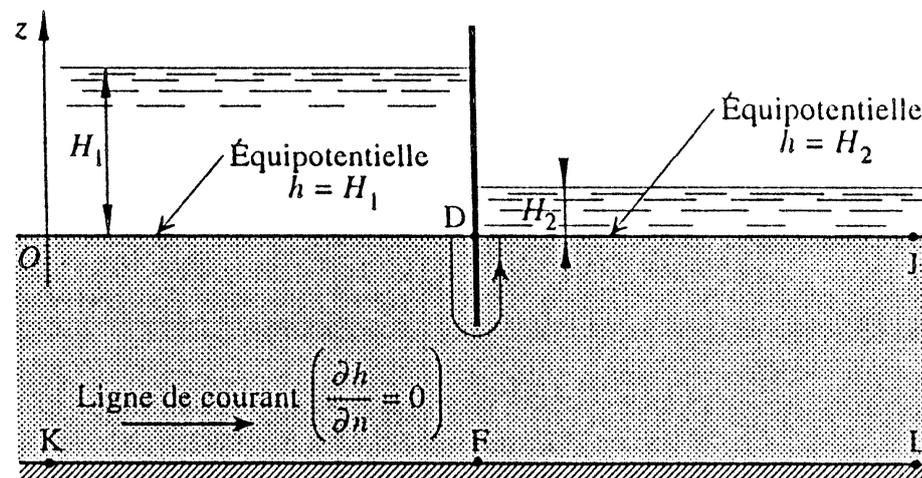


Figure 1.11 : Ecoulement autour d'un rideau de palplanches et conditions aux limites

1.6.2. Méthodes de résolution de ces équations :

1.6.2.1. Méthodes analytiques :

Elles ont pour but de donner une solution du problème sous forme littérale, avant la mise en chiffre, ce qui suppose que l'on sache intégrer analytiquement l'équation différentielle de l'écoulement. Ceci est souvent impossible dès lors que les conditions aux limites sont compliquées.

On a pu cependant trouver de telles solutions dans des cas simples, très utiles en pratique, par exemple les problèmes d'écoulement vers les puits et tranchées.

1.6.2.2. Méthodes de similitude :

Les problèmes réels présentent le plus souvent des conditions aux limites complexes et n'ont pas de solution analytique.

La solution (connaissance du champ de potentiel réel) peut être obtenue par l'étude d'un domaine semblable présentant un champ similaire, facilement mesurable. C'est la méthode des similitudes. On peut y distinguer les modèles réduits et les modèles analogiques.

a) Modèles réduits :

Cette méthode consiste à étudier l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux, sur un domaine géométriquement réduit. Pour que le modèle soit représentatif, il faut respecter les lois de la similitude. Cette méthode séduisante à priori, n'est guère utilisée car sa mise en œuvre est délicate et peu commode.

Enfin, les phénomènes capillaires, relativement importants sur le modèle réduit peuvent sensiblement fausser les résultats.

b) Modèles analogiques :

Ces modèles reposent sur le fait que les équations qui décrivent différents phénomènes physiques ont des formes identiques à celles qui décrivent les écoulements souterrains. Une telle similitude formelle des équations fondamentales qui régissent deux phénomènes complètement différents constitue une analogie. Les phénomènes sont en particulier :

- l'écoulement de la chaleur ou de l'électricité dans un corps conducteur,
- L'écoulement d'un liquide visqueux entre deux plaques rapprochées.

1) Analogie électrique et thermique :

L'étude du phénomène d'analogie se ramène directement à l'étude du phénomène réel par des rapports sans dimensions. Le tableau 1.2 représente quelques phénomènes analogues.

Cette analogie entre le domaine hydraulique et les autres domaines (électrique, et thermodynamique) est basée essentiellement sur la similitude entre les équations qui régissent les trois domaines différents. Selon le tableau 1.2 d'analogie, on pourra donc étudier un écoulement souterrain à l'aide d'un modèle électrique ou thermique, par l'utilisation des rapports sans dimensions pour transformer les grandeurs hydrauliques.

Tableau 1.2 : Phénomènes analogues

Écoulement souterrain	Conduction électrique	Conduction thermique
Le vecteur de vitesse $\vec{v} = -k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H$	Le vecteur de courant $\vec{i} = -\gamma \overrightarrow{\text{grad}} U$	Le vecteur de température $\vec{q} = -\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T$
loi de Darcy	loi d'Ohm	loi de Fourier
H : la charge hydraulique	U : voltage (tension électrique)	T : température
k : la perméabilité	γ : conductivité spécifique	λ : conductivité thermique
H = C ^{te} : surface équipotentielle	$\gamma = C^{\text{te}}$: surface équipotentielle	T = C ^{te} : surface isotherme
$\partial H / \partial n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial n = 0$ limite isolante	$\partial T / \partial n = 0$ limite isolante

2) Analogie visqueuse (ou modèle de Hele Shaw) :

Cette technique, applicable aux écoulements plans est basée sur la similitude des équations de l'écoulement en milieux poreux avec celle de l'écoulement d'un liquide entre deux plaques très rapprochées. Cette technique de mise en œuvre délicate n'est employée en fait que pour simuler les écoulements transitoires à surface libre pour lesquels elle s'applique également.

1.6.2.3. Méthodes graphiques :

La méthode graphique est appelée aussi méthode des petits carreaux. Elle est le procédé le plus usuel pour résoudre les problèmes d'écoulements en milieux poreux. Elle consiste à tracer le réseau orthogonal des lignes de courant et des lignes équipotentielles en tenant compte des conditions aux limites de l'écoulement.

La méthode graphique nécessite une expérience de la part de l'utilisateur et des approximations successives du tracé de réseau. Les résultats obtenus par cette méthode donnent un ordre de grandeur des valeurs recherchées, et permettent ainsi de contrôler les résultats d'autres méthodes.

Le procédé est simple et constitué des étapes suivantes :

- Définir les conditions aux limites concernant l'écoulement, c'est à dire les lignes de courant et les équipotentielles ;

- Tracer quelques lignes de courant en essayant de satisfaire les conditions aux limites. Le tracé est à refaire jusqu'à la satisfaction de ces conditions. Il est commode que les lignes tracées soient équidistantes ;
- Tracer des lignes équipotentielle de telle façon qu'elles soient perpendiculaires aux lignes de courant et qu'elles vérifient les conditions aux limites. Les lignes sont choisies équidistantes et ayant un pas identique à celui des lignes de courant.

1.6.2.4. Méthodes numériques :

Elles sont largement utilisées dans les études des écoulements à travers et sous les ouvrages en surface libre ou confinée. Elles sont basées sur le calcul numérique. Les méthodes les plus usuelles sont : *la méthode des différences finies* et *la méthode des éléments finis*.

a) Méthode des différences finies :

Elle consiste à remplacer les grandeurs différentielles infiniment petites dx , dy , dz , dh , dv , dt , etc., par des grandeurs de dimensions finies que l'on note Δx , Δy , Δz , Δh , Δv , Δt , petites vis-à-vis du volume à étudier. La précision des résultats du calcul est d'autant meilleure que les Δ_i sont plus petits. Il y a intérêt à choisir des éléments d'aussi grande dimension que possible pour en limiter le nombre. Mais, si les éléments sont trop grands, le calcul diverge. Il n'y a plus de solution. De telles méthodes doivent donc comporter un critère de convergence qui limite les dimensions des éléments.

En différences finies, l'équation de Laplace s'écrit :

$$\frac{\Delta^2 h}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 h}{\Delta z^2} = 0 \quad (1.54)$$

C'est l'équation de la diffusion en régime permanent pour un écoulement dans un plan vertical d'un milieu homogène et isotrope.

La fonction $h(x, z)$, la charge hydraulique (fig.1.12), prend les valeurs h_0 pour le point x_0 , h_1 pour le point $x_1 = x_0 - \Delta x$ et h_2 pour le point $x_2 = x_0 + \Delta x$.

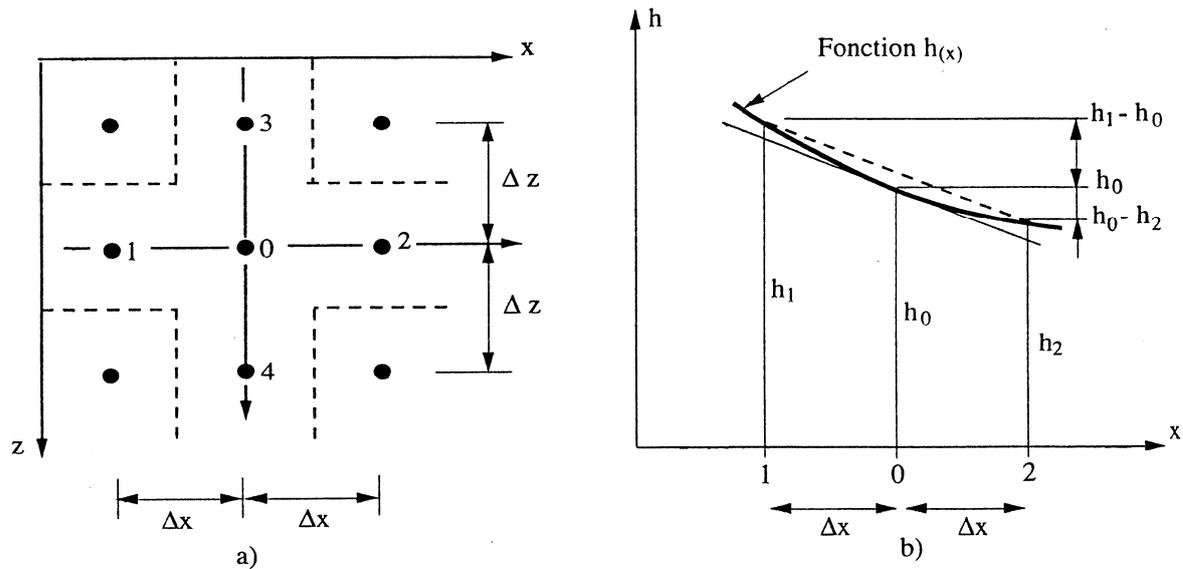


Figure 1.12 : Description du domaine du champ de potentiel

Toute fonction $h_{(x-\Delta x)}$ ou $h_{(x+\Delta x)}$ peut être développée en série de Taylor :

$$h_1 = h_{(x-\Delta x)} = h_{(x)} - (\Delta x) \frac{dh}{dx} + \frac{(\Delta x)^2}{2} \frac{d^2h}{dx^2} - \frac{(\Delta x)^3}{3!} \frac{d^3h}{dx^3} + \dots \quad (1.55)$$

$$h_2 = h_{(x+\Delta x)} = h_{(x)} + (\Delta x) \frac{dh}{dx} + \frac{(\Delta x)^2}{2} \frac{d^2h}{dx^2} + \frac{(\Delta x)^3}{3!} \frac{d^3h}{dx^3} + \dots \quad (1.56)$$

En ne prenant que les trois premiers termes des développements en série et en additionnant les deux équations précédentes, nous aurons :

$$h_1 + h_2 = 2h_0 + (\Delta x)^2 \frac{d^2h}{dx^2} \quad \text{Ou} \quad \frac{d^2h}{dx^2} = \frac{h_1 + h_2 - 2h_0}{(\Delta x)^2} \quad (1.57)$$

Le même raisonnement dans la direction de l'axe des z donne :

$$h_3 + h_4 = 2h_0 + (\Delta z)^2 \frac{d^2h}{dz^2} \quad \text{Ou} \quad \frac{d^2h}{dz^2} = \frac{h_3 + h_4 - 2h_0}{(\Delta z)^2} \quad (1.58)$$

L'équation de Laplace en régime permanent est :

$$\frac{\Delta^2 h}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 h}{\Delta z^2} = 0 = \frac{h_1 + h_2 - 2h_0}{(\Delta x)^2} + \frac{h_3 + h_4 - 2h_0}{(\Delta z)^2} \quad (1.59)$$

Donc, si $\Delta z = \Delta x$, ce que l'on choisit habituellement :

$$\frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4} = h_0 \quad (1.60)$$

La charge h_0 est égale à la moyenne des charges des points 1 à 4 voisins, à la distance Δx du point zéro. La vitesse se calcule par :

$$v_x = -k \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad \text{et} \quad v_z = -k \frac{\Delta h}{\Delta z} \quad (1.61)$$

Cette méthode permet par exemple de trouver les valeurs numériques de ϕ ou de h , champ du potentiel, entre les limites amont et aval où il est connu comme dans les exemples du barrage et rideau, mais pour une géométrie quelconque, par la méthode des itérations [Harr (1962)].

b) Méthode des éléments finis :

Cette méthode est la plus utilisée aujourd'hui. Elle consiste à diviser l'espace en polygones, triangles ou quadrilatères le plus souvent, dont les sommets, les nœuds du réseau sont définis par les coordonnées x, y, z choisies judicieusement pour s'adapter à la géométrie. L'équation de Laplace s'écrit, dans le cas bidimensionnel et en écoulement permanent comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \quad (1.62)$$

En chaque nœud, la fonction h ou ϕ a une valeur bien définie, elle est continue dans la région étudiée. La méthode consiste à minimiser l'intégrale :

$$\chi = \iint \frac{1}{2} \left[k_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + k_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy \quad (1.63)$$

Ce qui permet de trouver le champ de charge, donc les équipotentielles [Zienkiewicz, (1971)]. Le même calcul peut être fait pour la fonction de courant et l'on trouve les lignes de courant.

1.7. Action mécanique de l'eau sur le sol :

1.7.1. Force unitaire due à l'écoulement :

Considérons un massif perméable dans lequel l'eau est en mouvement. En un point $M(x, y, z)$ la charge hydraulique est définie par :

$$\phi(x, y, z) = \frac{u(x, y, z)}{\gamma_w} + z \quad (1.64)$$

Soit un parallélépipède élémentaire de volume $dV = dx dy dz$. En ce point (fig.1.13) la résultante des forces dues aux pressions interstitielles qui s'exercent sur les faces de cet élément de volume a pour composantes suivant ox, oy, oz :

$$\begin{aligned} & -\frac{\partial u}{\partial x} dx dy dz \\ & -\frac{\partial u}{\partial y} dy dz dx \\ & -\frac{\partial u}{\partial z} dz dx dy \end{aligned} \tag{1.65}$$

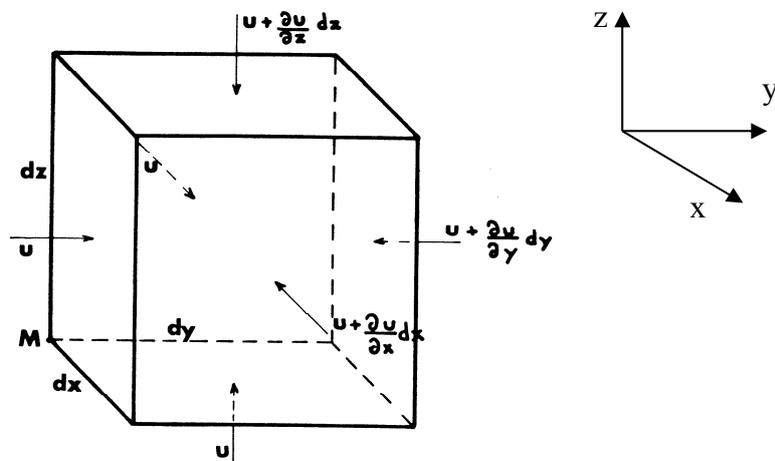


Figure 1.13 : Volume élémentaire d'un sol soumis à un écoulement d'eau

La force par unité de volume due à l'écoulement est donc :

$$\vec{F}_w = -\overrightarrow{grad}u = -\gamma_w \overrightarrow{grad}\phi + \gamma_w \overrightarrow{grad}z \tag{1.66}$$

Où :

$\gamma_w \overrightarrow{grad}z$: correspond à la poussée d'Archimède qui s'exerce, que l'eau soit ou non en mouvement ;

$\gamma_w \overrightarrow{grad}\phi$: correspond à l'action propre de l'écoulement ; c'est la force unitaire d'écoulement, elle a pour intensité $i\gamma_w$ (i étant le module du vecteur gradient de la charge hydraulique), est portée par le vecteur de vitesse de décharge (donc tangente à la ligne de courant passant par M) et dirigée dans le sens de l'écoulement si le massif est isotrope.

L'unité de volume de sol traversé par un écoulement d'eau est donc soumise à un ensemble de trois forces de volume dont la résultante, par unité de volume, est la somme vectorielle :

$$\begin{aligned}\vec{F} &= \vec{F}_\gamma + \vec{F}_w = -\gamma_{sat} \cdot \overrightarrow{grad}z - \gamma_w \cdot \overrightarrow{grad}\phi + \gamma_w \cdot \overrightarrow{grad}z \\ \vec{F} &= -(\gamma_{sat} - \gamma_w) \overrightarrow{grad}z - \gamma_w \cdot \overrightarrow{grad}\phi \\ \vec{F} &= -\gamma' \overrightarrow{grad}z - \gamma_w \cdot \overrightarrow{grad}\phi\end{aligned}\quad (1.67)$$

Nous notons, en résumé, que cette force de volume est la somme de deux forces :

- **La force de pesanteur** qui ne fait intervenir que le poids volumique déjaugé du sol ;
- **La force unitaire d'écoulement** qui est définie par le gradient de la charge hydraulique.

En particulier si $\vec{i} = \overrightarrow{grad}\phi$ conserve la même intensité et la même direction en tout point de l'écoulement, la détermination de la force unitaire d'écoulement est particulièrement simplifiée. Par contre, dans le cas d'un écoulement quelconque, il serait souvent préférable de déterminer cette force unitaire directement à partir des pressions interstitielles sur le contour de l'élément.

1.7.2. Notions de contraintes dans le sol :

1.7.2.1. Contrainte verticale totale (σ_v) :

Dans un volume de sol, la contrainte verticale totale σ_v à une profondeur donnée z est due au poids de tous ce qui est au-dessus : grain, eau et surcharge (fondation, remblai).

Dans la figure 1.14.a, la contrainte verticale totale σ_v est exprimée par :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (1.68)$$

Où γ est le poids volumique du sol (grain et eau).

Si le niveau d'eau est au-dessus de la surface du sol tel qu'un lac ou une mer (fig.1.14.b) la contrainte verticale totale σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + \gamma_w \cdot z_w \quad (1.69)$$

Où γ_w est le poids volumique de l'eau ;

z_w est la hauteur d'eau au-dessus de la surface du sol.

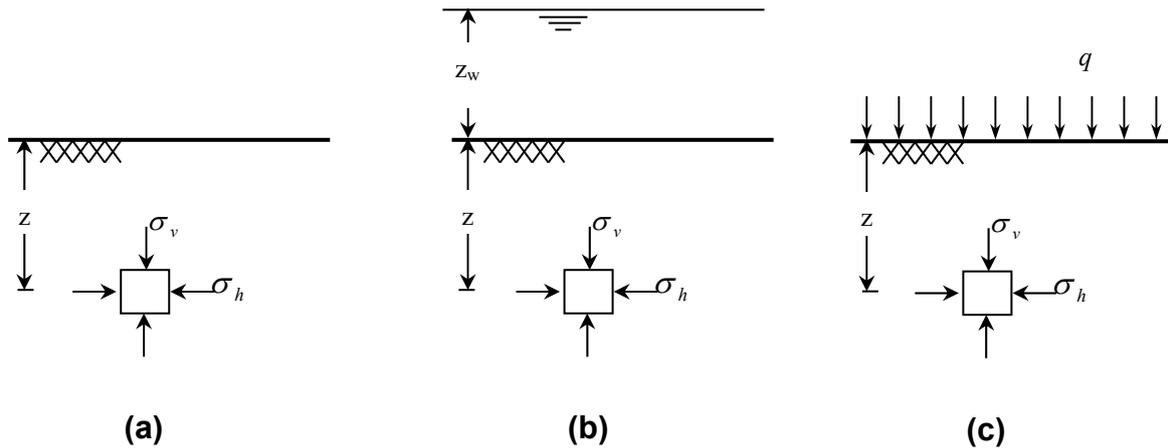


Figure 1.14 : Contraintes totales dans le sol

Si le sol est soumis à une surcharge surfacique q (fig.1.14.c) due à une fondation ou un remblai, σ_v est égale :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + q \quad (1.70)$$

Généralement on divise le volume du sol en n couches pour l'évaluation par incréments de chaque couche :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i \quad (1.71)$$

1.7.2.2. Pression interstitielle (u) :

L'eau dans les pores d'un sol saturé exerce une pression connue par la pression interstitielle u . Elle est conventionnellement représentée par la hauteur d'eau h_w dans un piézomètre (fig.1.15 et fig.1.16). Si l'eau est stationnaire (hydrostatique) le niveau d'eau est horizontal (fig.1.15). Cependant si la surface phréatique (surface d'eau) n'est pas horizontale, il y a une infiltration et l'eau s'écoule dans les pores des grains de sol saturé (fig.1.16) vers le niveau le plus bas.

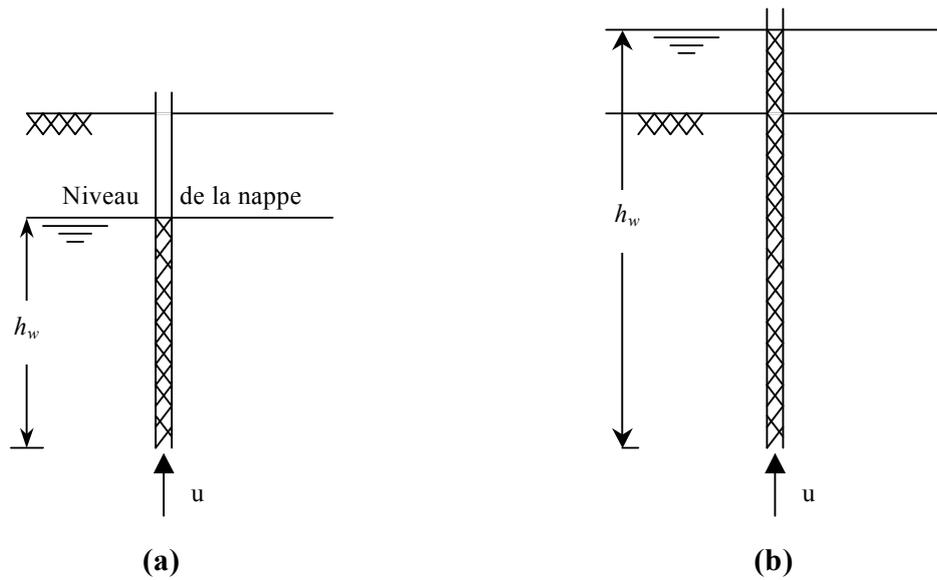


Figure 1.15 : Pressions interstitielles dans le cas hydrostatique

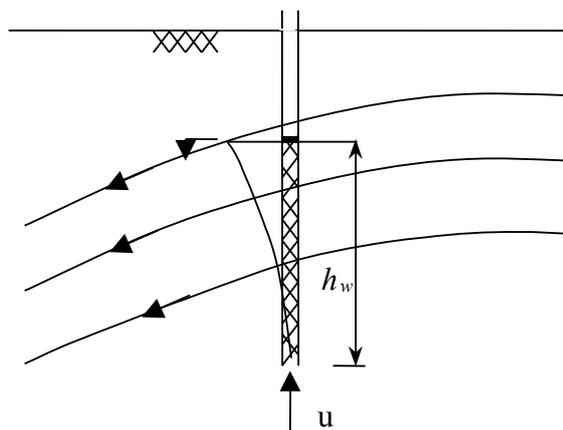


Figure 1.16 : Pression interstitielle en présence d'écoulement

La figure 1.17 schématise la variation de la pression interstitielle dans une région au voisinage de la surface libre d'une nappe.

A la surface de la nappe, la pression interstitielle est nulle. Au-dessous de la surface, la pression est proportionnelle à la profondeur h_w . Par convention la pression u est considérée positive :

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (1.72)$$

Immédiatement au-dessus du niveau de la nappe, le sol demeure saturé par le phénomène de capillarité, l'eau dans cette zone est en tension, ainsi la pression interstitielle est négative :

$$u = -\gamma_w \cdot h_{wl} \quad (1.73)$$

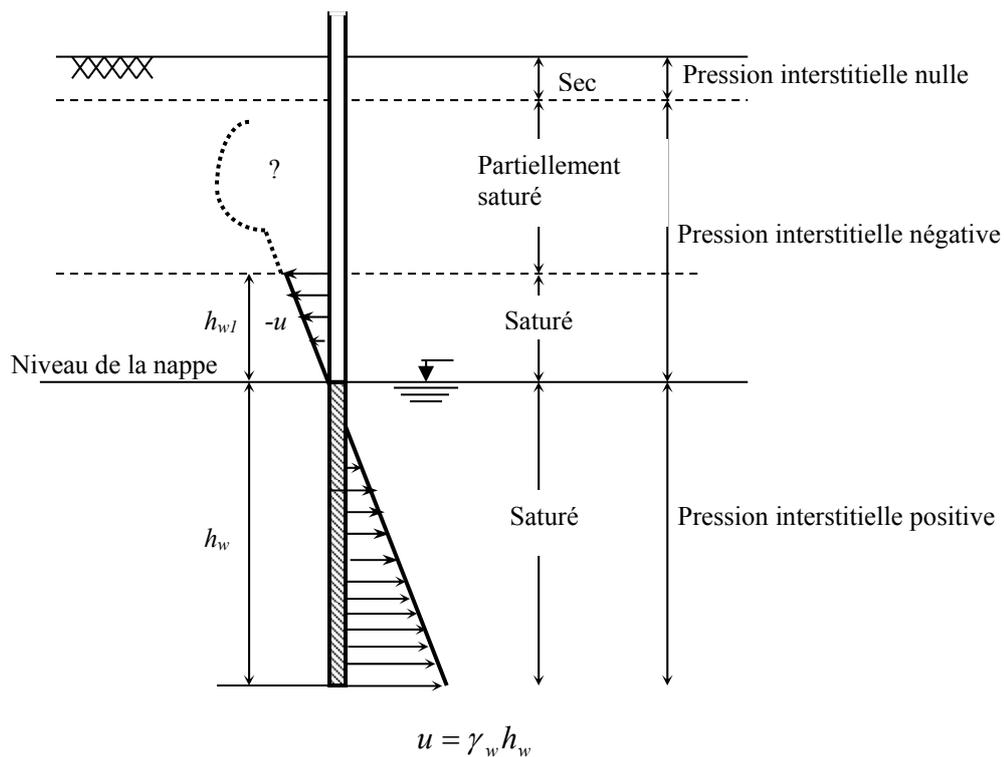


Figure 1.17 : Variation de la pression interstitielle dans une région au voisinage de la surface libre

La hauteur de la zone saturée par capillarité dépend des dimensions des grains et plus particulièrement des dimensions des pores.

Entre la zone saturée et la zone sèche, on trouve une zone partiellement saturée (milieu triphasique) qui contient les grains, l'eau et le gaz (air ou vapeur). La pression dans ce domaine partiellement saturé est encore mal connue.

1.7.2.3. Contrainte effective (σ') :

Il est évident que les instabilités peuvent être causées par le changement de la contrainte totale générée par le chargement d'une fondation ou terrassement ou remblaiement. Mais il n'est peut être pas évident que les instabilités des terrains peuvent résulter d'un changement de pression interstitielle u sans changement significatif de la contrainte totale σ (talus stable peut être instable après une pluie, paroi stable peut être instable après soulèvement du niveau de la nappe).

Le concept de contrainte effective σ' a été postulé par *Terzaghi* (1936) considéré comme le père de la mécanique des sols, en définissant la contrainte effective par la différence entre contrainte totale σ et pression interstitielle u de la manière suivante :

“All measurable effects of a change of stress, such as compression, distortion and a change of shearing resistance are due exclusively to changes of effective stress. The effective stress σ' is related to the total stress and pore pressure by: “

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.74)$$

La résistance au cisaillement de l'eau étant nulle, les phénomènes de viscosité mis à part, on a :

$$\tau = \tau' \quad (1.75)$$

Les équations 1.74 et 1.75 jouent un rôle fondamental dans la compréhension du comportement mécanique des sols.

La réponse d'un sol à des modifications de contrainte totale σ (compressibilité, résistance au cisaillement) dépend presque exclusivement du niveau des contraintes effectives σ' à l'intérieur de ce sol. Le principe de la contrainte effective σ' est probablement le plus important en géotechnique.

On note que la contrainte totale σ et la pression interstitielle u peuvent être évaluées ou calculées à partir des masses volumiques, des épaisseurs des couches et la position de la nappe phréatique. La contrainte effective σ' ne peut pas être mesurée, elle ne peut qu'être calculée.

1.7.2.4. Contraintes et pressions interstitielles dans un sol saturé :

a) Sans écoulement :

La figure 1.18 montre une couche d'un sol granulaire saturé sans présence d'écoulement. Les piézomètres indiquent le même niveau d'eau. Au point *A* la contrainte verticale totale est :

$$\sigma_v = \gamma_w \cdot z_w + \gamma_{sat} \cdot z \quad (1.76)$$

Où z_w : hauteur d'eau au-dessus de la surface du sol ;

z : profondeur du sol ;

γ_w : Poids volumique d'eau ;

γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol.

La pression interstitielle au point A est égale :

$$u = (z_w + z)\gamma_w \quad (1.77)$$

La contrainte effective au point A est la différence entre contrainte verticale totale et la pression interstitielle hydrostatique :

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u \\ \sigma' &= \gamma_w \cdot z_w + \gamma_{sat} \cdot z - (z_w + z)\gamma_w = (\gamma_{sat} - \gamma_w)z = \gamma' z \end{aligned} \quad (1.78)$$

Ainsi la contrainte effective est le poids volumique déjaugé multiplié par la profondeur du sol.

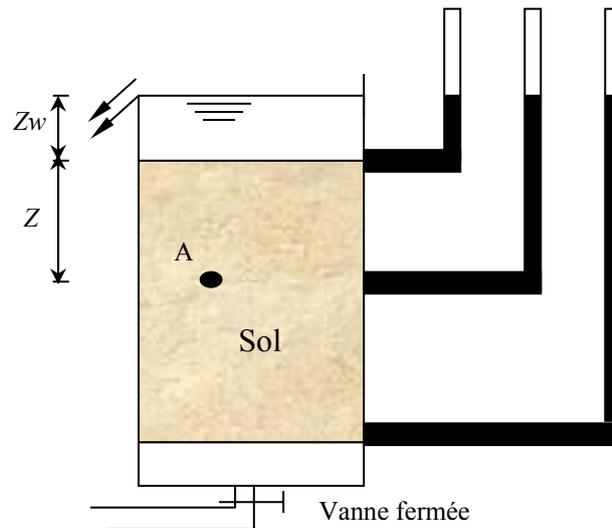


Figure 1.18 : Volume d'un sol soumis à des conditions hydrostatiques

b) Avec écoulement :

La figure 1.19 montre une couche d'un sol granulaire soumis à un écoulement ascendant, le niveau d'eau est maintenu constant pour assurer un écoulement permanent. Les piézomètres indiquent les niveaux d'eau pour une perte de charge fixée à une hauteur h :

Au point A :

- La contrainte totale est : $H_1\gamma_w$
- La pression interstitielle est : $H_1\gamma_w$
- La contrainte effective est alors égale à zéro

Au point B

- La contrainte totale est : $H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$
- La pression interstitielle est : $(H_1 + H_2 + h)\gamma_w$
- La contrainte effective est : $H_2\gamma' - h\gamma_w$

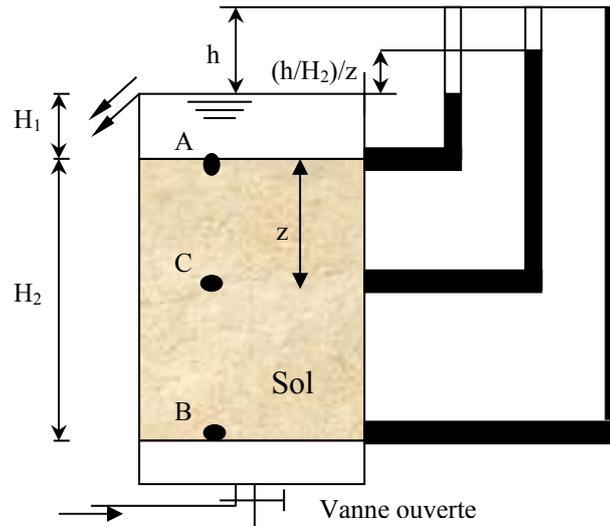


Figure 1.19 : Volume d'un sol soumis à un écoulement d'eau ascendant

Au point C situé à une profondeur z au-dessous de la surface du sol :

- La contrainte totale est : $H_1 \gamma_w + z \gamma_{sat}$
- La pression interstitielle est : $[H_1 + z + (h/H_2) z] \gamma_w$
- La contrainte effective est alors égale à : $z \gamma' - (h/H_2) z \gamma_w = z \gamma' - i z \gamma_w$

Il est important de noter que h est la différence de charge totale qui provoque l'écoulement.

Si l'écoulement s'effectue suivant les z décroissants (écoulement descendant) la contrainte effective est exprimée par :

$$\sigma' = (\gamma' + i \gamma_w) z \quad (1.79)$$

Si l'écoulement s'effectue selon les z croissants (écoulement ascendant) la contrainte effective est donnée par :

$$\sigma' = (\gamma' - i \gamma_w) z \quad (1.80)$$

Dans ce dernier cas, nous remarquons que si le gradient hydraulique atteint une valeur critique $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$, la contrainte effective s'annule ; cela signifie que la pression due à l'écoulement devient égale au poids volumique déjaugé du sable, si i devient supérieur à i_c l'écoulement entraînera des particules et provoquera le phénomène de renard.

1.8. Conclusion :

L'eau souterraine est toujours une source de difficultés importantes pour la réalisation des ouvrages. Elle est un facteur important et décisif dans la plupart des problèmes géotechniques. Tels que les problèmes liés à l'écoulement de l'eau générée par le creusement (érosion, altération, imbibition de terrains sensibles à l'eau), les problèmes liés à la pression de l'eau et à sa dissipation (pressions interstitielles dans les sols fins, renards, soulèvement) qui a un rôle important dans la déformation des sols, et ceux liés à la modification de l'équilibre hydrogéologique (dénoyage, consolidation engendrant des tassements).

L'écoulement de l'eau peut donc modifier fondamentalement la réaction du terrain au creusement des excavations, notamment en aggravant considérablement les risques d'instabilité à court terme. En outre, l'irruption d'eau avec des débits importants est susceptible dans certains cas de poser des problèmes d'exhaure ou même de noyer le chantier et de causer des pertes de vie humaines. D'où la nécessité de la prise en considération des effets de l'écoulement d'eau dans le calcul et dans l'analyse des comportements des ouvrages de soutènement.

L'ingénieur, confronté à des problèmes d'eau dans les sols, dispose maintenant d'un éventail de techniques de résolution lui permettant d'en obtenir la solution théorique. Il pourra ainsi mieux prévoir les moyens à mettre en œuvre pour ses travaux, ainsi que l'influence de ceux-ci sur la nappe et le sol.

Cependant, ces techniques, si perfectionnées soient-elles ne sont que des outils qui donnent la solution d'expressions mathématiques décrivant de manière approchée la réalité physique.

Mais les résultats ne vaudront que ce que valent les hypothèses adoptées. Les sols sont essentiellement hétérogènes et il est toujours très difficile d'en déterminer la perméabilité avec précision en particulier la perméabilité verticale.

Les résultats obtenus ne devront pas être appréciés en fonction de la précision de la méthode de résolution (largement suffisante), mais en fonction de l'incertitude souvent très grande liée aux paramètres du sol et aux conditions aux limites.

Chapitre 2

Différents types de soutènements des excavations

2.1. Introduction :

En ville, l'espace restreint pour le passage des ouvrages souterrains, (sous-sols d'immeubles, parkings, galeries, ouvrages d'assainissement, trémies, tunnels en tranchée couverte,...) à faible profondeur, oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble avec ou sans présence d'une nappe d'eau. Différents procédés de réalisation de ces soutènements de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

Il existe une grande variété de soutènements, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Cette distinction est fondée sur une différence de comportement et par suite sur une différenciation des méthodes de calcul de ces ouvrages. Les systèmes de soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories :

- soutènements gravitaires.
- soutènements flexibles.
- soutènements composites.

Dans ce chapitre nous allons exposer quelques descriptions très succinctes concernant le rôle et les différents types et procédés de soutènement dans le but de préciser les performances et le domaine d'application de chacun d'eux.

2.2. Rôle des soutènements :

Un ouvrage de soutènement est une construction qui permet, d'une façon générale, de retenir un massif de sol en place (cas des talus des déblais ou des excavations) ou de sol rapporté (cas des talus des remblais d'emprunt). L'excavation d'une fouille nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, les dimensions de l'excavation et la méthode utilisée. Le soutènement a pour but :

- de garantir la sécurité du personnel travaillant à l'intérieur de l'excavation ;
- d'assurer la stabilité des parois dès la phase de creusement du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations ;
- d'assurer l'étanchéité de l'excavation vis-à-vis des eaux souterraines ;
- de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après excavation, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

2.3. Différents types de Soutènement des excavations :

2.3.1. Parois moulées (semi-flexibles) :

La paroi moulée assure simultanément les fonctions de soutènement et d'étanchéité latérale en phase de travaux. Les phases de sa construction sont les suivantes :

- 1) Réalisation depuis la plateforme de travail d'une murettes guides qui a pour fonction :
 - de matérialiser l'implantation ;
 - de favoriser le guidage des matériels de perforation ;
 - de servir d'appui pour les manœuvres (tubes servant à créer les joints) ;
 - d'assurer la stabilité des terrains en tête de tranchée.
- 2) Perforation, qui se fait à l'aide de bennes de différents types (bennes à câbles, hydro- fraiseuse). Les largeurs usuelles vont de 0,5 à 1 m, la profondeur atteinte pouvant être de 20 à 30 mètres, parfois davantage. Cette perforation peut se faire à sec en conditions favorables, mais le plus souvent sous charge de boue (bentonite), afin d'assurer la stabilité de la tranchée.
- 3) Descente de la cage d'armature (ferrailage), en un ou plusieurs éléments.
- 4) Bétonnage au tube plongeur.

La paroi est généralement réalisée par la technique des panneaux alternés :

- creusement, ferrailage, puis bétonnage des panneaux d'ordre impair, avec mise en œuvre de tubes joints ;
- arrachage de tubes joints, creusement, ferrailage et bétonnage des panneaux d'ordre pair.

Si la paroi moulée est intégrée dans la structure définitive, elle aura un rôle porteur. Le calcul de stabilité sous charge verticale peut conclure à une fiche supérieure à celle nécessitée par la fonction de soutènement.

Plutôt que de prévoir un approfondissement généralisé de la paroi, on peut alors réaliser des parois à "*jambes de pantalons*" constituées de panneaux de profondeur variable. Cette technique permet également dans certains cas de réduire l'effet de barrage créé par l'ouvrage dans une nappe aquifère.

Suivant la hauteur et l'encombrement admissible pour la réalisation de l'ouvrage définitif, les parois peuvent, si nécessaire, être ancrées (avec tirants ou butons).

2.3.2. Parois préfabriquées (semi-flexibles) :

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

- 1) Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.
- 2) Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques (coulées sur place). La perforation se fait avec une boue (bentonite) qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment. Une variante consiste à forer directement en utilisant un coulis boue-ciment ou coulis auto-durcissant, dont le durcissement est retardé par l'ajout de divers additifs (adjuvants).
- 3) Descente et positionnement des panneaux préfabriqués dans la tranchée. Des dispositifs de guidage permettent d'obtenir un bon alignement des panneaux et de mettre en œuvre des joints d'étanchéité (water stop).

La paroi préfabriquée présente divers avantages par rapport à la paroi moulée classique :

- contrôle de qualité de la paroi plus aisé ;

- meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35 m d'épaisseur, a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60 m) ;
- meilleur aspect des surfaces (suppression du ragréage et du recépage) ;
- possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité, avec cependant des difficultés au niveau des joints entre éléments.

La paroi préfabriquée est bien appropriée à la réalisation des tranchées couvertes par la technique du terrassement en souterrain : raccordement aisé de la dalle de couverture sur des aciers en attente, réservation dans les panneaux au niveau des radiers. Certains panneaux peuvent comporter des niches intégrées.

On doit cependant souligner les limitations du procédé :

- ✓ le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois ;
- ✓ les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids (environ 40 tonnes avec les matériels de levage actuel). Cela restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

2.3.3. Rideaux de palplanches (flexibles) :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles. Ces rideaux sont auto-stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés ou butonnés.

L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation peut poser des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances (sonores et de vibrations) créées par le battage et le fonçage à proximité d'habitations :

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage (engin de battage : marteau) qu'avec celles de fonçage (engin : vibrofonneur) ;
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de sécurité entre le rideau à édifier et les façades des immeubles.

Pour des ouvrages permanents, des précautions sont à prendre vis-à-vis des altérations par corrosion (surpasseur d'acier, revêtements anticorrosion (bitumineux, peintures...)).

2.3.4. Parois berlinoises et techniques dérivées :

Cette technique de réalisation de soutènement provisoire consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Généralement les profilés sont descendus dans des forages et scellés dans du béton sur leur hauteur située sous le fond de fouille projetée. Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté, généralement légèrement armées en treillis soudés.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements ;
- terrain non boulant.

Dès que la hauteur du soutènement dépasse plusieurs mètres, les profilés doivent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants.

Il existe diverses variantes de cette technique, notamment la paroi "*parisienne*" dans laquelle le profilé est un poteau préfabriqué en béton armé avec des armatures en attente qui peuvent être ultérieurement déployées et liaisonnées au blindage. On peut ainsi réaliser une paroi à caractère permanent.

2.3.5. Soutènement par clouage :

La technique du soutènement par clouage permet la réalisation d'excavations à parement vertical ou incliné, stabilisées par la mise en place d'armatures subhorizontales placées dans le massif au fur et à mesure du terrassement (fig.2.1).

Le domaine d'emploi est à peu près le même que celui des parois berlinoises, il s'agit donc dans la majorité des cas de soutènements provisoires. La construction d'une paroi clouée s'effectue par tranches successives comportant trois phases :

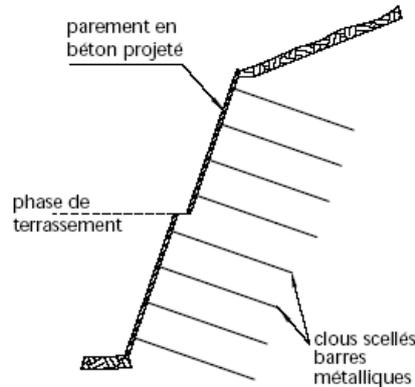


Figure 2.1 : Coupe transversale de paroi clouée et phasage de construction

- le terrassement du sol sur une hauteur généralement comprise entre 1 et 2 mètres ;
- la réalisation d'une "peau" en parement le plus souvent constituée de béton projeté ;
- la mise en œuvre des clous, soit par scellement de barres dans des forages, soit par battage ou vibrofonçage de profilés métalliques.

La technique est applicable dans la plupart des terrains, à condition qu'ils soient situés hors nappe (ou éventuellement drainés) et non bouillant. Elle est cependant à éviter dans les argiles en raison des faibles valeurs du frottement latéral sol-clou dans ces terrains. Selon la technique utilisée (forage ou battage) et la nature du sol, les longueurs et densité de clous sont variables : longueur comprise entre 0,6 et 1,2 H (avec H : hauteur du soutènement), de 2 clous par mètre carré de parement à 1 clou pour 6 mètres carrés [D'après le Centre d'Etude des Tunnels -France – (1998)].

Un avantage de cette technique est le faible encombrement de chantier, ce qui permet une progression parallèle du soutènement et des travaux de terrassements généraux. Il faut naturellement disposer des emprises nécessaires à la mise en place des clous, ce qui peut réduire les possibilités d'emploi en site urbain.

2.3.6. Autres méthodes :

- **L'ancienne méthode de fouille blindée** est d'un emploi limité à des chantiers de peu d'importance ;
- **Les pieux forés, jointifs ou sécants**, peuvent être réalisés même si le substratum est très résistant ;

- Les techniques d'injection (« *jet Grouting* »), voire de congélation sont un complément intéressant.

2.4. Domaine d'application :

2.4.1. Qualité du terrain encaissant – Caractères des diverses méthodes de soutènement :

Le tableau 2.1 ci-après, (publié par le centre d'études des tunnels –France- (1998) [22], sur la base des différents guides relatifs aux ouvrages de soutènement et la conception générale du génie civil des tranchées couvertes), récapitule les différents procédés de soutènement de fouilles en précisant les terrains qui leur sont favorables, les principaux caractères des méthodes ainsi que les modes de fondations qu'elles supposent.

En règle générale, ces méthodes peuvent être envisagées avec un rabattement de nappe lorsqu'il est nécessaire. Dans le cas de rideaux de palplanches ou de parois moulées on peut avoir intérêt à ficher leur pied dans un niveau imperméable lorsqu'il existe à une profondeur économique. Si le terrain perméable règne jusqu'à grande profondeur, le recours à un sous radier injecté peut être nécessaire pour limiter le pompage (fig.2.2).

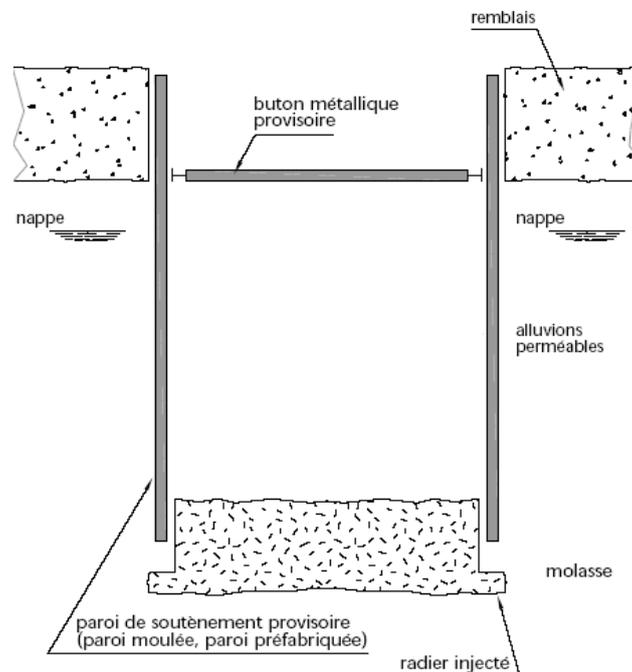


Figure 2.2 : Réalisation d'une excavation en tranchée en terrain aquifère avec soutènement provisoire et radier injecté

Méthodes de soutènement	Domaines d'emploi	-Nature de terrains -Conditions hydrauliques	Avantages	Inconvénients
Fouilles blindées butonnées	- réalisation des pieds droits - petits ouvrages	- terrains hors nappe non bouillant	- méthode d'intervention en emprises limitées	- délais importants
Parois berlinoises	- soutènement provisoire des fouilles	- terrains meubles ou durs compatibles avec des techniques de forage de pieux - terrains secs ou pouvant être drainés facilement	- méthode souple, très fréquente en site urbain, - peu coûteuses - pas de limitation de profondeur (possibilité de plusieurs niveaux de butonnage ou d'ancrage) - sert de coffrage pour le cadre intérieur d'ouvrages souterrains	- comparer le coût du soutènement provisoire + cadre intérieur avec celui de parois intégrées dans la structure.
Parois clouées	- soutènement provisoire	- terrains meubles non bouillant ou roche tendre. - à éviter dans les argiles. - terrain hors nappe ou pouvant être drainé	- méthode souple, mise en œuvre simultanément au terrassement + matériel léger. - peu coûteuse en terrain favorable	- nécessité d'emprises disponibles
Rideaux de palplanches	- soutènement provisoire ou permanent	- terrains meubles	- pas de décompression des terrains - écran semi-étanche.	- nuisances pour les riverains (bruit – vibrations) - limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains. - en règle générale palplanches non récupérables
Parois moulées	- soutènement permanent	- adaptable à tous les terrains sauf rocher, - possibilité de travailler dans la nappe	- pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur. - possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. - permet de réaliser la couverture avant les gros travaux	- nécessite une plateforme de travail horizontale - matériel lourd - raccordement des radiers - ne permet pas une étanchéité extérieure.
Parois préfabriquées	- soutènement permanent	- idem parois moulées	- larges possibilités d'intégration à la structure (réservations dans les panneaux) - aspect fini - qualité du béton	- nécessite une centrale de préfabrication et un stockage de panneaux (surface > 1000 m ² . - dimension des panneaux limitées par la capacité de manutention à 400 KN (ou 40 tonnes).
« Jet Grouting »			- possibilité de parois composites : Paroi de soutènement prolongée par une paroi d'étanchéité	

Tableau 2.1 : Récapitulatif des différents types de soutènement des excavations profondes
[D'après le Centre d'Etude des Tunnels -France – (1998)]

2.4.2. Environnement :

Ce genre d'excavations en tranchées, généralement nécessaires pour réaliser les sous-sols d'immeubles ou des passages inférieurs et souterrains telles que les trémies et les sections de tunnels en tranchée couverte, sont essentiellement réalisées en zones urbaines et supposent un site de surface libre de toute construction. Ainsi, dans le cœur des villes, l'implantation de telles excavations en tranchées est-elle limitée strictement au tréfonds de la voirie de surface.

Dans certains cas, l'incidence des tranchées par rapport à l'écoulement des nappes souterraines doit être prise en compte : présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

La limitation des impacts du chantier en milieu urbain, peut imposer le recours à des solutions spéciales adéquates exigées par le site.

2.4.3. Incidence de l'eau souterraine :

L'eau souterraine est toujours une source de difficultés importantes pour la réalisation des ouvrages. Et pose de nombreux problèmes :

- problèmes liés à la circulation de l'eau engendrée par le creusement (érosion, altération, imbibition de terrains sensibles à l'eau) ;
- problèmes liés à la pression de l'eau et à sa dissipation (pressions interstitielles dans les sols fins, renards, soulèvement) ;
- problèmes liés à la modification de l'équilibre hydrogéologique (dénoyage, consolidation engendrant des tassements).

L'eau peut donc modifier fondamentalement la réaction du terrain au creusement des excavations, notamment en aggravant considérablement les risques d'instabilité à court terme. En outre, l'irruption d'eau avec des débits importants est susceptible dans certains cas de poser des problèmes d'exhaure ou même de noyer le chantier et de causer des pertes de vies humaines.

D'où la nécessité de la prise en considération des effets de l'écoulement d'eau dans le calcul et l'analyse des comportements des ouvrages de soutènement.

2.5. Précautions d'emploi et performances :

La principale difficulté provient plutôt du site que du procédé. En zone urbaine, les opérations d'implantation des installations, d'évacuation des déblais et de bétonnage sont toujours compliquées.

Le maintien des circulations de surface oblige, de plus, à effectuer les travaux avec promptitude et à prévoir des ouvrages provisoires onéreux.

D'autres difficultés peuvent surgir lors de la construction des murs de soutènement, notamment en cas de rencontre d'obstacles souterrains (réseaux divers non repérés, anciennes constructions, fontis ...). Il y a intérêt, en la matière, à tout mettre en œuvre pour améliorer l'exactitude des plans des réseaux souterrains existants. Leur déplacement est une tâche contraignante et coûteuse. A titre d'exemple : Durant ma mission d'ingénieur Chef de projet au sein de la Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Biskra (Algérie), j'ai constaté que le coût du déplacement et déviation des réseaux divers pour évacuation de l'emprise du projet, dans le cadre de la réalisation de la trémie (passage souterrain) sous voies ferrées de la ville de Biskra -Algérie- (2003-2004), était de 30% du coût total du projet !

Les délais d'exécution des soutènements de talus verticaux varient rapidement selon l'importance des moyens de chantier mis en œuvre et la résistance des terrains rencontrés. La cadence peut être limitée par des considérations d'environnement et de parc à matériel.

Aussi, la réalisation de soutènement de telles excavations à proximité d'habitations n'élimine pas totalement les risques d'affaissements, surtout en présence d'eau dans le sol, et suppose en conséquence que soient prises toutes précautions à cet égard (rigidité suffisante du soutènement de fouille, reprise en sous-œuvre des fondations d'immeubles, traitement des terrains...). Ainsi qu'un suivi hydrogéologique en continu jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage et même parfois durant la période de son service.

2.6. Suivi hydrogéologique :

En site urbain, en présence d'une nappe phréatique (cas fréquent dans beaucoup de régions du monde), il est impératif d'assurer un suivi hydrogéologique rigoureux qui consiste à :

- D'une part la surveillance de l'évolution des débits d'eau à l'intérieur de l'excavation, venues ponctuelles d'eau, drains, captages, exhaure générale, ...etc. ;
- Et d'autre part la surveillance des effets des excavations des terres sur l'environnement hydrogéologique réalisée au travers d'un suivi piézométrique en surface à partir de piézomètres ou de puits,

- Dans certains cas, des analyses chimiques d'eau sont utiles pour préciser la provenance des eaux ou l'existence de circulation d'eau susceptible d'entraîner des dissolutions.

2.7. Conclusion :

A partir de l'analyse et la compréhension des phénomènes entraînés par les excavations telle que la modification de l'état de contrainte et de déformation du massif du sol. De l'analyse aussi des contraintes liées aux caractéristiques fonctionnelles du projet et à son environnement, on est à même de définir le principe des interventions à effectuer pour maîtriser les effets de l'excavation.

En raison de leur diversité, les différents types de soutènements décrits ci-dessus permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité.

Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel travaillant sur chantier.

Les soutènements doivent être définis avec une précision suffisante pour garantir leur efficacité. Et on doit porter une attention particulière aux éléments suivants :

- capacité d'adaptation à la forme de l'excavation ;
- continuité des soutènements, jonction entre éléments (palplanches, parois moulées etc...) mis en place lors des phases successives ;
- contact soutènement-terrain, possibilité de conserver un soutènement de forme régulière bien plaqué au terrain malgré les irrégularités de l'excavation ;
- possibilité de renforcement rapide du soutènement.

Une attention très particulière doit également être apportée aux problèmes liés à la présence d'eau et à ses mouvements dans le sol.

Chapitre 3

Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles.

3.1. Introduction :

Les soutènements flexibles constituent une manière efficace pour soutenir un massif de terres, en les installant par enfoncement dans le sol sous forme d'écrans verticaux composés de longs éléments minces (acier, béton ou bois). OÙ le sol constitue, au même temps, l'appui et la charge pour ces ouvrages. Dont Le report des efforts de poussée se fait en profondeur par la longueur de la partie inférieure (*longueur d'encastrement*) communément désignée par *la fiche*.

Comparés aux murs massifs de soutènement gravitaire (en béton ou en maçonnerie de pierres), les soutènements flexibles se distinguent essentiellement par les redistributions de pressions des terres que provoquent leurs déformations et la présence d'éléments de stabilisation (ancrage) tels que les tirants ou les butons.

Les soutènements flexibles sont des structures, dans lesquelles des moments de flexion sont développés sous l'effet des pressions latérales du sol et des pressions de l'eau, et elles doivent être conçues de sorte qu'elles puissent résister au moment maximum de flexion. Ceci conduit à des ouvrages de fonctionnements complexes qui ne peuvent être appréhendés correctement à partir des théories simples telles que les calculs classiques de poussée active « *poussée* » ou de poussée passive « *butée* » des terres.

Pour cette raison, plusieurs méthodes d'analyse, de différents niveaux de complexité, ont été développées pour ces ouvrages : études théoriques, expérimentales (tant sur modèles réduits que sur rideaux réels), et simulations numériques.

Les méthodes de calcul des écrans de soutènement en usage aujourd'hui sont très diverses, des méthodes nées au début du 20^{ième} siècle et des méthodes développées à partir des années 1970, des méthodes complètement empiriques et des méthodes reposant uniquement sur des modèles théoriques, des méthodes prétendant rendre compte du comportement en service des ouvrages, tout en étant qualifiées des méthodes « à la rupture ».

Le développement, au début du 20^{ième} siècle, des écrans de soutènement, ouvrages souples prenant appuis dans le terrain et présentant une déformation propre, va élargir considérablement la question de l'interaction sol-structure. A la question de la poussée des terres s'ajoute maintenant la question de la butée des terres, compte tenu de l'appui opposé par le sol à la partie en fiche de l'ouvrage. A la cinématique de rotation en pied s'ajoutent des cinématiques de rotation en tête.

Dans ce chapitre, nous présentons les éléments bibliographiques les plus importants concernant le comportement de ces ouvrages ainsi que les théories et méthodes de calcul.

3.2. Historique du développement des méthodes de calcul des soutènements :

Le dimensionnement des murs de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du 18^{ième} siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet [dont *Bullet* (1691), *Gautier* (1717), *Couplet* (1726 et 1727), *Bélicor* (1729), *Gadroy* (1746), *Rondelet* (1767)] est présentée par *Heyman* (1972) cités dans [*Plumey* (2007)].

Verdeyen (1959) cité dans [*Plumey* (2007)] donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les murs de soutènement prennent une place importante.

En fonction de la nature et des conditions de leur environnement, les ouvrages de soutènement ont toujours présenté des particularités importantes et très variées d'un type à l'autre. Le comportement d'une structure de soutènement ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface :

« *Interaction sol-structure* ». Les premières réflexions sur l'interaction sol-structure remontent à l'étude des pressions latérales exercées par le sol contre un mur de soutènement.

Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure de soutènement, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime. Une analyse structurale couplée sol-structure permet, si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives, d'assurer cette compatibilité.

Les outils nécessaires à de telles analyses sont néanmoins assez récents comparativement à l'intérêt porté aux structures liées au sol par les premiers mathématiciens modernes, qui remonte au 18^{ième} siècle. Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure. La difficulté à représenter le sol par un modèle mathématique, conséquence de sa grande hétérogénéité in situ et de la complexité de son comportement (anisotropie, non linéarité, irréversibilité), fait que les expériences pratiques préalables sur des ouvrages similaires ont également joué un rôle prépondérant dans le développement des connaissances.

L'identification successive de ces nouveaux aspects de l'interaction sol-structure des soutènements et les tentatives d'y apporter des réponses, ces dernières, tenant par ailleurs compte des outils généraux alors disponibles, constituent autant d'étapes du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènements. La figure 3.1, [D'après *Delattre (2001)*], illustre bien les directions prises par ces développements, et qui sont au nombre de quatre :

- 1) La voie empruntée semble-t-il de prime abord se situe dans la lignée des travaux menés à partir du 18^{ième} siècle dans le domaine des murs de soutènement. Les travaux réalisés font largement appel aux théories de poussée développées antérieurement, ainsi qu'à la statique et aux méthodes de la résistance des matériaux. Elles ont permis le développement des méthodes dites « classiques » ;

- 2) A cette première approche s'adjoint assez vite l'approche fondée sur la notion de module, ou coefficient de réaction dont les bases ont été définis à la fin du 19^{ième} siècle. Cette approche reste toutefois peu développée pendant toute la première moitié du 19^{ième} siècle car elle nécessite des moyens d'intégration qui ne sont réellement mis à la disposition de l'ingénieur qu'avec l'apparition du calcul informatique, dans les années 1960 ;
- 3) Très tôt, ces approches théoriques se heurtent à des limites dans la représentation des phénomènes physiques et une branche empirique se développe ; celle-ci va rester présente tout au long du 20^{ième} siècle et va contribuer à l'élaboration d'un référentiel en termes de comportement observé des ouvrages ; référentiel toujours en usage ;
- 4) Ultérieurement, le domaine des ouvrages de soutènement va bénéficier de progrès réalisés dans les domaines de la mécanique et des méthodes numériques, pour constituer, à partir des années 1970, à l'égal des autres catégories d'ouvrages géotechniques, un champ d'application de la méthode en continuum représentée par la méthode des éléments finis.

A la lumière de ces dernières directions, on remarque que les développements des méthodes de calcul des écrans de soutènements sont passés par trois principales étapes :

- **1^{ère} étape** : correspond au passage du mur de soutènement à l'écran de soutènement, avec la modélisation de la réaction en fiche du sol. A cette première étape sont associés, d'une part, les développements en matière de méthode de calcul des équilibres limites de butée et, d'une part, la méthode d'analyse de l'équilibre de l'écran dite de la butée simple.
- **2^{ème} étape** : celle de la prise en compte de la flexibilité de l'écran dans sa partie en fiche. Cet aspect du comportement des ouvrages constitue l'enjeu central des recherches dans le domaine pendant trente ans, de 1930 à 1960, et donne lieu à de nombreuses propositions.
- **3^{ème} étape** : celle de la prise en compte généralisée de la flexibilité relative de l'écran et du sol, qui est rendue possible par la méthode du coefficient de réaction.

Les méthodes actuelles d'analyse des soutènements s'appuient sur le comportement couplé sol-structure et l'intègrent de façon adéquate pour chaque type de soutènement en fonction de ses particularités, de ses conditions d'appui et de son environnement.

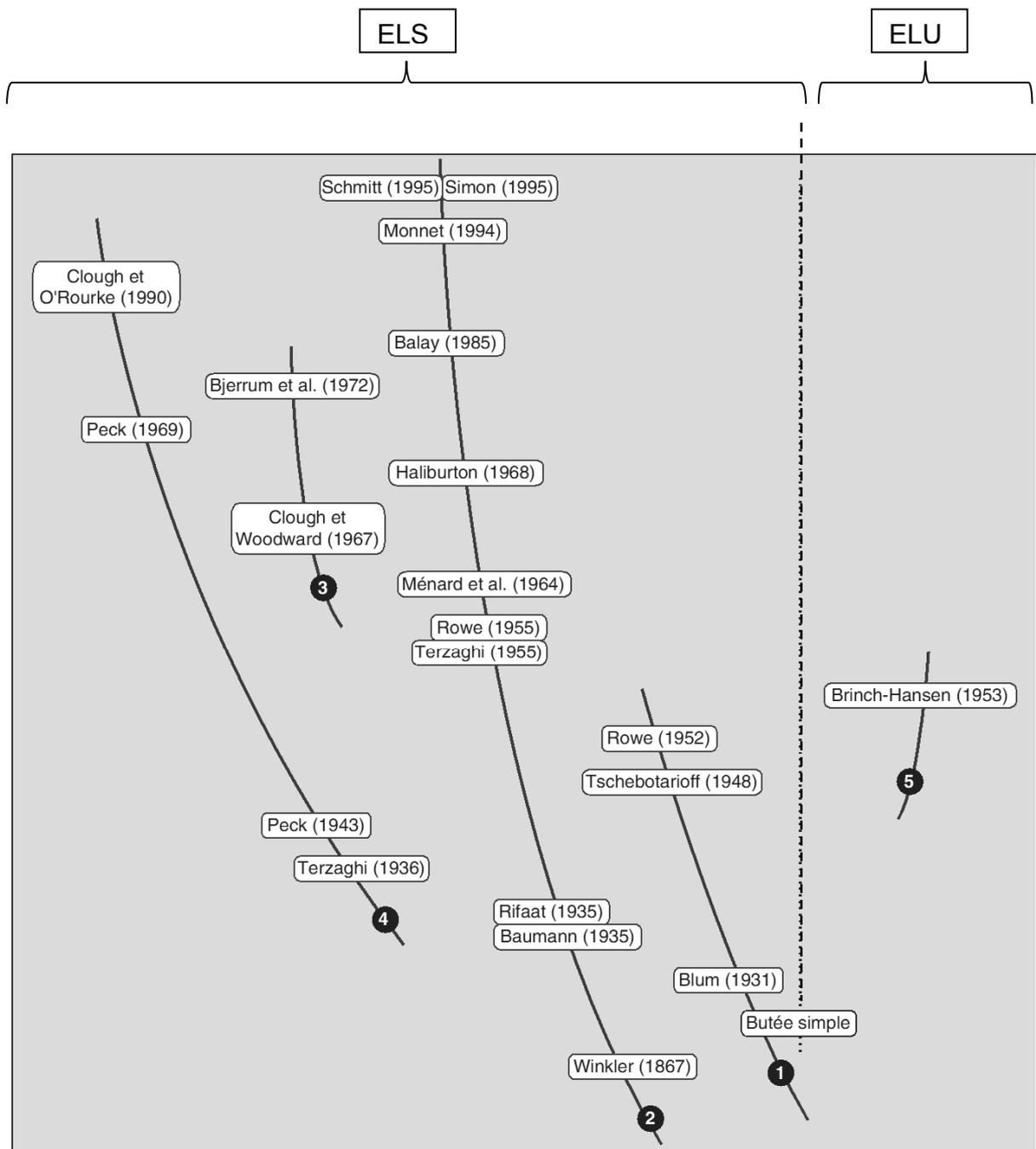


Figure 3.1 : Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement.

La partie gauche de l'arbre représente les méthodes de calcul à l'état limite de service (ELS) [(1) : méthodes classiques, (2) : méthode du coefficient de réaction, (3) : méthode des éléments finis, et (4) : méthodes empiriques, de gauche à droite]. Tandis que la partie droite de l'arbre [(5) représente les méthodes d'état limite (ELU)]. D'après Delattre (2001).

3.3. Comportement et différentes méthodes de calcul des soutènements :

Dans le domaine des ouvrages de soutènement, la domination des murs – poids en maçonnerie jusqu'au début du 20^{ème} siècle a conduit à concentrer, depuis les prédécesseurs de *Coulomb* jusqu'à *Boussinesq*, les travaux de recherche sur la poussée des terres exercée sur ce type d'ouvrages [Delattre (1999) & (2001)]. Sur ce sujet, la réussite des ingénieurs des 18^{ème} et 19^{ème} siècles est incontestable puisque ce sont encore leurs travaux qui sont à la base du dimensionnement des ouvrages à travers le monde.

Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement des remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations (voir chapitre 2 ; §2.4), dont ils accompagnent le développement tout au long du 20^{ème} siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings, etc....

3.3.1. Ecrans des soutènements flexibles :

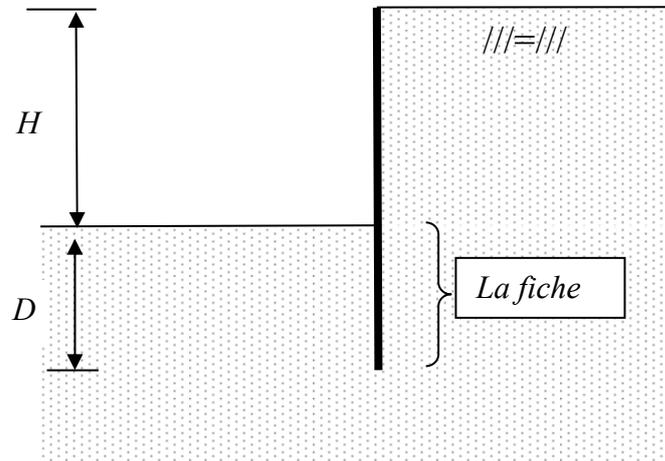
3.3.1.1. Comportement des soutènements flexibles :

Les soutènements flexibles (rideaux de palplanches, parois moulées,...) sont habituellement utilisés pour séparer deux zones de sol de niveaux différents (dénivelée). Si la dénivelée est faible, l'écran est conçu sous forme d'une poutre console *encastrée en profondeur* dans le sol (fig. 2.2a). Pour le cas des grandes dénivelées les écrans sont habituellement *ancrés* (fig.2.2b).

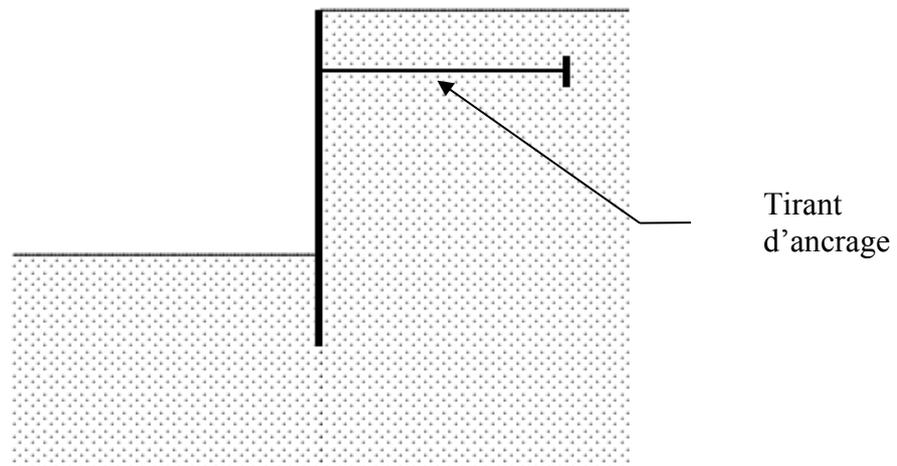
Les rideaux de palplanches et les parois moulées, d'après *Masrouri* (1986), ont des comportements analogues lorsqu'ils jouent le rôle de soutènement et sont de ce fait justiciable des mêmes méthodes de calcul.

Le procédé de conception se compose habituellement de plusieurs étapes, dans lesquelles les principes de la géotechnique et de la mécanique des sols jouent un rôle important. Conceptuellement les mécanismes d'un écran flexible supposent que sur le côté supérieur des pressions des terres horizontales actives agissent sur l'écran (*poussée*), et que sur la partie inférieure du sol, des pressions des terres latérales passives sont produites (*butée*).

Ces hypothèses sont une conséquence logique de la supposition de l'existence d'une différence de niveau de sol, laquelle tendra à pousser l'écran vers la partie basse du sol (vers la gauche sur la figure 3.2). Les soutènements flexibles doivent alors leur stabilité à la butée sur leur fiche et éventuellement à l'ancrage.



(a) : Ecran de soutènement flexible encastré en pied et sans ancrage



(b) : Ecran de soutènement flexible ancré

Figure 3.2 : Ecran de soutènement flexible

La distribution des pressions latérales le long de l'écran provoquera des moments de flexion dans la structure. Et notons que la répartition des contraintes de poussée ou butée le long des écrans rigides en translation est trapézoïdale (avec surcharge) ou bien triangulaire (sans surcharge). Pour les parois flexibles, cette répartition peut être modifiée par l'effet de voûte : les contraintes augmentent aux points les plus rigides et diminuent le long des

éléments les plus souples. La répartition des contraintes est fonction de la nature et de l'amplitude des déformations et des déplacements de l'écran (fig. 3.3a et 3.3b).

De plus, pour le calcul de ces ouvrages, il est nécessaire de tenir compte de la distorsion des diagrammes des pressions active et passive du sol liée à la déformation des rideaux.

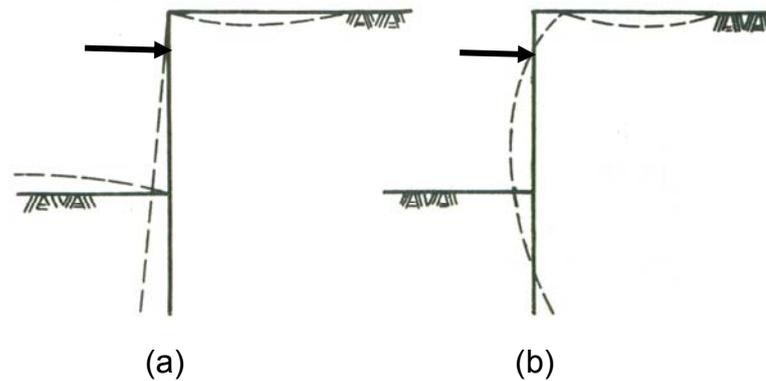


Figure 3.3 : (a) Les déplacements d'une paroi rigide.

(b) Les déplacements d'une paroi flexible.

D'après *Masrouri* (1986), pour *Pachshaw* (1948), les écrans ayant une déformation égale ou plus grande que 5 % de leur hauteur totale, peuvent être considérés comme des parois flexibles. Mais les essais de *Bros* (1972) montrent l'existence de l'effet de voûte pour une déformation de 0.26 % de la hauteur de l'écran. Ainsi, une paroi moulée ne peut être considérée comme rigide.

D'après *Mesta. & Prat* (1999), l'ouverture d'une excavation devant un rideau de palplanches provoque les phénomènes suivants :

- Derrière le rideau, le sol est mis en poussée sur presque toute la hauteur de la partie excavée ;
- Devant le rideau, la contrainte verticale effective est réduite à cause de l'excavation, et la contrainte horizontale effective est augmentée à cause du mouvement du rideau vers l'aval. Ce mouvement peut conduire à un mécanisme de rupture en butée ;
- Un soulèvement du sol se produit devant le rideau. Ce mouvement entraîne le développement d'un frottement qui tend à déplacer le rideau vers le haut ;

- Derrière le rideau, le massif de sol et la composante verticale des forces d'ancrage génèrent un frottement qui s'oppose au mouvement précédent ;
- Une rotation du rideau est généralement observée ;
- La répartition des contraintes à l'amont et à l'aval dépend de l'amplitude de la rotation des palplanches, des déplacements de l'ancrage et de la flexibilité du rideau ;
- L'installation d'un ancrage ou d'un buton a pour effet d'annuler en partie le déplacement latéral provoqué par l'excavation. La partie supérieure est alors en butée ;
- les autres phases d'excavation ramènent en général la poussée des terres à une valeur proche de la poussée limite.

La figure 3.4 illustre en partie les phénomènes cités ci-dessus.

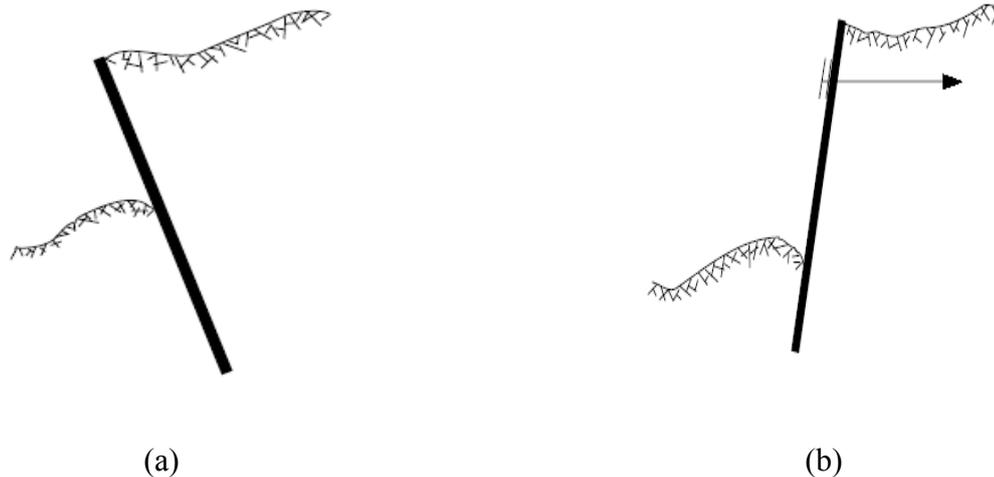


Figure 3.4 : Rupture par rotation d'un rideau de palplanches :

(a) : Rotation autour du pied d'un rideau sans ancrage ;

(b) : Rotation autour de point de l'ancrage (rideau ancré).

3.3.1.2. Schémas de ruines des soutènements flexibles :

D'après *Kastner*, il est important de bien connaître les différents modes de ruine possibles de ces ouvrages afin de bien les prendre en compte lors de la conception d'un tel soutènement. On peut distinguer les types de rupture suivants :

a) Pour les ouvrages non ancrés :

- Rupture par déversement : causée par une fiche insuffisante (fig. 3.5) ;

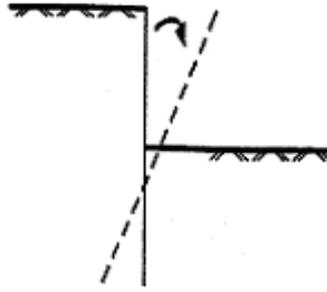


Figure 3.5 : Rupture par déversement

- Rupture par flexion excessive du rideau : causée par le sous dimensionnement du rideau (fig. 3.6).

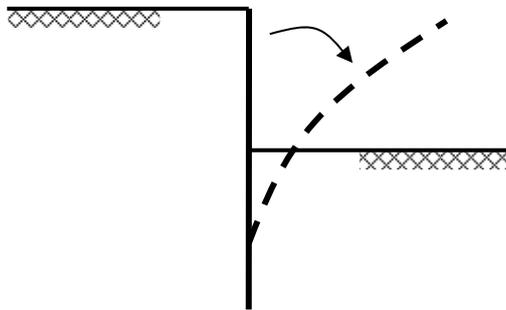


Figure 3.6 : Rupture par flexion excessive

b) Pour les ouvrages ancrés ou butonnés :

- Rupture par défaut de butée : causée par une fiche insuffisante (fig. 3.7) ;

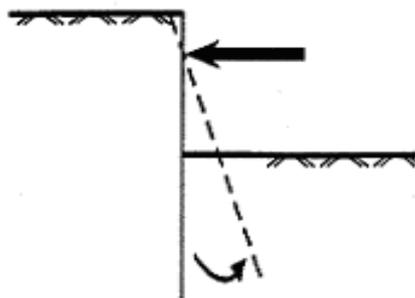


Figure 3.7 : Rupture par défaut de buté

- Rupture par déversement par insuffisance d'ancrage ou de butonnage (fig. 3.8) : causée par :
 - Rupture du scellement d'ancrage (fig. 3.8a) ;
 - Rupture de tirant d'ancrage (fig. 3.8b) ;

- Flambement des butons (fig. 3.8c).

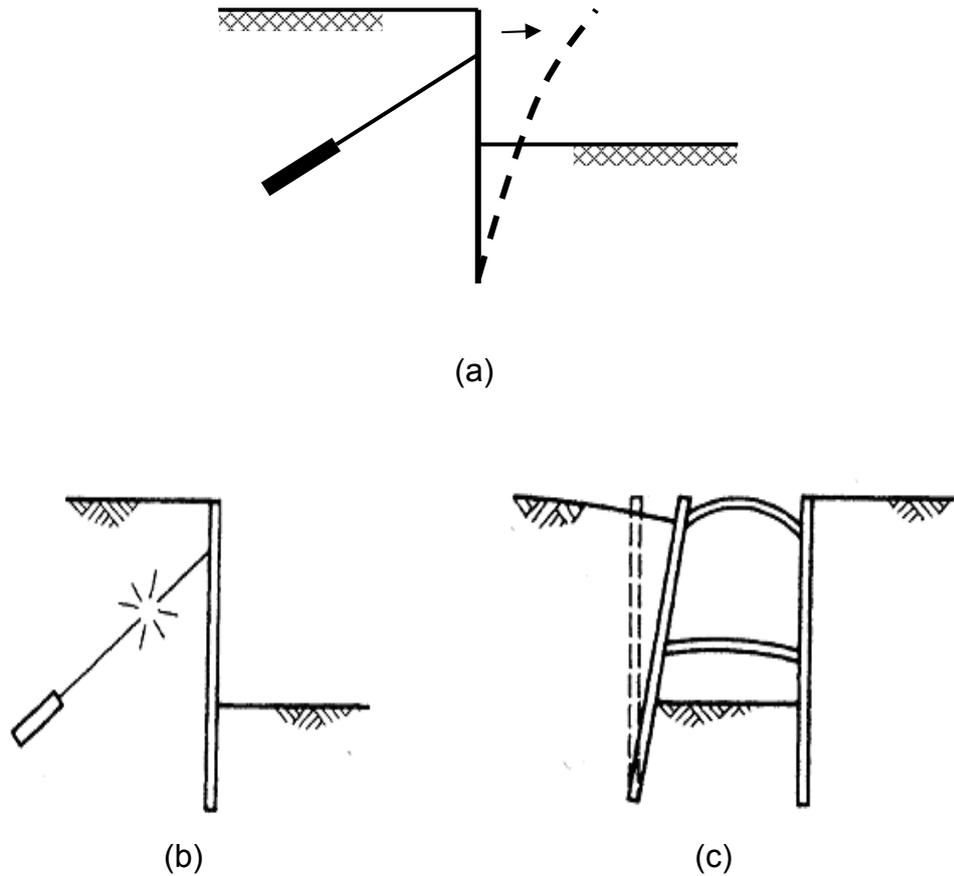


Figure 3.8 : Rupture par déversement par insuffisance d'ancrage ou de butonnage.

➤ Ruine d'ensemble : causée par un ancrage trop court (fig. 3.9)

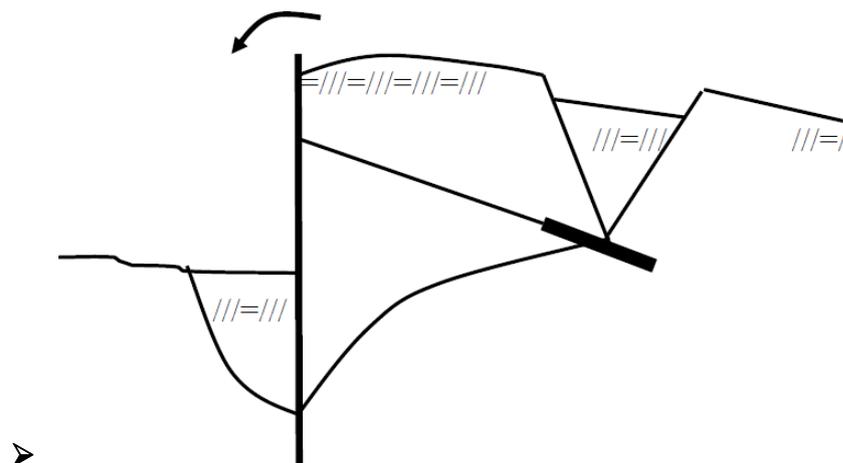


Figure 3.9 : Ruine d'ensemble.

➤ Rupture par poinçonnement (fig. 3.10) : causée par :

- Ancrage trop incliné ; - Ecran trop mince ; et - Sol très mou.

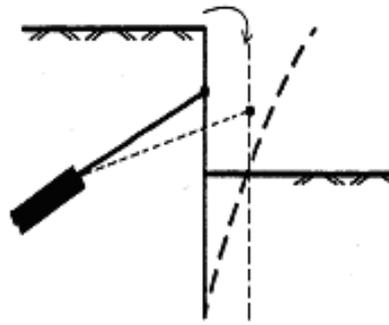


Figure 3.10 : Rupture par poinçonnement.

- Rupture par déformation excessive (fig. 3.11) : causée par :
 - Toutes les causes précédentes ;
 - Précontrainte insuffisante de l'ancrage ;
 - Rideau trop flexible ;
 - Mauvais phasage des travaux.

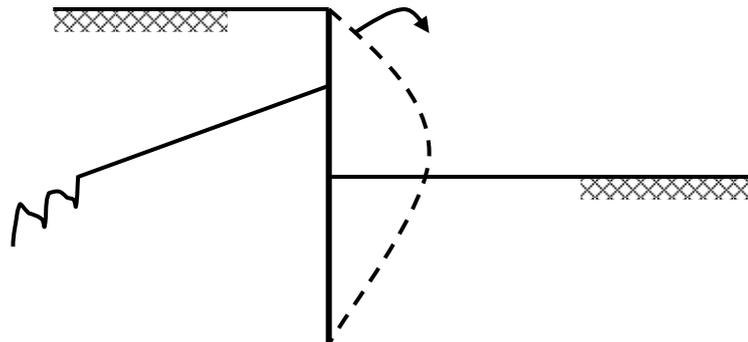


Figure 3.11 : Rupture par déformation excessive.

- Rupture par grand glissement (fig. 3.12) :

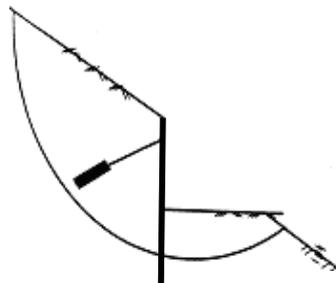


Figure 3.12 : Rupture par grand glissement.

3.3.1.3. Distribution des pressions des terres sur l'écran :

D'après *Delattre* (2001), *Coulomb* (1773) et *Rankine* (1857) ont proposé une distribution triangulaire de la pression des terres sur un mur de soutènement. Pour les rideaux flexibles, ce schéma surestime le moment fléchissant et les ouvrages ainsi calculés sont surdimensionnés.

La validité de cette théorie a été mise en cause pour la première fois en 1906 par les ingénieurs Danois. En 1935 *Stroyer*, cité dans [*Delattre* (2001)], fait des essais sur modèles réduits, et propose une distribution différente, qui conduisent à des moments fléchissant plus faibles que ceux obtenus par la théorie de *Coulomb*.

Blum (1931) cité dans [*Delattre* (2001)], développe une méthode de calcul de la poussée et butée des terres. *Ohde* (1938) cité dans [*Delattre* (2001)], confirme les résultats de *Stroyer*, (fig. 3.13).

Tschebotariouff (1944-1948) cité dans [*Delattre* (2001)], publie ses résultats et *Rowe* (1952-1955) cité dans [*Delattre* (2001)], après une importante campagne d'essais analyse plus précisément ce sujet.

Terzaghi (1953) cité dans [*Delattre* (2001)], en se basant sur les résultats de *Rowe*, analyse le comportement des différents types de sol au contact des murs de soutènement. Il note que la répartition de pressions actives dépend, en grande partie de la manière dont l'écran se déplace (fig. 3.14).

Les études de ces auteurs montrent que les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

- La densité du massif, nature du sol et sa stratification ;
- L'angle de frottement interne du sol ;
- La cohésion c ;
- L'angle de frottement sol - écran δ ;
- La flexibilité de l'écran ;
- Le mode de son déplacement et de sa déformation possible ;
- L'inclinaison de l'écran ;
- La rigidité de système d'étais ;
- L'histoire des contraintes subies par le sol ;
- L'intensité de la surcharge ;
- Les conditions aux limites ;
- Les conditions cinématiques.

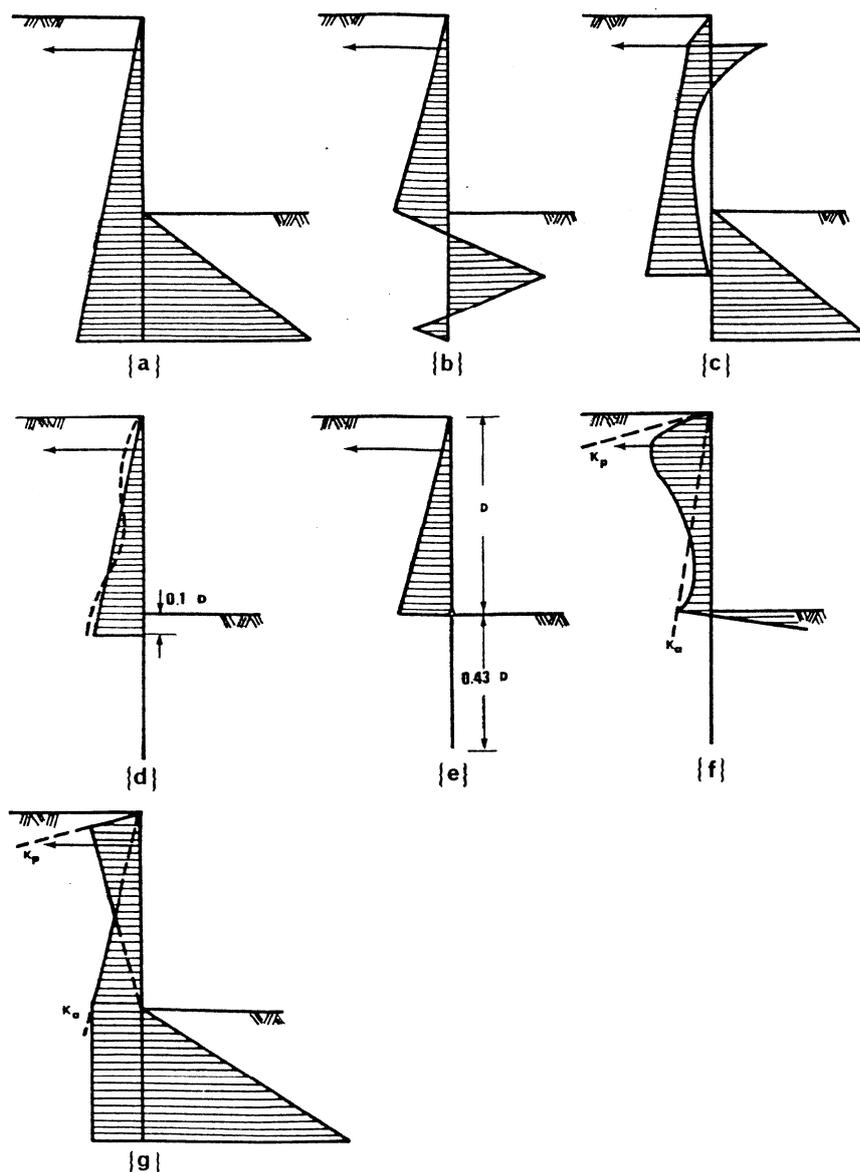


Figure 3.13 : La distribution de la pression des terres sur un écran flexible et ancré (Tiré de Masrouri (1986) :

- (a) : Simplement buté ;
- (b) : Encastré ;
- (c) : Recommandation Danoise ;
- (d) : D'après Terzaghi (1948) ;
- (e) : D'après Tschebotarioff (1949) ;
- (f) : D'après Ohde (1938) ;
- (g) : D'après Verdeyen & Roisin (1953)

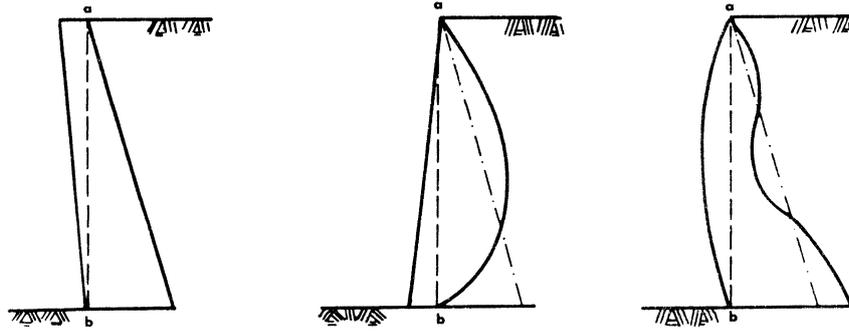


Figure 3.14 : L'influence du déplacement de l'écran sur la distribution de la poussée des terres d'après *Terzaghi* (1953) cité dans [*Masrouri* (1986)].

a) Distribution de la pression derrière un écran rigide :

Pour un écran rigide, *Taylor* (1948) cité dans [*Masrouri* (1986)], précise que la répartition de la pression de *Coulomb* ne peut être admissible que quand l'écran se déplace en translation, ou en rotation autour d'un point de sa base (fig. 3.15b et 3.15a). Par contre Une rotation de rideau autour d'un point situé à son niveau supérieur, crée une distribution de la poussée parabolique et plus grande que sa valeur théorique (fig. 3.15c).

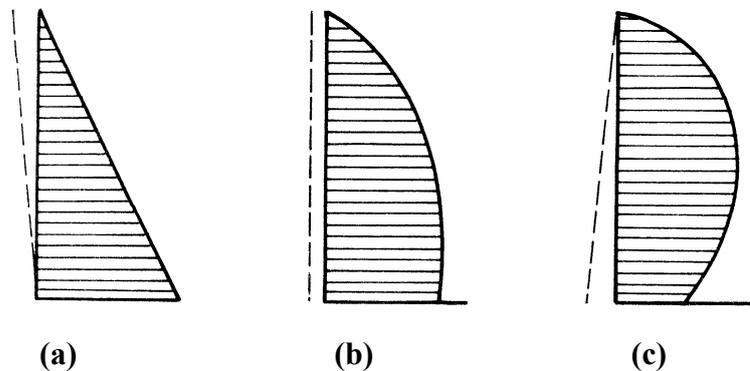


Figure 3.15 : Distribution classique des contraintes à la rupture dans un essai de poussée d'après *Taylor* (1948) cité dans [*Masrouri* (1986)].

D'après *Masrouri* (1986), en 1973 *Tschebotarioff* confirme les résultats de *Taylor*. *Peck* (1969) cité dans [*Masrouri* (1986)] note que ce sont les caractéristiques du sol qui définissent l'amplitude des mouvements de l'écran, et que l'influence de la rigidité de ce dernier et de l'espacement des tirants est secondaire.

Peck & al. (1972) cités dans [*Masrouri* (1986)], pensent que les mouvements latéraux de la paroi et les tassements de la surface libre horizontale du sol ont le même volume. Mais

Plant (1972) cité dans [Masrouri (1986)] s'oppose à cette idée et montre que pour un sable compacté ces deux volumes ne sont pas égaux.

b) Effet de voûte :

Terzaghi (1936 & 1943) dans ses études des différents soutènements, est arrivé à montrer que le comportement du sol est dans tous les cas caractérisé par la capacité à se relaxer lorsque la structure se déforme. Au cours du comportement, le sol passe ainsi d'un état initial ou au repos à un état plastique lorsqu'un mécanisme s'est formé. Ces redistributions de contraintes dans le sol sont dues en partie à la création de zones « actives » dans le sol mais aussi à la mobilisation de zones de résistance ou « passives ». Les zones « actives » se développent généralement dans les zones où la structure s'éloigne du sol et les zones passives dans les zones, où la structure comprime le sol. Ce n'est cependant pas toujours le cas.

Terzaghi note qu'en fonction de la géométrie de la structure et de son système statique, des effets de *voûte* sont possibles grâce au développement d'arcs de décharge dans le sol (fig. 3.16 et 3.17). La conséquence est alors une diminution de l'état de contraintes dans les zones actives. Les arcs de décharge constituent une résistance supplémentaire et les parties du sol, accueillant ces arcs, peuvent ainsi être considérées comme des zones de résistance.

Terzaghi (1943) a défini cet effet de voûte « *arching* » de la manière suivante :

« Si une partie d'un support de sol se déforme, la terre située au voisinage immédiat de cette partie déformée, se déplace de sa position initiale. Tout le long de la ligne qui sépare cette masse de sol du reste, il existe un mouvement relatif auquel s'opposent des efforts de cisaillement. La contrainte de cisaillement créée a tendance à garder la partie de sol détachée à sa place ; elle réduit donc la pression sur la partie déformée et elle reporte une partie des pressions de poussée sur les appuis. Ce transfert de pression d'une partie déformée aux parties adjacentes s'appelle l'effet de voûte ».

Ces effets de voûte cumulés aux butées engendrées par le déplacement de la structure contre le sol composent la contribution du sol à la reprise des charges. L'exploitation de cette capacité au niveau de la structure dépend cependant des déformations nécessaires pour l'activer. Celles-ci dépendent donc de la géométrie du cas investigué mais aussi des propriétés des matériaux (le sol et la structure).

L'effet d'arc a fait l'objet de nombreux débats entre spécialistes de la mécanique des sols en raison de son omniprésence et des difficultés de sa prise en compte. Celle – ci est

néanmoins nécessaire puisqu'il a pour conséquence de soulager certains éléments des structures, ainsi surdimensionnés, tout en surchargeant d'autres zones qui risquent d'être sous dimensionnées

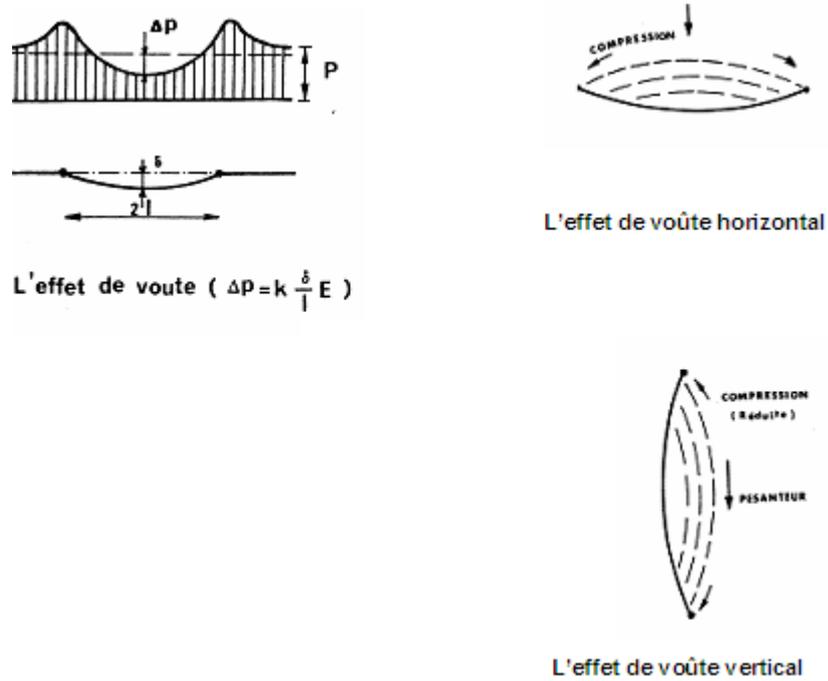


Figure 3.16 : Effet de voûte montré par Terzaghi (1943). [Tiré de Masrouri (1986)]

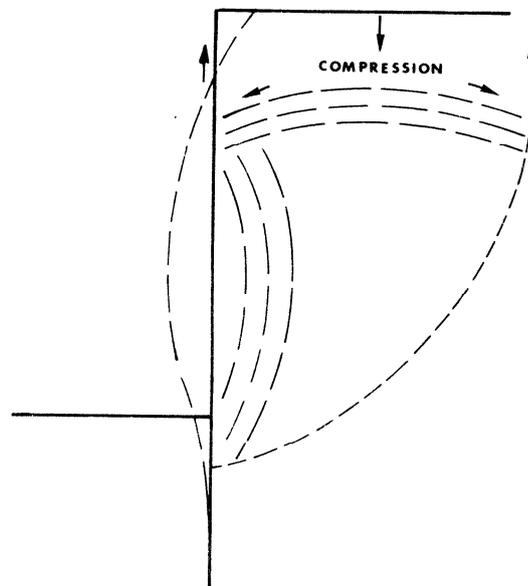


Figure 3.17 : Schéma de l'effet de voûte sur un écran flexible montré par Terzaghi (1943).

[Tiré de Masrouri (1986)]

Bros (1972) cité dans [Masrouri (1986)], avec les résultats de ses modèles confirme l'existence de l'effet de voûte derrière les rideaux de soutènement (fig. 3.18).

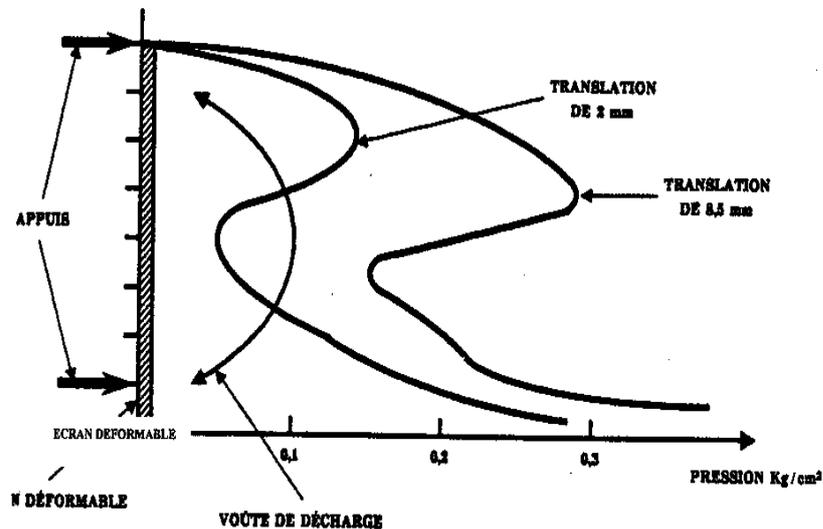


Figure 3.18 : Répartition de la pression sur un écran semi-rigide de 80cm de Hauteur, d'après Bros (1972). [Tiré de Masrouri (1986)].

Tschebotarioff (1973) cité dans [Masrouri (1986) ; Delattre (2001) et Delattre (2003)], donne les conditions suivantes pour le développement de l'effet de voûte :

- Le déplacement du mur doit être négligeable ;
- Les grains du sol doivent être durs et indéformables ;
- Le sol ne doit pas être très lâche.

En tout état de cause, la distribution de la pression des terres diffère en fonction de degré et de mode de déplacement et de déformation de rideau. Rowe (1952) cité dans [Masrouri (1986) et Delattre (2001)] estime que dans un sable lâche, un déplacement de l'ordre de 1/1000 de la hauteur totale (H) de l'écran est suffisant pour détruire l'effet de voûte, à ce moment, la répartition théorique réapparaît.

D'après Masrouri (1986), il est à noter que le déplacement d'ancrage ne change que la répartition des contraintes et n'a aucun effet sur la valeur théorique de la pression de la poussée des terres.

c) Influence de la flexibilité de l'écran :

Rowe (1952) cité dans [Masrouri (1986) et Delattre (2001)], précise que dans les conditions identiques, les moments fléchissant et l'effort dans l'ancrage sont d'autant plus faibles que le rideau est plus flexible. Il détermine la flexibilité de l'écran par : $\rho = H^4/EI$. Ses mesures montrent que plus le rideau est flexible, plus le point d'application de la butée se rapproche du fond de fouille (fig. 3.19). Cela fait diminuer la portée de l'écran et il apparaît une réduction importante des moments fléchissant (qui varient avec le cube de la portée).

Ce facteur indépendant de l'effet de voûte, est la cause principale de la réduction des déformations des écrans flexibles.

Pitilakis (1981) cité dans [Masrouri (1986)], estime que la notion de flexibilité d'un système de soutènement est beaucoup plus complexe pour qu'on puisse l'exprimer seulement par le module de résistance EI et la hauteur H de l'écran. Il propose de tenir compte de la distance entre le rideau et l'ancrage, de la profondeur du fond de fouille et du niveau du tirant.

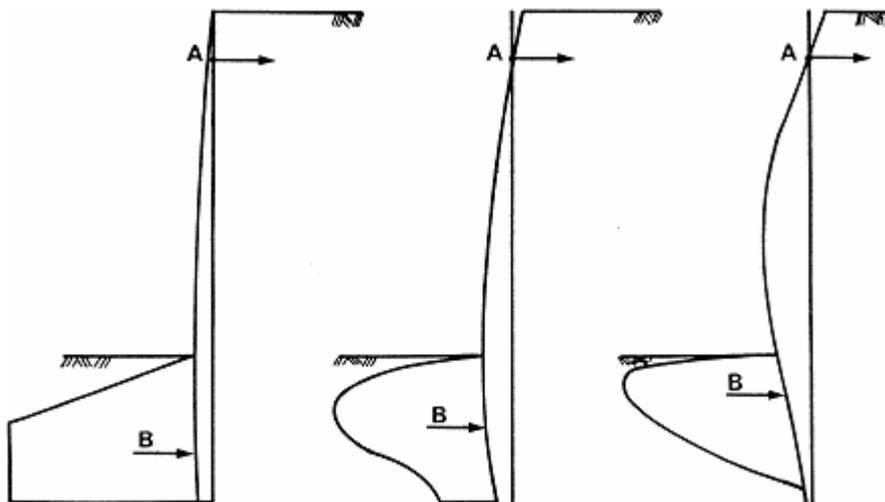


Figure 3.19 : Influence de la flexibilité de l'écran sur la distribution de la butée et la position de son point d'application. D'après Rowe (1952) cité dans [Masrouri (1986) et Delattre (2001)]. Figure tirée de Masrouri (1986)

D'après *Rowe* (1952) les causes principales de la diminution de moment fléchissant maximum des rideaux souples sont :

- La redistribution de pression de la butée sous le niveau de fond de fouille ;
- L'effet de voûte au niveau des tirants et la diminution de la pression au milieu de la portée ;
- Le déplacement vers le sol de la partie supérieure du rideau qui met en butée partielle le sol situé au – dessus du point d'ancrage.

Brinch Hansen (1953) qui est le premier à intégrer le comportement de la structure à la rupture dans le calcul des poussées des terres, propose une méthode d'évaluation de la pression des terres sur un écran qui aboutit aux résultats de *Rowe* (1952), sauf pour la profondeur de fiche qui est plus petite pour *Brinch Hansen* (1953).

D'après *Masrouri* (1986), on doit noter que tous les essais sur modèles réduits ne simulent pas tout à fait la réalité, la compressibilité des sols, l'histoire des contraintes ainsi que le soulèvement du sol au fond de fouille (écrans rigides) ne sont pas pris en compte pour ces modèles. Et qu'au moment d'étudier les soutènements en palplanches ou parois moulées, on doit tenir compte de ces observations.

d) Influence du mode de chargement :

Dans le cas d'un rideau souple, si le point d'ancrage (tirants ou butons) reste fixe, la distribution de la pression des terres est fonction du mode de chargement du rideau :

- Avant tout terrassement ou dragage elle est triangulaire ($\delta = 0$) ;
- Si le rideau est sollicité par excavation, cette répartition n'est pas conforme aux théories classiques, et n'a pas une allure triangulaire. Elle augmente au voisinage du point d'ancrage, et elle diminue vers le milieu de la hauteur libre de l'écran [l'effet de voûte, *Rowe* (1952)]. La déflexion du rideau dans sa partie centrale engendre des contraintes de cisaillement horizontales dans le massif ;
- Si le rideau est remblayé, la pression des terres d'après les essais de *Tchebotarioff* (1943-1948), cité dans [*Masrouri* (1986)], est distribuée suivant le diagramme classique (fig. 3.20).

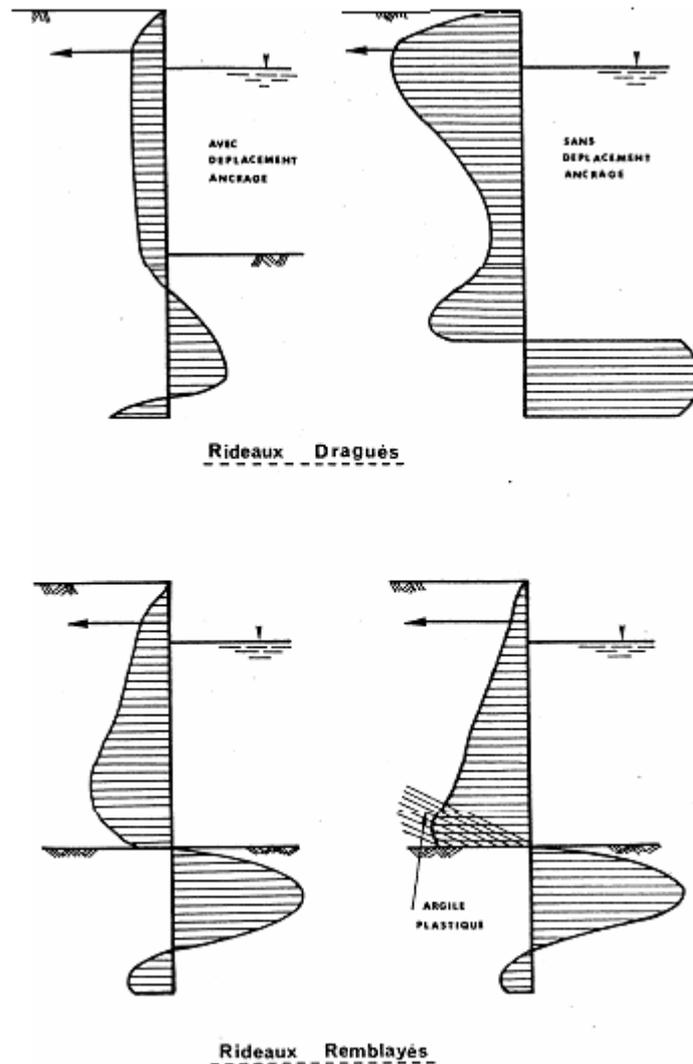


Figure 3.20 : Pression des terres d'après les résultats obtenus par *Tschebotarioff* (1943-1948). [Figure Tirée de *Masrouri* (1986)].

3.3.1.4. Parois étayées (ou butonnées) :

a) Définition et comportement des butons :

Les butons (étais) sont des pièces qui servent d'appuis aux écrans. Ils transmettent les réactions mutuelles de deux rideaux parallèles. Dans la plupart des cas, ce sont des poutres (en acier) sollicitées à la flexion composée (flexion + compression) sous l'effet de leurs poids propres et des réactions au niveau des assemblages (points d'application des butons). Par ailleurs, *Delattre* (2004) note que les variations de température jouent un rôle significatif dans le comportement des butons. Ainsi, une chute de température (le froid) peut conduire à un raccourcissement significatif des butons, tandis qu'une augmentation de la température (la

chaleur) peut conduire à leur allongement et par la suite à augmenter les efforts dans les butons. Leur comportement rend la tâche difficile dans l'estimation de leur rigidité réelle, et qui est le plus souvent surestimée en faisant généralement son approximation, dans les calculs, à la valeur de la *rigidité en compression* des éléments de butonnage.

Masrouri (1986) mentionne que sur plusieurs soutènements du métro de Lyon (France), des expérimentations ont mis en évidence des facteurs ignorés par le calcul, tels que la technologie et la mise en œuvre. *Gielly et al.* (1977) cités dans [*Masrouri* (1986)], précisent en particulier que la difficulté de calage des liernes, due au mauvais alignement des palplanches, conduit à une rigidité pratique du système de butonnage bien inférieure à $1/100^{\text{ème}}$ de la rigidité réelle du buton, avec des valeurs allant de $1/100^{\text{ème}}$ pour les rideaux de palplanches, à $1/20^{\text{ème}}$ pour les parois moulées préfabriquées.

b) La force dans le buton :

D'après *Bjerrum* (1972) cité dans [*Masrouri* (1986)] et *Masrouri* (1986), la force dans un buton dépend de la procédure de construction. La distribution des forces des butons est une fonction directe du processus de mise en place.

Endo (1963), *Flaate* (1966) ainsi que *Kastner & al.* (1975), cités dans [*Masrouri* (1986)], démontrent que le changement de la température se traduit par un changement de répartition des forces dans les butons.

1) Cas des fouilles blindées :

D'après *Masrouri* (1986), les forces que le blindage d'une fouille profonde devra supporter ne peuvent pas être calculées de façon très précise. Cependant, de nombreux chercheurs ont proposé des schémas (semi -empiriques) pour le calcul de l'effort maximum dans les butons. Les plus importants sont : *Terzaghi* (1941-1948), *Terzaghi & Peck* (1967), *Peck* (1969), *Techebotarioff* (1973) cités dans [*Masrouri* (1986) et *Delattre* (2003)]. Les dits schémas sont déduits d'observations sur ouvrages en grandeur nature.

Le diagramme proposé par *Terzaghi* (1941-1948) cité dans [*Masrouri* (1986)], (fig. 3.21), est trapézoïdal avec les dimensions suivantes :

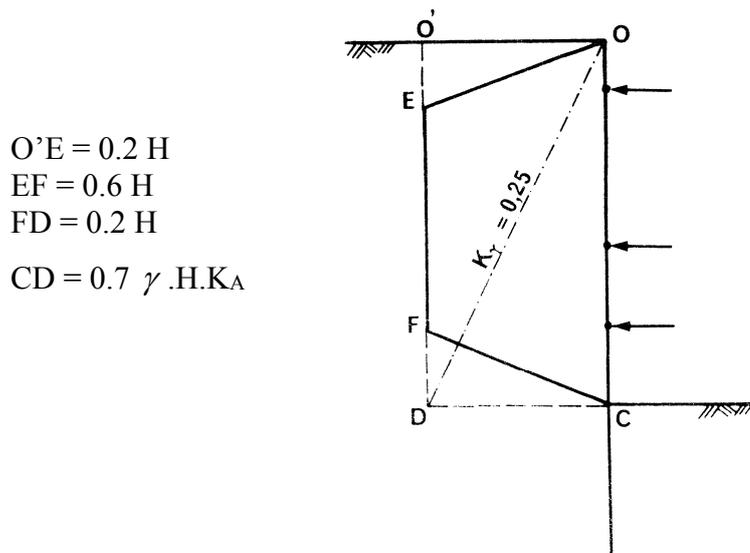


Figure 3.21 : Le diagramme de la pression des terres (Fouilles blindées) proposé par *Terzaghi* (1941-1948). Figure tirée de *Masrouri* (1986)

En 1948, de nouvelles observations l'amènent à prendre : $CD = 0.8 \cos \delta \gamma HK_A$. D'après *Terzaghi & Peck* (1967) cités dans [*Masrouri* (1986) et *Delattre* (2003)], on a :

$$P_h = \gamma HK_A \text{ et } K_A = 1 - \frac{2q_a}{\gamma H}$$

Peck (1967-1969) cité dans [*Masrouri* (1986)], propose une distribution rectangulaire avec :

$$CD = 0.65 \gamma HK_A \text{ et } K_A = f(\varphi), \text{ (fig. 3.22).}$$

Hanna & Matallana (1970) cités dans [*Masrouri* (1986)], remplacent K_A par $\frac{K_0 + K_A}{2}$ dans les formules de *Terzaghi & Peck*. Mais, on doit remarquer que la proposition de *Peck* revient à dire qu'on multiplie la contrainte verticale des terres γH par un coefficient égal à : $0.65 K_A$ dépendant de φ (Tableau 3.1).

Tableau 3.1 : Valeurs de K proposées par *Peck* (1969). Tableau tiré de *Masrouri* (1986)

φ°	40	35	30	25
K_A	0.22	0.27	0.33	0.41
$K = 0.65 K_A$	0.143	0.176	0.218	0.267

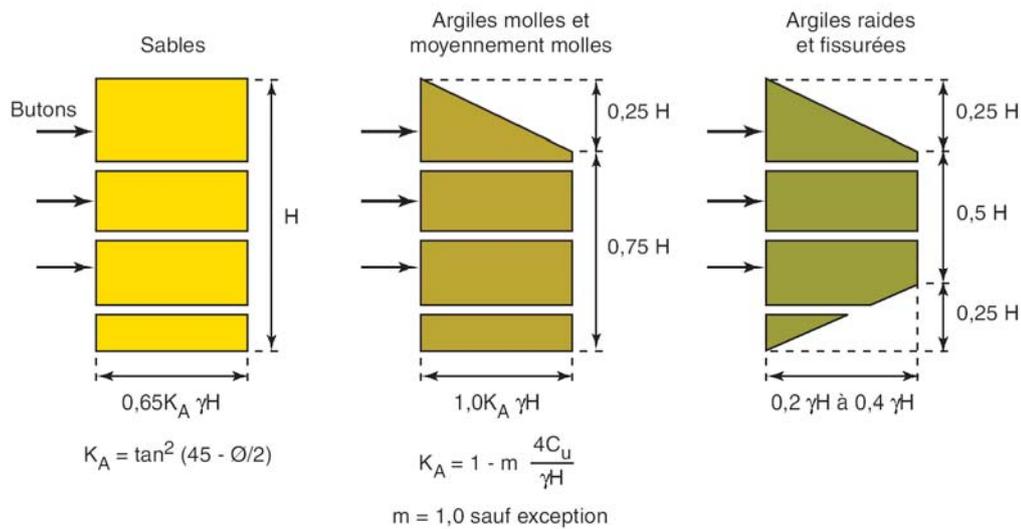


Figure 3.22 : Diagramme des pressions des terres à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après *Terzaghi et Peck (1967)* cité dans [*Delattre (2003)*].

γ désigne le poids volumique du terrain soutenu et m un coefficient empirique de réduction de la cohésion non drainée prenant la valeur 1 à l'exception du cas où la fouille intéresse des argiles « véritablement » normalement consolidées et est caractérisée par un indice $\gamma H/c_u > 4$.

Le coefficient m peut alors prendre une valeur égale à 0,4.

[Figure tirée de *Delattre (2003)*]

L'angle de frottement interne du sable varie avec sa densité, cela fait diminuer la pression latérale pour les sables denses. Ce phénomène est inversé dans le cas des parois butonnées (subissant un effet de voûte), pour lesquelles la pression latérale des sables denses est toujours plus grande que celle des sables lâches.

Les modifications apportées par *Tschebotarioff (1973)*, cité dans [*Masrouri (1986)* et *Delattre (2001 & 2003)*] sur les diagrammes de pression des terres sont : $O'E = 0,1 H$ et $CD = 0,2 \gamma H$.

D'après *Masrouri (1986)*, il paraît suffisant de prendre une distribution trapézoïdale ou rectangulaire avec $CD = K_\gamma \gamma H = 0,25 \gamma H$, où γ est le poids volumique non immergé du sol saturé. La prise en compte de ce coefficient hydrostatique (K_γ) facilite la comparaison rapide du calcul et des mesures.

2) Précontrainte des butons :

D'après *Masrouri* (1986), pour lutter contre la raideur pratique assez faible du butonnage (relaxation des butons), il peut être intéressant de précharger les butons en faisant usage des techniques de la précontrainte. Généralement, on trouve la force de précontrainte à l'aide de la répartition trapézoïdale [*Terzaghi* et *Peck* (1967) cités dans [*Masrouri* (1986) et *Delattre* (2003)] définie ci-dessus (fig. 3.22) avec un coefficient de $(K_0 + K_A)/2$.

Et pour faciliter les calculs, on suppose que la distribution de la poussée des terres est la même que celle qu'on utilise pour trouver la grandeur de la précontrainte [*Hanna* (1978) cité dans [*Masrouri* (1986)]]].

Tschebotarioff & *Brown* (1948) puis *Rowe* (1952 ; 1961) cités dans [*Delattre* (2003)], et *Masrouri* (1986) ont effectué des études expérimentales en procédant également à des essais sur modèles réduits d'écrans souples. Les travaux de *Tschebotarioff* ont permis de mettre en évidence que les redistributions de poussée par effet de voûte n'apparaissent que pour des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, ancrés rigidement en tête (à une plateforme, en l'occurrence), puis dragués (fig. 3.23) et que de telles redistributions de poussée n'ont pas lieu d'être considérées pour des écrans remblayés ou ancrés à l'aide de tirants présentant une relative souplesse.

Masrouri (1986) pour sa part, s'est attachée à étudier l'influence de la rigidité du buton et de l'intensité d'une précontrainte initiale sur la distribution des pressions sur l'écran, ce dernier étant semi-flexible. L'auteur a montré que pour un appui non précontraint et souple, la distribution des pressions derrière l'écran correspond à la distribution calculée avec les théories classiques de la poussée tant que le déplacement en pied d'écran reste faible, mais que cela n'est plus vrai dès lors que la précontrainte et la rigidité du buton sont plus élevées ou que le déplacement en pied de l'écran augmente. En effet, *Masrouri* a mis en évidence que l'augmentation de la raideur de l'appui et l'augmentation de la précontrainte initiale ont, toutes deux, pour conséquence similaire, de faire augmenter les pressions appliquées à l'écran dans la zone de l'appui, les zones situées entre appuis pouvant se trouver déchargées. De la même façon, elle a montré que, si l'excavation est poursuivie de façon à générer de forts déplacements en pied, la concentration d'efforts augmente au droit de l'appui.

Des travaux similaires, menés cette fois sur des ouvrages ancrés par des tirants, ont permis à *Masrouri* d'obtenir des résultats analogues [*Delattre* (2003)].

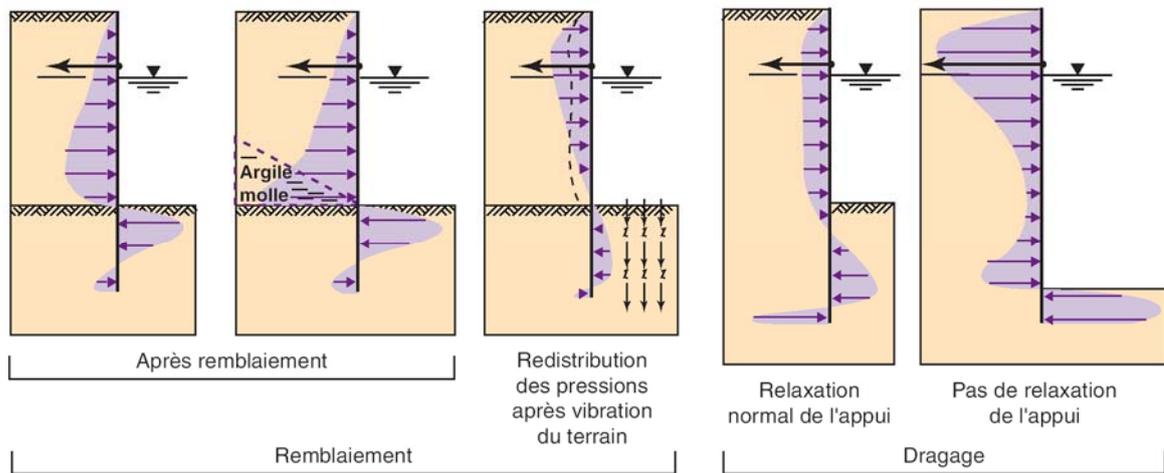


Figure 3.23 : Distributions de pressions trouvées, à l'issue de différentes procédures de construction, par *Tschebotarioff* et *Brown* (1948) [Tiré de *Delattre* (2003)].

3) Parois avec plusieurs niveau de butons :

L'augmentation du nombre de butons réduit la déformation de l'écran et les contraintes imposées au sol, et fait diminuer la résistance au cisaillement effective mobilisée. Au fur et à mesure qu'on excave une fouille avec plusieurs niveaux de butons, *Peck* (1969) démontre que l'écran subit des déformations au niveau du buton inférieur, ou même au-dessous du fond de fouille. L'ordre de grandeur de ces mouvements dépend de la nature du sol et de la profondeur de la fouille. L'écran subit une rotation autour d'un point situé au-dessus du buton supérieur (fig. 3.24).

D'après *Delattre* (2003), les expériences de *Rowe* (1961), de *Masrouri* (1986) et *Masrouri & Kastner* (1991), cités dans [*Delattre* (2003)], concernaient des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, puis excavés avec installation de butons au fur et à mesure. Les expériences de *Rowe* (1961) (fig. 3.25), menées avec un écran souple et des butons rigides, montrèrent clairement, à l'instar des expériences de *Stroyer*, une redistribution des poussées sur l'écran, consistant en une réduction d'efforts entre les appuis et une concentration d'efforts sur les appuis.

Rowe et *Briggs* (1972) cités dans [*Masrouri* (1986)], ont fait 29 essais sur modèles réduits de rideaux butonnés. Ils retrouvent l'effet de voûte au niveau de chaque étau (buton) (fig. 3.26).

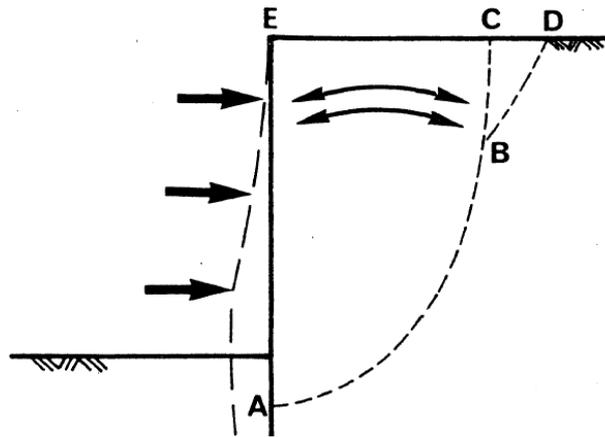


Figure 3.24 : Le déplacement d'un rideau maintenu par plusieurs niveaux de butons. D'après Peck (1969). [Figure Tirée de Masrouri (1986)]

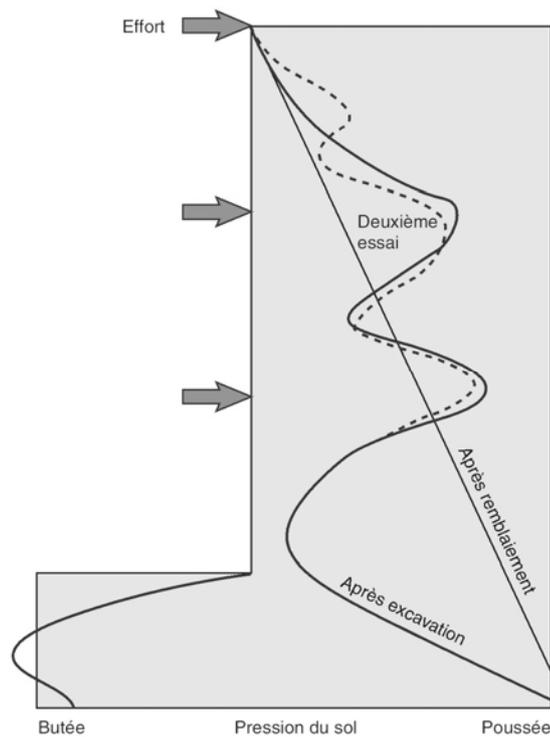


Figure 3.25 : Distribution des pressions mesurée sur un modèle réduit d'écran souple butonné rigidement à l'avancement de l'excavation; par Rowe (1961). [Figure tirée de Delattre (2003)]

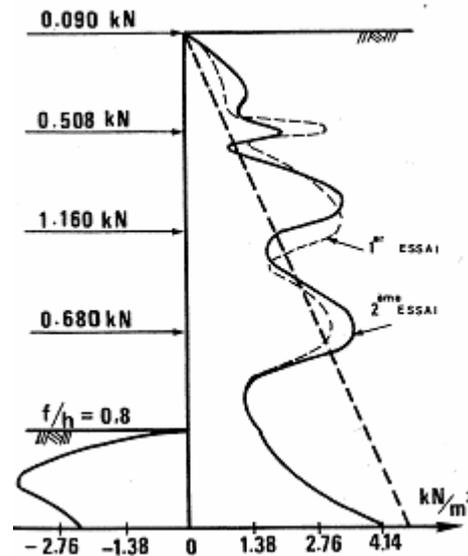


Figure 3.26 : La pression de poussée des terres sur un écran avec 4 niveaux de butons, par Rowe et Briggs (1972). [Figure tirée de Masrouri (1986)]

3.3.1.5. Parois ancrées :

a) Description d'un tirant d'ancrage :

Un tirant d'ancrage est un dispositif (barres ou profilés métalliques) travaillant à la traction, est utilisé pour fournir une force additionnelle, dirigée dans le sens contraire des poussées actives, dont le rôle est de stabiliser ou limiter les mouvements de la paroi de soutènement. Le tirant d'ancrage est fixé, à une extrémité, à la partie supérieure de la paroi, l'autre extrémité du tirant est mise en place et scellée dans le terrain du côté amont, soit par scellement dans des forages, soit par battage ou vibrofonçage (fig. 3.27).

Dès que la largeur de la fouille augmente considérablement, les butons deviennent très susceptibles et vulnérable au flambement. Dans de pareils cas, les butons sont généralement et avantageusement remplacés par les tirants d'ancrage.

Le développement de la technique des tirants forés en terrain meuble permet de les utiliser dans des conditions très variées. A condition, bien sûr, de disposer des emprises nécessaires à la mise en place des tirants d'ancrage, ce qui peut réduire les possibilités d'emploi en site urbain.

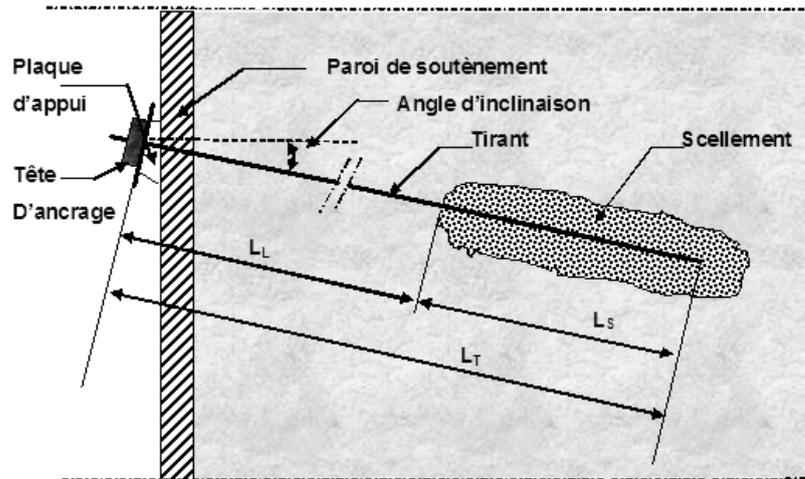


Figure 3.27 : Schéma d'un Tirant d'ancrage

b) Les avantages et les inconvénients des tirants d'ancrage :

Les inconvénients des soutènements ancrés peuvent se résumer de la manière suivante :

- Poinçonnement sous l'extrémité inférieure du rideau (problème lié à l'inclinaison des tirants) ;
- Problèmes de fluage et dégradation éventuels des liaisons sol- ancrages.

Les avantages des parois ancrées sont très importants :

- Possibilité d'avoir une fouille ouverte et libre de tout encombrement (butons) ;
- Non limitation de la largeur de la fouille ;
- Variation de longueur moindre en cas de changement de température.

c) Calcul des tirants d'ancrage :

La connaissance de la distribution des pressions des terres sur la paroi de soutènement, ainsi que les conditions de la stabilité de l'écran, constituent les paramètres décisifs pour le dimensionnement des ouvrages ancrés. D'après *Hanna & al.* (1970) le calcul des soutènements ancrés portera sur l'étude et la vérification des points importants suivants :

- L'enfoncement du bas de l'écran, qui peut être provoqué par la composante verticale de la force dans le tirant d'ancrage incliné, et la force portante verticale du sol ;
- Le frottement sol- écran ;
- L'interaction sol- écran- tirant et la stabilité d'ensemble.

La longueur libre (L_L), la longueur du scellement (L_S), et l'inclinaison du tirant d'ancrage, (fig. 3.27), sont les dimensions les plus importantes à définir par le calcul.

3.3.1.6. Différence de comportement des butons et des tirants :

Masrouri (1986) a annoncé que le calcul des parois ancrées se fait de la même manière que pour les parois butonnées. Mais on doit noter qu'il existe d'énormes différences entre leurs comportements :

- L'inclinaison des tirants fait apparaître une force verticale tout le long de l'écran, qui n'existe pas en cas de présence des butons ;
- L'élasticité des tirants et leur allongement avec l'augmentation de la hauteur de fouille, amènent un déplacement de l'écran ;
- Des grands mouvements peuvent intervenir si le sol qui tient l'ancrage a un fluage vers la fouille.

Pitilakis (1981), cité dans [*Masrouri* (1986)], a noté que pour les parois ancrées, l'interaction entre l'écran et le tirant fait apparaître des mouvements très importants dans le sol. Donc la sollicitation d'un tirant est très différente de celle d'un buton. La longueur, les allongements tolérés, ainsi que la précontrainte des tirants d'ancrage déterminent les déformations des parois et la poussée des terres (les contraintes sur l'écran).

3.3.1.7. Différentes méthodes de calcul des soutènements flexibles :

Le procédé de conception d'un écran de soutènement se compose habituellement de plusieurs étapes, dans lesquelles les principes de la géotechnique et de la mécanique des sols jouent un rôle très important :

- **La détermination de la hauteur totale et la proportion constituant la fiche :**

La longueur de la fiche du rideau ou de la paroi doit être assez grande pour assurer l'équilibre entre les pressions actives et passives, en tenant compte de la force de réaction de l'ancrage ;

- **La détermination de la courbe des moments fléchissant dans la structure provoqués par la distribution des pressions des terres le long de l'écran :**

Le profilé en acier des palplanches ou l'épaisseur et le ferrailage des parois moulées en béton armé, doivent être choisis tels qu'ils puissent résister à ces moments de flexion. Ceci comporte un calcul élémentaire des contraintes maximales dues à la flexion, et la comparaison de ces contraintes avec les contraintes admissibles correspondantes aux caractéristiques du béton armé utilisé et des divers profilés de palplanches fournis par l'industrie ;

➤ **L'étude du système d'ancrage ou de butonnage :**

Choix de l'ancrage ou du butonnage sur la base de la force requise pour maintenir l'équilibre. Ceci implique le choix de la distance entre les tirants ou les butons, de la longueur et de la profondeur du tirant d'ancrage, et des dimensions des plaques d'ancrage ;

➤ **La détermination de la courbe des efforts tranchants ;**

➤ **L'étude de la stabilité d'ensemble.**

Il est à noter que l'utilisation du coefficient de sécurité, dans la conception des soutènements, est d'une très grande importance.

La connaissance des paramètres dont dépend le comportement des ouvrages déformables provient de théories, d'expérimentations sur modèles réduits, de modélisations numériques, et de mesures sur ouvrage réels.

a) Méthodes de calcul classiques :

Les méthodes classiques sont basées sur les hypothèses tenant compte de schémas de comportement du rideau très simplifiés. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol et le poids volumique sont les seuls paramètres géotechniques intervenant dans ces calculs. Les contraintes exercées par le sol sur l'écran sont calculées à partir des théories classiques de poussée et de butée.

Deux méthodes sont couramment utilisées pour le calcul des rideaux. L'une suppose le rideau simplement buté en pied (cas des rideaux ancrés), l'autre considère le rideau complètement encastré (cas des rideaux sans ancrage). Le déplacement (déformation) du rideau n'intervient pas dans ces calculs.

1) Rideau ancré simplement buté en pied :

La poussée limite s'exerce sur toute la face amont du rideau et les efforts de contre-butée ne sont pas développés, car la fiche est assez courte (fig. 3.28). La butée est mobilisée devant la fiche côté fouille. Le problème est de déterminer la longueur de la fiche (D), et la réaction (A) dans le tirant d'ancrage en utilisant les équations de l'équilibre des moments et des forces. On ne considère que la composante horizontale des forces.

$$\Sigma M = 0, \text{ donne la fiche : } D$$

$$\Sigma F = 0, \text{ donne la réaction d'ancrage : } A$$

La fiche ainsi calculée correspond à l'équilibre limite (rupture du rideau).

Josseume (1974) cité dans [*Masrouri* (1986)] résume les procédures couramment utilisées, pour arriver au dimensionnement de l'ouvrage en service :

- Soit on adopte une longueur de fiche égale à $D' = 1.4D$ (majoration de D de 40%) pour un sol pulvérulent et à $D' = 2D$ (majoration de D de 100%) pour un sol purement cohérent, et l'on utilise les valeurs de M et de A à l'équilibre limite pour le choix du module de résistance des palplanches et le dimensionnement du système d'ancrage ;
- Soit les valeurs de D et de A sont déterminées en tenant compte d'une valeur minorée du coefficient de butée limite. Les calculs sont alors souvent effectués :
 - Soit en divisant par 2 les contraintes de butée limite ;
 - Soit en considérant la butée correspondant à $\delta_p = 0$ (écran lisse)

(Le coefficient minoratif (réducteur) de la butée limite est alors fonction de l'angle φ de frottement du sol).

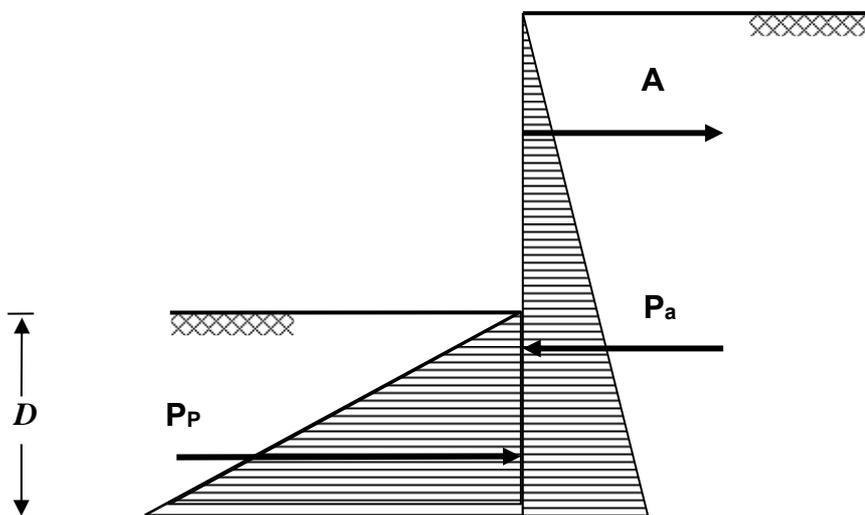


Figure 3.28 : Rideau ancré simplement buté

Rowe (1952) cité dans [*Delattre* (2001)], propose une méthode de calcul tenant compte des résultats de son expérimentation sur l'influence de la flexibilité de la palplanche. Sa méthode comprend deux phases :

1^{ère} Phase : Calcul en simplement buté (fig. 3.29) avec les hypothèses suivantes :

- La poussée P_a calculée par la théorie de *Coulomb* avec un angle de frottement sol-écran égal à : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$;
- La butée P_p calculée par la méthode de *Coulomb* avec $\delta_p = 0$ est affectée du coefficient de sécurité $F = 1.5$;
- Une force horizontale de cisaillement (T_s) appliquée en pied du rideau et ayant pour intensité :

$$T_s = \frac{\tan \delta}{1.5} \left[(P_a - P_p) \tan \delta + W_s H \right] \quad (3.1)$$

Où : W_s est le poids propre du rideau et, $\delta = \frac{2}{3}\varphi$.

La résultante des forces P_p et T_s est supposée appliquée au tiers inférieur de la partie en fiche.

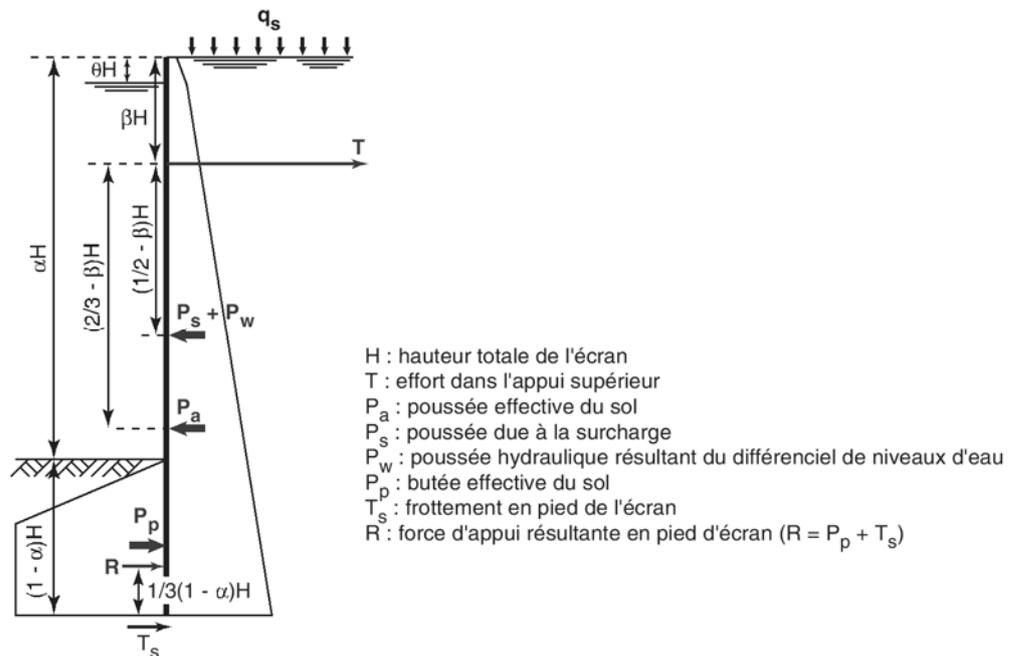


Figure 3.29 : Schéma de calcul proposé par Rowe (1952) pour le calcul en butée simple.

[Figure tirée de Delattre (2001)]

2^{ème} Phase : Le moment fléchissant ainsi obtenu est multiplié par un coefficient minoratif qui dépend de la flexibilité du rideau et l'état de densité du sol, dont la valeur est donnée par la figure 3.30.

L'influence favorable de la flexibilité du rideau sur l'effort dans le tirant peut être compensée par l'effet des déplacements différentiels des ancrages : donc cet effort est voisin de la valeur obtenue par le calcul du rideau simplement buté.

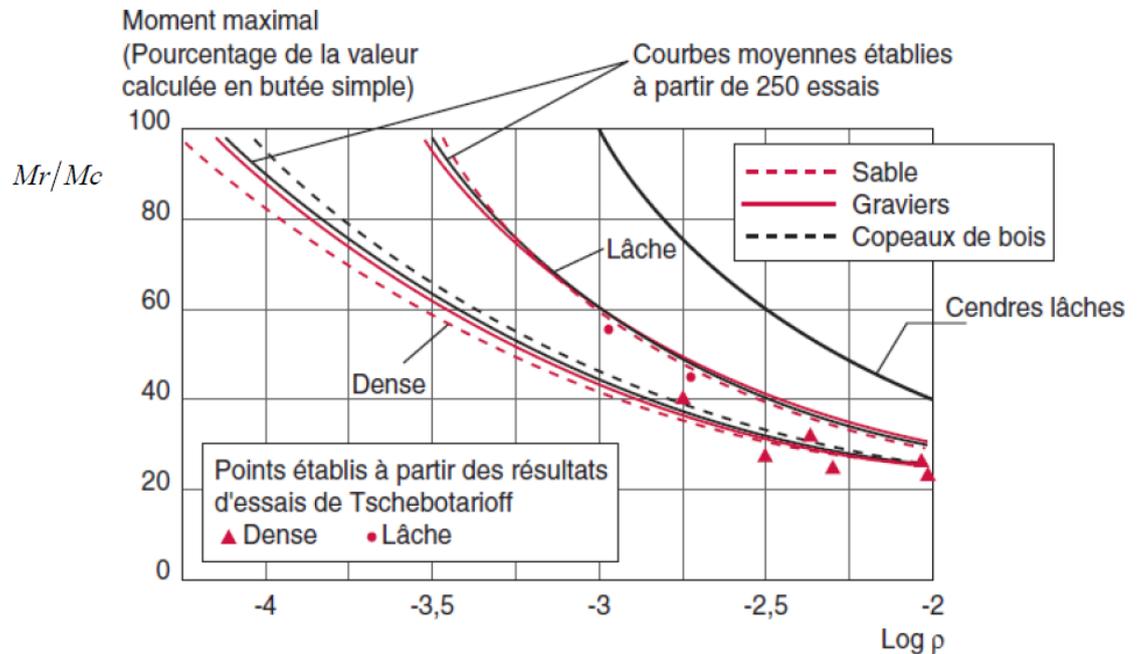


Figure 3.30 : Réduction du moment fléchissant maximal avec la flexibilité du rideau d'après les abaques des résultats expérimentaux de Rowe (1952).

[Figure tirée de Delattre (2001)]

Avec : M_r : moment réel ;
 M_c : moment calculé suivant le schéma de calcul proposé par Rowe ;
 et $\rho = H^4/EI$: Caractérise la flexibilité de l'écran. Sur cette figure ρ est exprimé en pied⁵/livre.pouce².

Terzaghi (1953), cité dans [Masrouri (1986)], a remplacé la répartition triangulaire des contraintes de butée par un diagramme trapézoïdal qui correspond aux ouvrages peu flexibles (fig. 3.31).

Houy (1980), cité dans [Masrouri (1986)], démontre que l'utilisation des théories basées sur l'état plastique ou sur l'état de rupture laisse libre le choix de δ_a ou δ_p (fig. 3.31). Il propose d'adopter :

- En poussée : $0 < \delta_a < 2/3 \varphi$;
- En butée : δ_p d'après la figure 3.32, en fonction du mode du déplacement de l'écran.

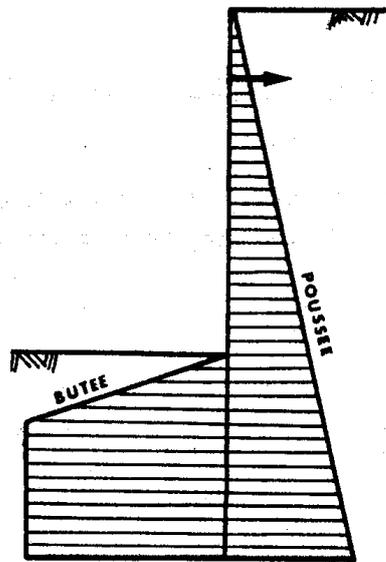
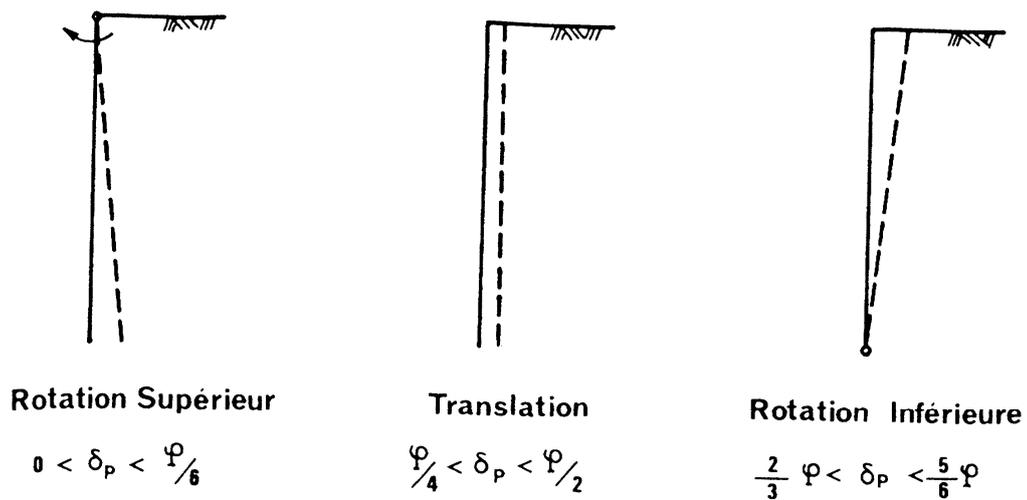


Figure 3.31 : Schéma trapézoïdal de Terzaghi (1953).

[Figure tirée de Masrouri (1986)]

Figure 3.32 : δ_p en fonction du déplacement de l'écran (proposition de Houy (1980)).

[Figure tirée de Masrouri (1986)]

2) Rideau ancré et encastré :

Cette méthode applicable aux rideaux souples, tient compte du développement de contraintes de *contre butée* en-dessous du point de rotation de l'écran, dans sa partie en fiche (fig. 3.33). On ne prend en compte que la composante horizontale des efforts, et l'effort de contre butée est généralement remplacé par une force unique de contre butée appliquée au point O (fig. 3.34). Avec les trois inconnues qui en résultent à savoir : A , f , et f' , le problème est hyperstatique (indétermination).

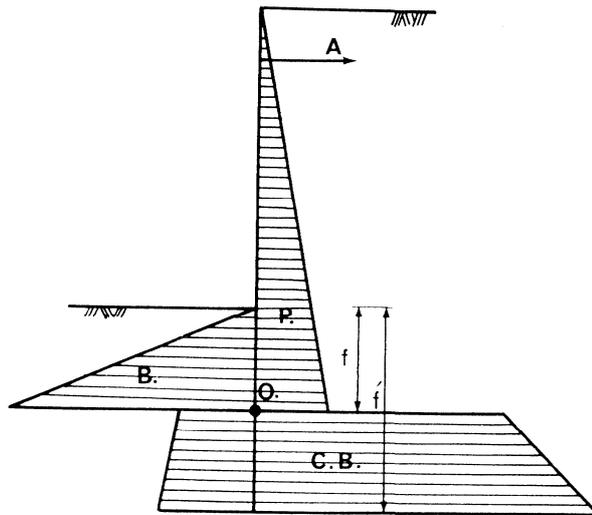


Figure 3.33 : Rideau ancré et encastré.

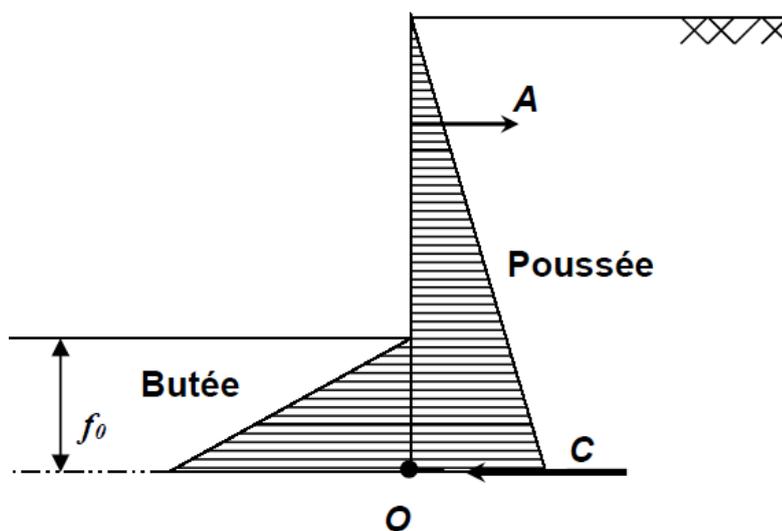


Figure 3.34 : Schéma simplifié pour le calcul d'un rideau ancré et encastré.

➤ **Méthode de la ligne élastique :**

L'indétermination peut être levée par l'étude des déformations du rideau de palplanches. En faisant des hypothèses simplificatrices sur la déformée de la palplanche ou « *ligne élastique* » qui doit satisfaire à certaines conditions : On admet que le point d'ancrage et le point O sont fixes et que l'encastrement est parfait en O , le calcul est effectué par approximations successives pour satisfaire les conditions (fig. 3.35). Cette méthode nécessite des calculs longs et fastidieux.

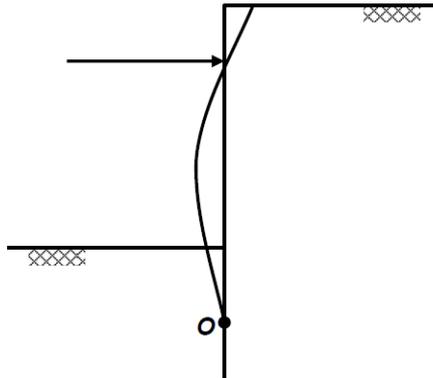


Figure 3.35 : Méthode de la ligne élastique.

➤ **Méthode de Blum :**

Le schéma très frustré de la butée simple est mis en défaut dès que l'on met en correspondance le chargement exercé par le sol avec la déformation que prend l'écran, compte tenu de sa déformabilité réelle. C'est à cet exercice que s'est livré Blum (1931) cité dans [Delattre (2001)].

D'après Delattre (2001), pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissant et des déplacements horizontaux de l'ouvrage pour différentes longueurs de fiche. Cette analyse est essentiellement qualitative et repose sur l'interdépendance de ces distributions (la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moment nul, de même que la courbe des moments pour les points de pression nulle ; la pression mobilisée est liée au déplacement latéral de l'écran). Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche, conduit à la mobilisation d'un encastrement dans le sol (fig. 3.36).

Parmi toutes les configurations possibles, Blum estime que le meilleur compromis du point de vue de l'encastrement de l'écran est obtenu pour une fiche telle que la tangente à la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Les fiches plus grandes ne

conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement.

Le problème ainsi posé peut être résolu par la méthode graphique, dite de la ligne élastique, mais cette résolution reste néanmoins relativement longue et nécessite l'outil numérique.

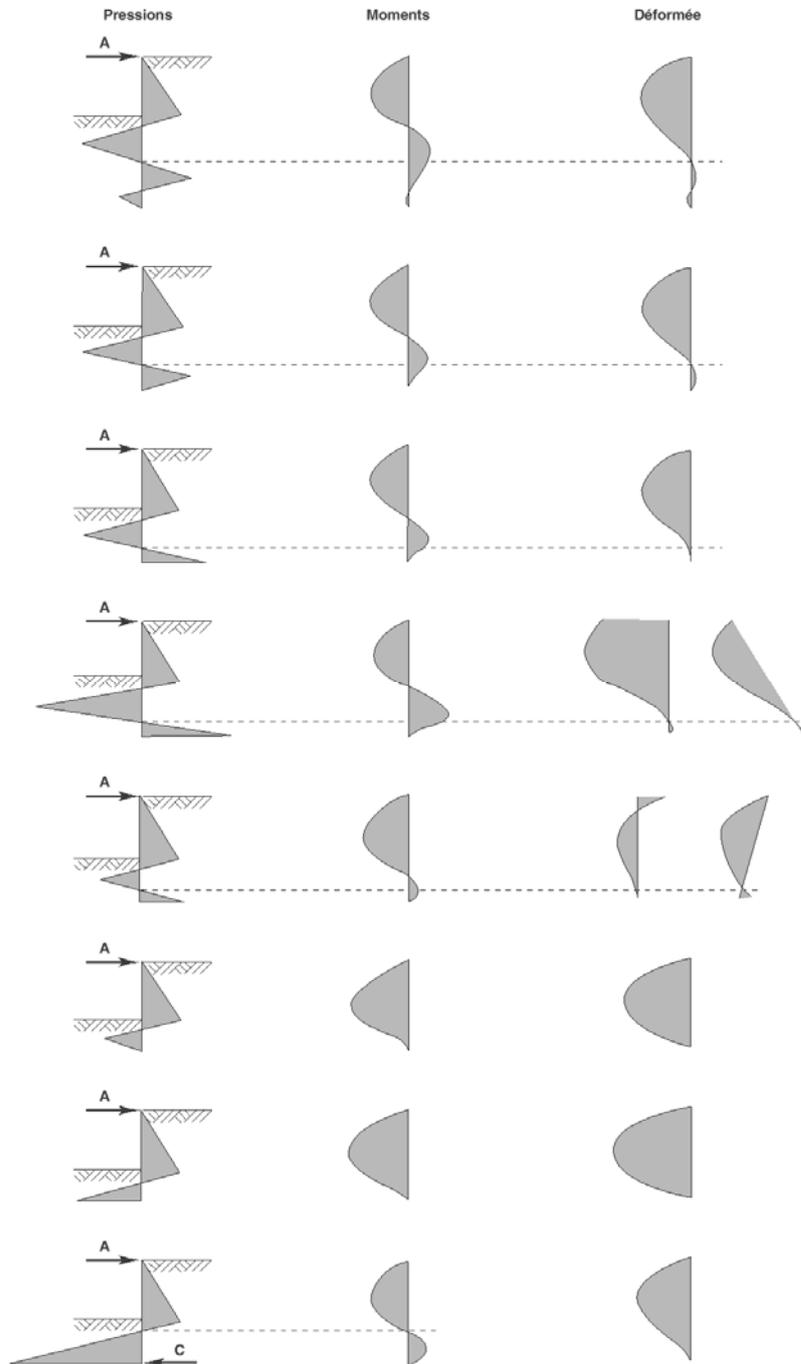


Figure 3.36 : Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments fléchissant auxquels il est soumis et sa déformée [D'après Blum (1931)]. [Figure tirée de Delattre (2001)]

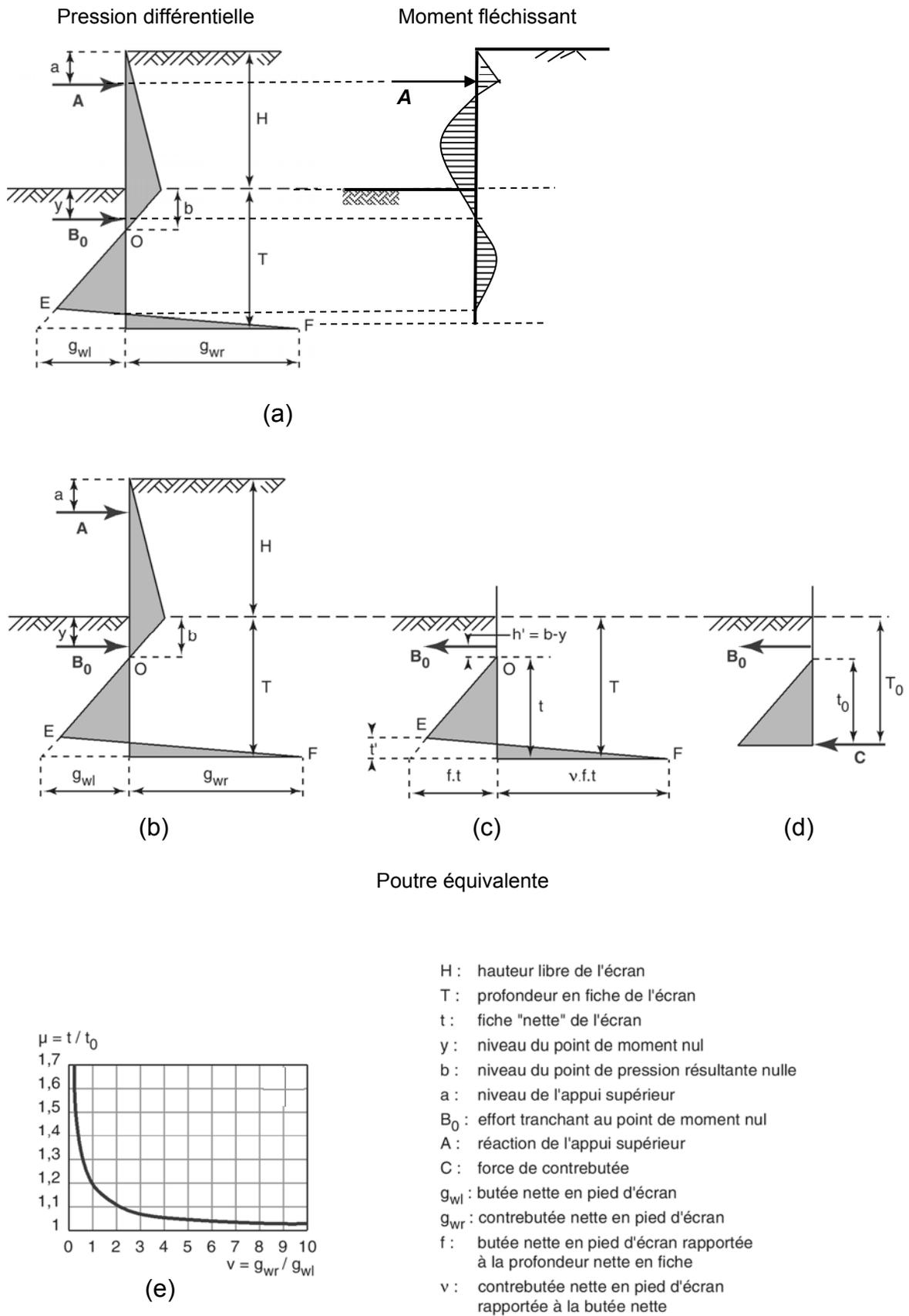


Figure 3.37 : Méthode de Blum modifiée (Figure tirée de Delattre (2001))

➤ Méthode de Blum modifiée :

Cette méthode consiste à confondre le point de pression nulle et le point de moment nul :

Pour simplifier le calcul *Blum* observe que pour les écrans encastrés, le point de moment fléchissant nul est relativement proche du point de pression résultante nulle (fig. 3.37a). Il propose, en conséquence, de conduire le calcul en considérant que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle (« *chargement approché* » dit de la « *poutre équivalente* », (fig. 3.37c). Une telle approximation, compte tenu de la faible différence ($b - y$) observée entre la position du point de moment fléchissant nul et la position du point de pression résultante nulle, est supposée ne pas introduire d'erreur significative dans l'estimation du moment fléchissant maximal et de la réaction d'appui.

Par ailleurs, dans le souci de simplifier le calcul de la fiche de l'écran, *Blum* propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées à l'écran dans la zone en contrebutée par une force unique, appliquée au centre de rotation de l'écran (fig. 3.37d). La comparaison entre la fiche obtenue pour ce cas de charge « idéalisé » et celle déduite du cas de charge « approché » montre que leur rapport ne dépend que d'un coefficient ν (coefficient de flexibilité relative à l'écran dans le sol,) de mobilisation de la contrebutée (fig. 3.37e) et conduit *Blum* à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche, la solution du cas de charge « idéalisé » majorée de 20 %.

Dans les calculs en rideau encastré les contraintes de butée, qui s'exercent au-dessus du point O , ne sont pas affectées d'un coefficient de sécurité. La fiche déterminée à partir d'un calcul en rideau encastré est en effet largement supérieure à la fiche d'équilibre limite.

b) Méthodes élastoplastiques utilisant le module de réaction :

Les calculs basés uniquement sur le comportement élastique du sol n'imposent aucune limite aux contraintes de butée qui se développent dans la partie en fiche. Ils ont l'inconvénient de conduire à un dimensionnement trop optimiste de l'ancrage.

La flexibilité de l'écran et la raideur du sol ne seront réellement mises au centre de la modélisation du comportement en fiche des écrans qu'avec l'introduction de la *méthode du coefficient de réaction*.

En 1867, *Winkler* a introduit l'hypothèse du coefficient de réaction (k) sur le comportement du sol. La variation de la pression de contact (ΔP), en un point de l'interface sol- structure, selon lui, ne dépend que du déplacement (y) de ce point suivant la direction normale de l'interface : ($k = \Delta P/y$).

D'après *Terzaghi* (1955), cité dans [*Delattre* (2001)], les premières applications de la méthode du coefficient de réaction dans le domaine du génie civil sont dues à *Zimmermann* (1888) pour le calcul des contraintes dans les traverses de chemins de fer. Le développement de la méthode a ensuite concerné les fondations et les radiers. Elle a été introduite, très tôt, dans le domaine des soutènements par *Rifaat* (1935) et *Baumann* (1935).

Le développement de cette méthode s'est toutefois heurté au problème pratique de sa mise en oeuvre. Celle-ci, nécessairement analytique avant l'apparition du calcul informatique, a fait l'objet de nombreuses propositions [*Rifaat* (1935) ; *Blum* (1951) ; *Richart* (1957)]. Les méthodes proposées n'étaient toutefois pas suffisamment directes pour être pratiquées facilement dans l'ingénierie courante, en l'absence de moyen de calcul informatique.

En raison des difficultés d'application, l'utilisation pratique de cette méthode dans le domaine des soutènements est très récente, vers la fin des années 1960, par la mise au point des méthodes élastoplastiques dans lesquelles des limites tenant compte du domaine réel de variation de la pression des terres (poussée ou butée) sont imposées aux contraintes élastiques. Dans un premier temps, ce comportement du sol n'était utilisé que pour la partie en fiche. Le développement de la technique des tirants précontraints qui sollicitent en butée le sol en contact de la face interne de l'écran, a conduit à tenir compte d'un comportement élastoplastique du sol sur toute la hauteur intéressée par l'ouvrage.

1) Principe de la méthode au module de réaction :

La déformée d'un rideau flexible, ayant un module d'élasticité (E) et un moment d'inertie (I), sous l'effet des charges appliquées (pressions des terres et pressions interstitielles), (fig. 3.38), est représentée par l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y(z)}{dz^4} = P_e(y, z) - P_i(y, z) \quad (3.2)$$

Avec :

$y(z)$ = Déformée du rideau.

$P_e(y, z)$ et $P_i(y, z)$ = pressions appliquées par le sol sur les deux faces intérieure (ou amont) et extérieure (ou aval) du rideau.

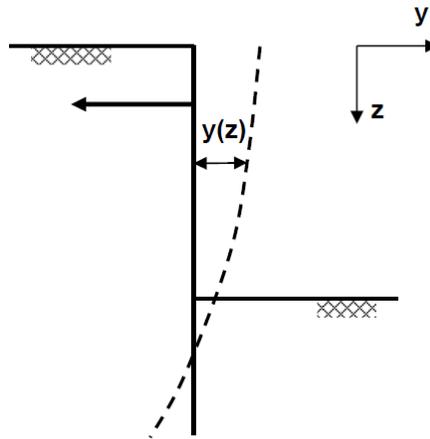


Figure 3.38 : Déformée d'un rideau flexible (poutre élastique).

Selon l'hypothèse de *Winkler* les contraintes P_e et P_i varient en fonction de l'état initial du sol (poussée des terres au repos) et de la loi de réaction adoptée. La déformée de l'écran, qui constitue l'inconnue de l'équation différentielle (Eq.3.2), sera obtenue par intégration de cette équation en tenant compte des conditions aux limites et des conditions initiales suivantes :

- Les valeurs de l'effort tranchant et de moment fléchissant aux extrémités du rideau sont égales à zéro en pied et peuvent être différentes de zéro en tête ;
- Les valeurs du déplacement du point d'ancrage (y_A) ou la valeur de la réaction d'ancrage (A) à chaque niveau d'ancrage sont comme suit : $y_A = 0$, ou bien $A = A + k.y_A$.

On note que dans le cas d'un rideau de palplanches, c'est le module de réaction horizontal k_h du sol qui détermine le déplacement du rideau. On admet le plus souvent que k_h est indépendant de y .

2) Evolution des recherches sur le coefficient de réaction :

L'influence des différentes phases de travaux sur le comportement final de l'écran de soutènement, lorsqu'il est soutenu par plusieurs niveaux de butons ou de tirants d'ancrage précontraints est généralement importante.

Les contraintes réelles sont fonctions de la valeur des déplacements, de leur sens de croissance et de l'histoire de contrainte du sol. Par exemple, si on comprime un sol au-delà de

sa limite de butée, sa loi de décompression ne se superpose pas à sa loi de compression. Cette irréversibilité des phénomènes fait que l'équilibre final de la paroi et du sol dépend de toutes les phases de travaux précédentes et de leur chronologie. *Fages (1971)* cité dans [Delattre (2001)] propose un schéma simplifié de comportement irréversible du sol (fig. 3.39)

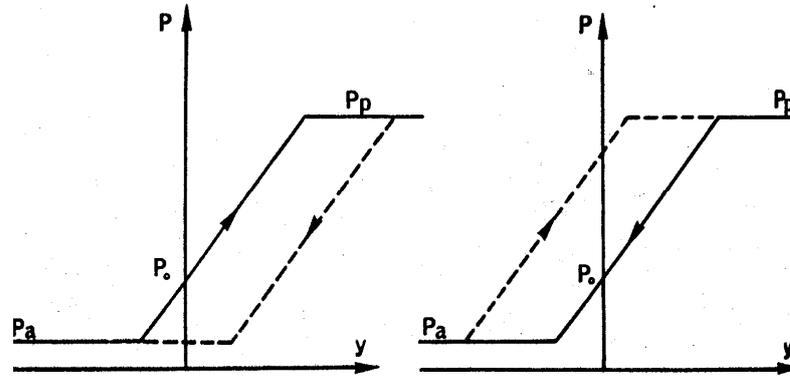


Figure 3.39 : Schémas élastoplastiques tenant compte de l'hystérésis du sol.

Pour les sols (réels ou idéals) la courbe contrainte – déplacement (ou déformation) a une allure non – linéaire (fig. 3.40), mais pour faciliter les calculs, on remplace la partie non – linéaire par une droite allant du point de la pression passive maximum au point de la pression au repos (avec une pente E_s) et ce dernier point, au point de pression active (avec une pente E'_s).

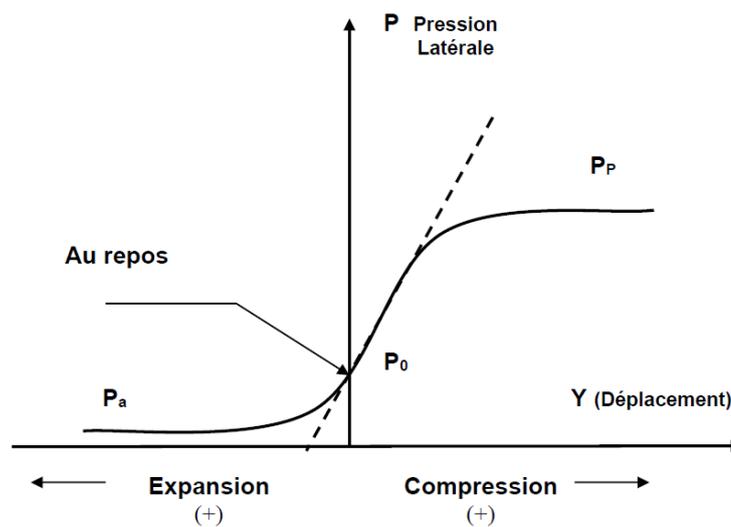


Figure 3.40 : Schéma non linéaire de contrainte – déplacement pour le sol

- **Les recherches expérimentales et théoriques ont été faites, d'après Delattre (2001), par :**

Terzaghi (1955), Skempton (1951), Mc Clelland (1958), Foct (1958), Matlock et Reese (1964), Haliburton (1968) et Ingram (1964).

Haliburton (1968) trace deux courbes différentes d'effort – déplacement pour le sol situé à l'amont et à l'aval de l'écran, et ensuite il les superpose. D'après Terzaghi (1953), pour les rideaux ancrés un déplacement infinitésimal de l'ancrage vers le sol suffit de changer le coefficient de réaction au repos de K_0 à K_0' (fig. 3.41). Cette considération modifie la courbe et on obtient une courbe à 3 pentes. Terzaghi note que les erreurs d'évaluation de la contrainte dues à $\pm 50\%$ d'erreur sur le coefficient de réaction sont négligeables.

Les hypothèses les plus simplificatrices sont les suivantes :

- $E_s = E'_s$;
- En un point du sol la pression P varie linéairement avec le déplacement y (*domaine élastique*).

$$P = P_0 + k_h y \quad (3.3)$$

P_0 étant la pression horizontale du sol au repos définie par le coefficient K_0 .

- à l'extérieur du domaine élastique, P est indépendante de y et égale à P_p ou P_a (fig. 3.41 et 3.42).

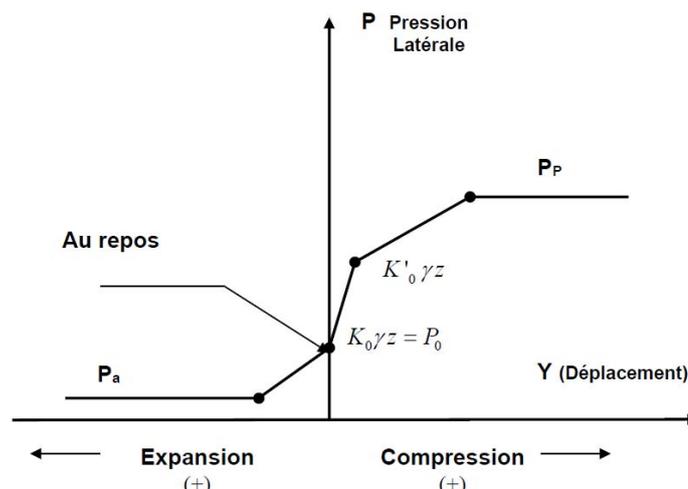


Figure 3.41 : Schéma proposé par Terzaghi pour les sables.

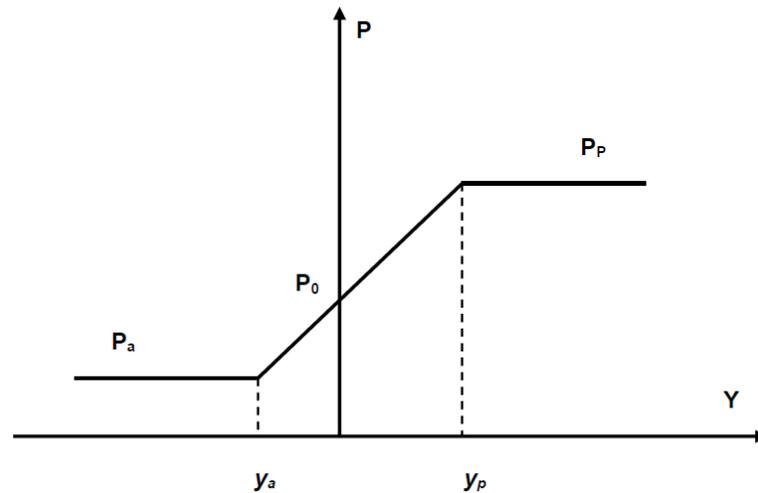


Figure 3.42 : Le schéma simplifié.

3) Différentes méthodes de calcul basées sur le coefficient de *Winkler* :

➤ Le sol est modélisé d'après l'hypothèse de *Winkler* (1867), cité dans [Delattre (2001)], par une série de ressorts non- linéaires (limites plastiques), non couplés, de sorte que les relations entre les pressions horizontales des terres à l'extérieur et l'intérieur de l'excavation et la déformée de celle-ci soient ponctuelles. Ce qui veut dire que ces pressions ne dépendent que de la valeur de y en z et non pas de la déformée dans son ensemble comme dans la réalité.

➤ *Rowe* (1955-1957), cité dans [Delattre (2001)], en cherchant à confirmer théoriquement ses résultats d'essais sur modèles réduits et ses expérimentations dans le cas de sables, aboutit à la proposition des abaques de réduction des sollicitations par rapport aux sollicitations calculées par la méthode de la butée simple (fig. 3.43) pour une large gamme d'écrans. Il indique que la réaction P consécutive au déplacement de l'écran n'est pas une fonction linéaire de z et y doit être de la forme :

$$P_a = m \frac{zy^n}{D^n} \quad (3.4)$$

Où : $n < 1$

m = module de rigidité du sol dont les dimensions sont celles d'un module de réaction ;

D = la fiche du rideau ;

z = la profondeur du point considéré ;

y = le déplacement de ce point.

Ce qui implique que le coefficient de réaction du sol $k_h = m \frac{z}{D^n}$ varie linéairement en fonction de la profondeur sous le fond de fouille.

Pour faciliter les calculs, il suppose que $n = 1$, cela conduit à une expression identique à celle obtenue par *Terzaghi*, pour les milieux granulaires. *Rowe* considère le sol au-dessus de fond de fouille en état d'équilibre de poussée.

D'après *Delattre* (2001), *Rowe* n'impose, par ailleurs, aucune limitation aux contraintes exercées par le sol sur la face avant de l'écran, le schéma de comportement « élastoplastique », qui implique que la pression du sol sur l'écran est comprise entre les pressions active et passive, n'ayant été introduit qu'ultérieurement [*Haliburton* (1968)].

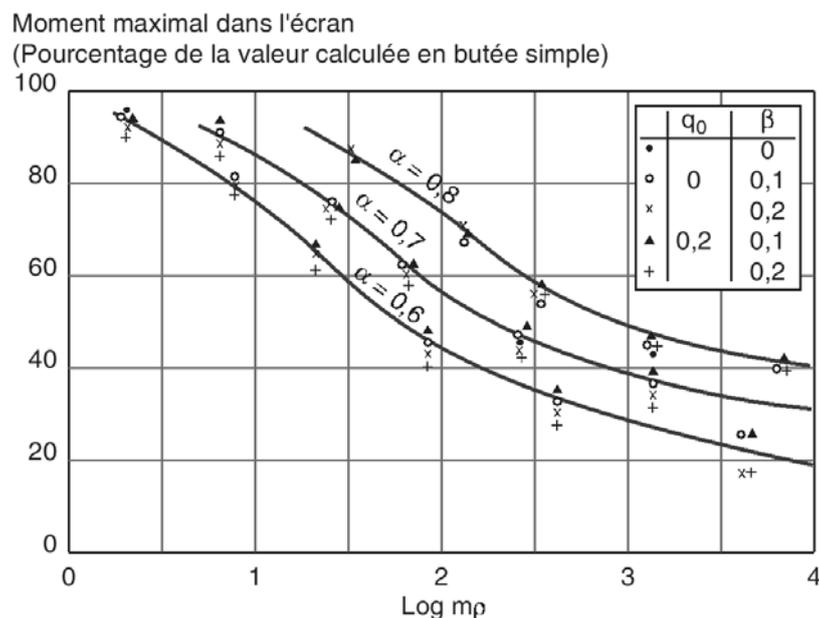


Figure 3.43 : Réductions de moments fléchissant obtenues par *Rowe* (1955). [Figure tirée de *Delattre* (2001)].

(Sur cette figure, ρ est exprimé en $\text{pied}^5/\text{livre.pouce}^2$ et m est exprimé en $\text{livre}/\text{pied}^3$. La conversion de $\log m\rho$ en une grandeur sans unité s'obtient en ajoutant 2,2 aux valeurs lues en abscisse.) (Avec : $1 \text{ pied} = 30.48 \cdot 10^{-2} \text{ m}$; $1 \text{ livre} = 0.45 \text{ Kg}$ et $1 \text{ pouce} = 2.54 \cdot 10^{-2} \text{ m}$)

D'après *Masrouri* (1986), les résultats sur modèles réduits montrent que dans le cas des sols relativement compressibles, la théorie et l'expérience donnent des résultats concordants. Mais pour les rideaux battus dans des sols denses, les écarts sont plus importants. A cause de l'hypothèse sur la poussée du sol au-dessus du fond de fouille, cette méthode n'est pas

applicable aux écrans, où le point d'ancrage (butonnage) est fixe de même qu'au cas où le buton (l'ancrage) est précontraint.

➤ *Terzaghi (1955)* cité dans [*Delattre (2001)*] :

La discussion d'études expérimentales du comportement de structures encastrées dans le sol [*Rifaat, 1935 ; Loos et Breth (1949)*], ainsi que de celles consacrées aux autres catégories d'ouvrages de la géotechnique, complétée par des considérations théoriques sur la notion de coefficient de réaction, amenèrent *Terzaghi (1955)* à formuler des règles générales pour le choix des coefficients de réaction à introduire dans les calculs. Pour le calcul des écrans de soutènement, *Terzaghi* proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur (la fiche) dans le cas d'ouvrages fondés sur un sol pulvérulent (sable), et il conserve une valeur constante (m) au pied de l'écran. Et dans le cas des argiles raides (sol cohérent) il propose un coefficient de réaction constant qui est indépendant de la profondeur. Par ailleurs, *Terzaghi* montra que le coefficient de réaction est d'autant plus faible que le terrain se trouve sollicité sur une surface de grande dimension et que la raideur de ce dernier est faible. Cette analyse conduisit *Terzaghi* à exprimer le coefficient de réaction comme suit :

$$✓ \text{ Cas des sables : } \quad k_h = m \frac{z}{D} \quad (3.5)$$

$$✓ \text{ Cas des argiles raides : } \quad k_h = k_{hl} \frac{1}{D} \quad (3.6)$$

Dans ces expressions, (z) désigne le niveau considéré de la fiche, (D) la longueur sollicitée, dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage, (m) une constante caractérisant les sables, ne dépendant que de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau (tableau 3.2), et (k_{hl}) une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

Tableau 3.2 : Valeurs de m [KN/m^3] pour un sable d'après *Terzaghi (1955)*. [Tiré de *Delattre (2001)*].

Etat de densité	Lâche	Moyenne	Dense
Sable sec ou humide	800	2360	6400
Sable immergé	510	1600	4150

➤ D'après *Delattre* (2001), *Ménard*, *Bourdon* et *Houy* (1964) font appel à la théorie établie par *Ménard* et *Rousseau* (1962) pour le calcul du tassement des fondations superficielles à partir de considérations basées sur la théorie de l'élasticité et d'ajustements empiriques. Ils relient le module de réaction au module pressiométrique. En calculant la pression (P) nécessaire pour avoir un déplacement unité de rideau, ils déduisent le module de réaction (k), du module pressiométrique (E_M). Ceci les a conduits à exprimer le coefficient de réaction par l'équation suivante :

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha D}{2} + 13(0.09D)^\alpha} \quad (3.7)$$

Où :

k_h = module de réaction ;

E_M = module pressiométrique ;

D = la fiche du rideau ;

Et, α = un coefficient caractéristique du sol, tel que :

- $\alpha = 1/3$ pour sables et graviers,
- $\alpha = 1/2$ pour limons,
- $\alpha = 2/3$ pour argiles,
- $\alpha = 1$ pour matériaux parfaitement élastiques.

La formule (3.7) démontre bien la décroissance de (k_h) avec l'augmentation de la fiche (D).

Les travaux menés jusqu'aux années 1960 portaient sur l'interaction de la fiche de l'écran avec le sol, le problème visé étant de mieux tenir compte de l'encastrement en fiche dans l'estimation des efforts dans la structure. Le développement de nouvelles techniques d'intégration de l'équation d'équilibre de l'écran va autoriser l'application de la méthode de coefficient de réaction à d'autres aspects du problème.

➤ *Turabi* et *Balla* (1968), cités dans [*Delattre* (2001)], complètent la modélisation par la méthode du coefficient de réaction de l'encastrement en fiche par la modélisation de l'action du sol soutenu et des appuis. La poussée des terres sur l'écran est donc fonction du déplacement de ce dernier, valant la poussée au repos pour un déplacement nul de l'écran et diminuant de façon linéaire lorsque ce dernier s'écarte du sol. Cette modélisation souffre toutefois d'une déficience importante, relative à la prise en compte des états d'équilibre limites de poussée et de butée.

En effet, à l'image des modélisations antérieures de l'interaction en fiche, la pression du sol est simplement modélisée par une fonction linéaire du déplacement de l'écran mais n'est pas limitée par les pressions correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée. Elle peut en conséquence, prendre des valeurs supérieures aux valeurs correspondant à la mise en butée du sol ou inférieures aux valeurs correspondant à la poussée du sol.

Un tel schéma pouvait, à la rigueur, rester acceptable pour ce qui concerne l'interaction en fiche, compte tenu du fait que, dans les conditions de service prévalant pour une analyse par la méthode du coefficient de réaction, l'ouvrage ne mobilise la butée que sur une hauteur limitée de la fiche. Par contre, pour la modélisation des efforts développés par le sol soutenu par l'écran, ce schéma peut vite devenir inadmissible car l'état d'équilibre limite de poussée est très rapidement atteint, même dans des conditions de service.

➤ *Haliburton* (1968), cité dans [*Delattre* (2001)], introduit un modèle de réaction non linéaire du sol sur l'écran, intégrant les seuils correspondants aux états d'équilibre limites de poussée (limite inférieure) et de butée (limite supérieure) (fig. 3.44). Le modèle proposé permet en outre de traiter les appuis comme des appuis élastiques ou encore comme des déplacements imposés.

Haliburton propose une méthode numérique de calcul pour les rideaux flexibles avec plusieurs niveaux des ancrages éventuellement précontraints. Il prend en compte séparément des sols intérieur et extérieur. Sur toute la hauteur du sol extérieur, il considère la pression des sols fonction de la déformée, donc de (EI) .

Avec une loi de réaction à trois pentes, il combine les deux courbes des sols intérieur et extérieur (fig. 3.45).

Haliburton (1968) a ainsi mis en évidence les nouvelles potentialités de l'application de la méthode du coefficient de réaction au calcul des écrans de soutènement.

En particulier, cette méthode se distingue alors des méthodes classiques en autorisant la prise en compte des conditions aux limites variées ainsi que de multiples niveaux d'appuis.

Elle permet par ailleurs d'analyser les distributions d'efforts obtenues pour différentes configurations de l'ouvrage, le projeteur pouvant jouer sur la longueur de la fiche ou la position des appuis.

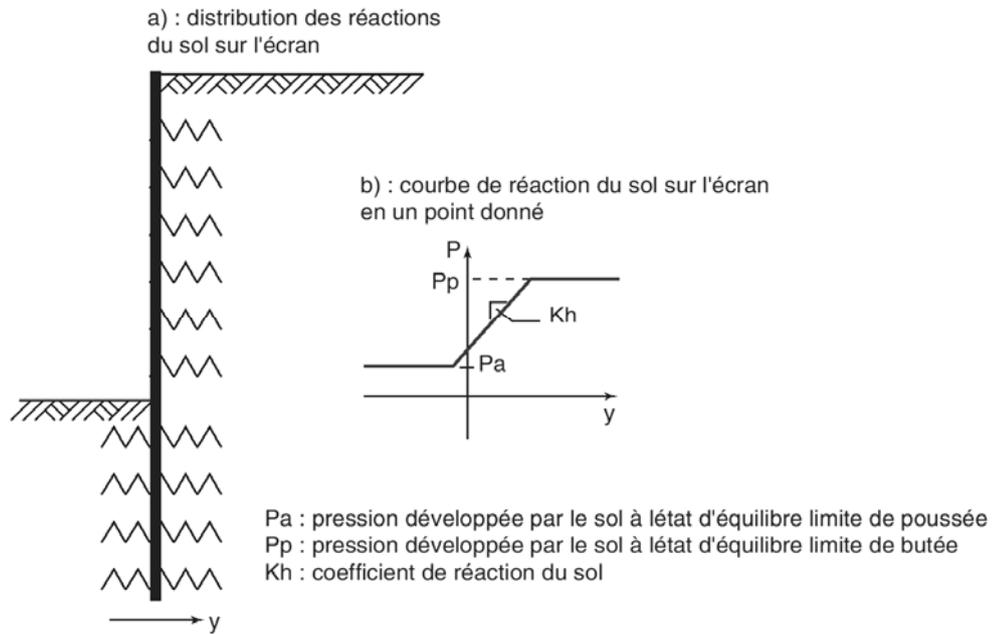


Figure 3.44 : Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction.
 D'après Haliburton (1968). [Tiré de Delattre (2001)].

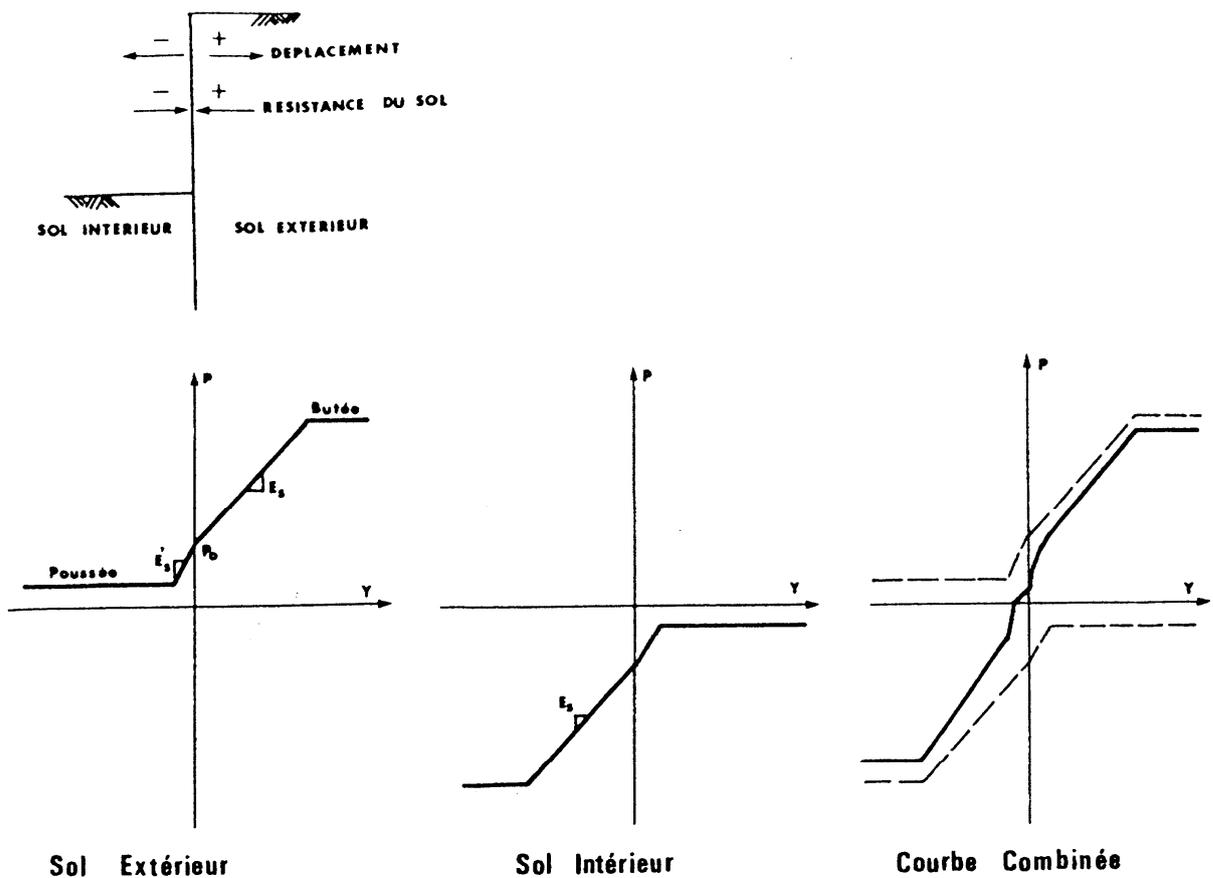


Figure 3.45 : Schémas proposés par Haliburton (1968).
 [Tiré de Masrouri (1986)].

➤ *Boudier, Colin et Mastikian (1970)*, cités dans [*Masrouri (1986)*], déterminent le module de réaction du sol par des essais pressiométriques in-situ. Les différentes phases d'exécution et des déformations irréversibles de la paroi sont introduites dans leur programme de calcul électronique.

➤ *Fages et Bouyat (1971)*, cités dans [*Masrouri (1986)*], proposent un modèle mathématique basé sur les hypothèses de *Haliburton*, avec un coefficient de réaction de la forme : $k_h = K + K' \sigma_v$, permettant la simulation des phases de travaux successives. Ce modèle intègre le comportement irréversible du sol en état élastoplastique (l'hystérésis) (fig. 3.39). Le calcul qui en résulte est évolutif et simule les phases de travaux, de sorte que l'équilibre sol-rideau décrive au long du calcul, un chemin parfaitement voisin de ce qui se passe en réalité.

➤ *Bourdon (1977)*, cité dans [*Masrouri (1986)*], présente une méthode de calcul reprenant en partie les hypothèses de *Rowe*. Son calcul peut traiter le cas de raccourcissement des butons d'une fouille blindée sous la poussée des terres. Il utilise deux valeurs différentes du coefficient de réaction : en butée (k_h) et en contre butée (λk_h). Avec (λ) variant de 2 à 6 mais valant en général 3. La valeur de (k_h) est la même que celle proposée par *Ménard (1964)* (Eq. 3.7) et elle est tirée des caractéristiques pressiométriques (fig. 3.46).

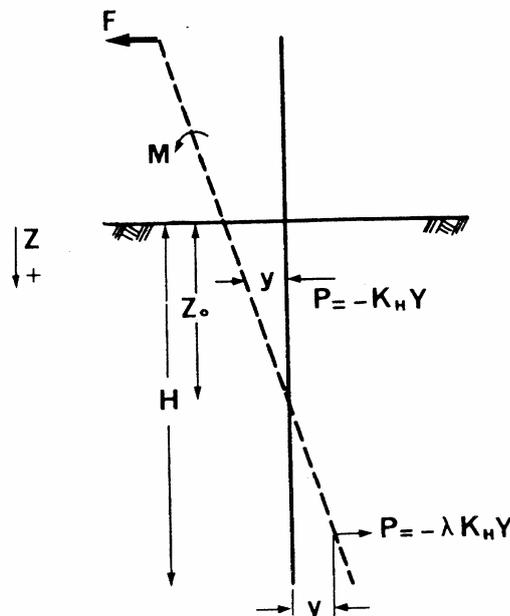


Figure 3.46 : Loi des pressions pour une paroi rigide fichée dans le sol et recevant un effort F en tête. *Bourdon (1977)*. [Tiré de *F. Masrouri (1986)*].

4) Les lois de réactions élastoplastiques :

Le schéma de comportement élastoplastique non-linéaire du sol entourant une paroi de soutènement flexible, si on considère le sol idéal de *Mohr- Coulomb*, est assez facile à définir car les contraintes minimales (actives) et maximales (passives) sont bien connues. Par contre ce qui se passe entre ces deux états limites n'est pas très clair.

Quand le sol est au repos (état intermédiaire), le coefficient des terres au repos (K_0) définit la relation entre la pression verticale et horizontale. Ce coefficient peut être obtenu en faisant diverses hypothèses.

5) Critique des méthodes élastoplastiques utilisant le module de réaction :

Les méthodes au module de réaction utilisent une approche transparente permettant de reproduire une grande partie de l'effet de sol sur la paroi et de mieux comprendre le fonctionnement de la structure de soutènement, en tenant compte de :

- la flexibilité de l'écran ;
- la raideur et la charge de précontrainte des butons ;
- l'influence du déroulement des travaux ;
- le comportement non réversible du sol.

Ces avantages procurent à ces méthodes l'avantage principal d'être très proches de calcul traditionnel des structures du génie civil.

Par contre, cet avantage est obtenu au prix d'une simplification considérable du comportement du sol et de son interaction avec la structure. La poussée des terres est déterminée sur la base de l'état au repos ou de l'état actif de *Rankine* peu importe la géométrie de la structure. Ces états de contraintes se basent cependant sur des hypothèses qui ne se sont pas toujours remplies. L'état au repos est défini pour un massif sans structure. La présence de la structure avec une interface aux propriétés limitées constitue une perturbation qui modifie considérablement l'état de contraintes. Le processus de mise en place de l'écran (battage, vibrofonçage ou excavation en tranchée profonde) ainsi que le remblayage et l'excavation devant l'écran influence aussi cet état.

L'hypothèse d'une relation linéaire entre la réaction et le déplacement avec une limitation de la résistance maximale constitue aussi une simplification importante du comportement. La plastification du sol est en effet un processus complexe qui dépend de la loi

de comportement du matériau et de la géométrie du cas traité qui ne peut que difficilement être reproduit par une série de ressorts élasto- plastiques. L'utilisation de ces méthodes est donc acceptable à l'état limite de service, mais très discutable à l'état limite ultime, qui est atteint habituellement pour des déplacements importants de la structure auxquels correspond généralement une plastification partielle du sol.

Cependant, elles sont loin de pouvoir représenter exactement le comportement du sol, et doivent être utilisées avec beaucoup de précaution. Leurs principaux inconvénients sont :

- La modélisation de la résistance que le sol oppose au déplacement de la structure par une série de ressorts élastiques (ou élastiques- plastiques en tenant compte de la limitation) est une représentation très grossière de l'interaction sol- structure. Chaque ressort constitue un appui unidirectionnel indépendant des autres ressorts. Le caractère continu du sol avec sa capacité à diffuser latéralement les contraintes n'est pas considéré par la méthode ;

- Le choix du module de réaction (k_s) pose également un problème puisque ce paramètre n'est pas une propriété intrinsèque du sol. Et n'a pas d'existence physique, ce coefficient est évalué soit à posteriori, soit de manière empirique. Pour un même type de sol, il dépend de la hauteur, de la flexibilité et du type de soutènement, il ne peut donc pas être mesuré. De plus, par sa définition même, il ne peut pas décrire les différentielles du sol (effet de voûte) ;

- Les courbes de déplacement obtenues par cette méthode, sont liées à la valeur de coefficient de réaction horizontal (k_h), qui ne peut pas être défini précisément, ceci influe leur interprétation ;

- Le manque de correspondance théorique rigoureuse, entre le comportement réel du sol et le modèle, constitue alors la faiblesse principale de la méthode.

L'utilisation de facteurs de charge permet néanmoins d'encadrer le comportement réel de la structure à l'état limite ultime et de pallier à ces lacunes phénoménologiques.

On doit préciser cependant qu'une grande variation de ce coefficient affecte peu le diagramme des moments. En prenant en compte toutes ces limites. Ces méthodes restent tout de même plus complètes et réalistes que les méthodes classiques. Elles ont permis de dimensionner de nombreuses structures dans le passé qui se comportent pour la plupart de

façon satisfaisante. La marge de sécurité effective sur ces structures n'est par contre pas estimable sur la base du dimensionnement effectué.

c) Méthode en continuum (Eléments finis ; Différences finies) :

L'étude d'un écran de soutènement par la méthode en continuum (Eléments finis ou Différences finies) se base sur la discrétisation du milieu considéré dans son ensemble (l'écran + l'ancrage (tirants ou butons) + le sol + la nappe d'eau ...), pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. Dans cette méthode, l'écran n'est pas considéré seul comme une poutre soumise à des efforts obtenus à partir d'hypothèses plus ou moins réalistes.

La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage constitué d'éléments de dimensions finies (géomodèle) prenant en compte les différents éléments du système réel, puis à choisir les lois de comportement adéquates pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement. La solution obtenue est par conséquent une approximation et sa précision dépend de la qualité et de la finesse de la discrétisation et de la loi de comportement introduite dans le calcul.

Le calcul par éléments finis ou différences finies permet de connaître avec plus de précision la réponse des matériaux lors du passage de l'état élastique à l'état plastique.

Dans la méthode aux éléments finis, une approximation simple, souvent polynomiale représente le champ de déplacement dans chaque élément. Le système étant équilibré, les contraintes et les déformations sont obtenues en tout point de cet ensemble à partir de ce champ et des lois rhéologiques des matériaux impliqués. Cette méthode de calcul a été en grande partie développée par *Zienkiewicz* (1971).

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée du système d'équation est remplacée directement par une expression algébrique écrite en termes de variables du champ (contrainte ou déplacement) aux points discrets de l'espace. Et les variations définies aux points de discrétisation ne nécessitent pas de fonctions de forme, comme cela est le cas pour les éléments finis. L'approche la plus utilisée est celle basée sur la méthode de *Wilkins* (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Le calcul numérique permet de juxtaposer l'action de tous les éléments (structures ; sol ; eau) et de calculer les contraintes et les déformations en tout point du système.

L'application de la méthode en continuum aux soutènements permet d'obtenir une représentation complète du comportement de la structure globale, en tenant compte notamment :

- du sol comme un milieu continu discrétisé ;
- de la présence d'une interface entre le sol et la structure aux propriétés particulières par le biais d'éléments de contact (éléments d'interface) ;
- de la structure modélisée par des éléments de structure ou de milieu continu ;
- de la présence d'eau en régime permanent ou transitoire ;
- des étapes d'excavation, de construction et de remblayage.

Puisque le sol fait partie intégrante du modèle de calcul, l'action du sol et de l'eau sur la structure est directement prise en compte par la méthode par l'intermédiaire des poids volumiques du sol et de l'eau et de la géométrie du modèle. L'hypothèse simplificatrice et discutable sur l'intensité et la distribution de la poussée des terres contre la structure n'est en outre plus nécessaire.

3.4. La pratique actuelle des méthodes de calcul des soutènements :

La pratique actuelle pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement est résumée dans de nombreux ouvrages de référence dont [*Lambe & hitman* [1969), *Recordon* (1985), *Terzaghi et al.* (1996), *Clayton et al.* (1993) et *Clayton et al.* (2014)].

Lors du calcul des pressions de contact agissant contre la structure de soutènement, les principes suivants liés à la prise en compte de l'interaction sol - structure sont généralement évoqués :

- La méthode de calcul doit permettre d'assurer autant que possible la compatibilité cinématique entre la structure et le sol en contact ;
- Des états plastiques peuvent être admis dans le sol pour autant que les déplacements de la structure soient suffisants pour atteindre de tels états ;
- La méthode doit permettre d'assurer la compatibilité statique entre la structure et le sol en contact. La rugosité de la structure doit être considérée dans les calculs.

Cela conduit les auteurs à catégoriser les structures selon leur rigidité et leurs conditions d'appui et à proposer différentes approches pour les différents cas.

Recordon (1985) distingue par exemple les écrans rigides libres de se déplacer, pour lesquels il propose des approches théoriques qui négligent la déformabilité de la structure (dont *Rankine*, *Coulomb-Poncelet* et *Caquot-Kérisel*), et les écrans non libres de se déplacer librement ou souples, pour lesquels il propose des méthodes semi-empiriques (*Terzaghi* et *Peck*) ou des calculs par éléments finis. Il distingue donc les cas où l'interaction sol-structure peut être simplifiée sans erreur importante et les cas où celle-ci doit faire l'objet d'une attention particulière.

Une présentation pertinente de la problématique propre aux ouvrages de soutènement est donnée par *Clayton & al.* (1993) (1^{ère} édition) et *Clayton & al.* (2014) (2^{ème} édition). La présentation de la théorie classique est suivie par une discussion critique de son application dans les cas pratiques, construite notamment sur la base des travaux de *Terzaghi* (1936). Le thème du dimensionnement des ouvrages de soutènement, organisé aussi par catégories, est précédé par une introduction sur les différents états limites à considérer pour ce type de structures.

Si la problématique posée par l'interaction sol- structure est bien présente dans l'esprit de ces auteurs, les méthodes proposées ne respectent pas toujours rigoureusement les principes ci-dessus, en particulier pour les structures hyperstatiques.

3.5. Conclusion :

En fonction de la nature et des conditions de leur environnement, les ouvrages de soutènement ont toujours présenté des particularités importantes et très variées d'un type à l'autre. Le comportement d'une structure de soutènement ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface « interaction sol- structure ».

Historiquement, le calcul des structures de soutènement s'est développé au cas par cas, ce qui est encore visible aujourd'hui dans les ouvrages de référence traitant de la mécanique des sols appliquée.

Les murs de soutènement semi- flexibles et flexibles ont un comportement beaucoup plus complexe que les murs rigides. Les tirants d'ancrage et les butons compliquent d'avantage l'analyse des rideaux de soutènement, ceci est dû en majeure partie à leur flexibilité

et à l'intervention de l'effet de voûte. Actuellement on applique des méthodes semi-empiriques et des calculs par les méthodes en continuum (éléments finis ou différences finies).

La stabilité d'ensemble, l'inclinaison, la longueur des tirants ainsi que la grandeur de la force de la précontrainte dans les boutons et les tirants ne peuvent être déterminées d'une manière très rigoureuse. Les rideaux ancrés ou butonnés, malgré leurs différences, se calculent de la même manière.

Les premières théories (méthodes classiques) se sont toujours intéressées aux cas simples qui, moyennant certaines simplifications, pouvaient être résolus analytiquement ou graphiquement. La simplification principale à la base de ces théories est généralement de considérer la structure comme un corps rigide indéformable dont le déplacement est assimilable à un bloc en rotation ou en translation. Le sol est alors étudié séparément dans une première étape, alors que le dimensionnement de la structure ne se fait que dans une seconde étape, sur la base de l'estimation préalable de l'effet d'action du sol. Cette étude découplée du sol et de la structure est généralement acceptable pour de tels cas.

Les méthodes de calcul classiques (aux états limites) restent bien adaptées pour le dimensionnement de la grande majorité des rideaux de palplanches. Elles donnent des résultats surabondants. Avec ces méthodes la déformation de l'écran n'intervient pas dans le calcul. Il a été reconnu très tôt que cette simplification n'est pas acceptable dans de nombreux cas pour lesquels la déformation de la structure doit être considérée lors du calcul des pressions de contact. A défaut de théorie représentative, des méthodes semi-empiriques ont été proposées dans un premier temps pour évaluer les charges que devaient supporter ces structures.

La méthode aux modules de réaction et plus récemment les méthodes en continuum (éléments finis ou différences finies) permettent aujourd'hui de combler ces lacunes. Le niveau de sophistication apporté à la structure et au sol est pourtant rarement identique. Des hypothèses trop simplificatrices sont en effet souvent choisies pour la structure, admise par exemple linéaire élastique, ou au contraire pour le sol, modélisé par exemple par des ressorts élastiques. Cet état est probablement aussi la conséquence du développement historique séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols.

Les méthodes au module de réaction horizontal permettent d'optimiser le dimensionnement. Elles prennent en considération les déplacements d'appui tels que ceux causés par la mise en précontrainte des tirants ou des boutons. Les différentes phases

d'exécution sont bien suivies dans le calcul, et elles sont applicables aux écrans avec plusieurs niveaux de tirants ou butons. La mesure des paramètres géotechniques (le coefficient de réaction) est impossible, alors que la valeur des déplacements (déformations) dépend de ce coefficient.

Les méthodes en continuum (éléments finis ou différences finies) connaissent un succès indéniable dans tous les domaines concernés par l'interaction sol- structure. Elles servent alors d'outil de recherche, de conception et de dimensionnement. Elles permettent de reproduire l'interaction entre le sol et la structure de façon réaliste. La compatibilité cinématique et statique entre le sol et la structure est implicitement vérifiée si la structure de soutènement et le sol sont considérés dans l'analyse et si leur interface est modélisée par des éléments de contact adaptés.

Leur utilisation réussie nécessite cependant l'expérience du modélisateur et la validation des résultats par des observations sur des ouvrages similaires ou par la comparaison avec d'autres méthodes éprouvées. Le choix des conditions aux limites, en particulier en ce qui concerne les dimensions du modèle (géomodèle), doit être fait de manière à reproduire correctement le comportement. Les limites du modèle doivent en particulier être évaluées par une analyse de sensibilité pour vérifier si elles influencent ou non le comportement à proximité de la structure.

Une difficulté supplémentaire réside dans l'application de la méthode aux éléments finis aux tâches de dimensionnement de la structure à l'état limite ultime, qui est atteint habituellement pour des déplacements importants (grands déplacements) de la structure auxquels correspond généralement une plastification partielle du sol. Le rôle du sol, qui fait partie intégrante du modèle, doit en effet être précisé.

Bien qu'il soit aujourd'hui possible, avec le développement de l'outil informatique et des méthodes de calcul numérique, d'obtenir une représentation assez réaliste du comportement des structures de soutènement des excavations, des efforts importants sont encore nécessaires pour mieux appréhender les phénomènes, tels que les effets de l'écoulement d'eau dans le sol et leurs conséquences sur la stabilité des excavations et le dimensionnement des soutènements. Et saisir ainsi réellement les enjeux de l'interaction sol-structure.

A ce titre, la modélisation par la méthode aux différences finies en utilisant le code numérique *FLAC*^{2D}, dont la description et la présentation feront l'objet du chapitre 4, constitue un outil de simulation extrêmement puissant et fournit une représentation

intéressante des phénomènes utiles pour comprendre les conséquences de l'effet d'écoulement et de l'interaction sol- structure sur la stabilité des excavations et le dimensionnement des soutènements flexibles. En tenant compte de l'anisotropie de perméabilité du milieu sol.

Chapitre 4

Méthodes d'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique : synthèse et comparaison

4.1. Introduction :

Les différentes méthodes proposées dans la littérature pour l'analyse de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique reposent sur des hypothèses assez restrictives, en définissant un facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture du fond des excavations par le phénomène de renard ou le soulèvement du fond de l'excavation (rupture hydraulique). Ces méthodes ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet des forces d'écoulement des eaux d'infiltration (forces hydrodynamiques) provoquant la réduction de la pression passive (butée) dans le côté aval de l'écran est ignoré.

Ce chapitre présente une revue des travaux antérieurs publiés dans la littérature (état de l'art) portant sur la stabilité des batardeaux et des excavations profondes envahies par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement, et ayant une liaison directe avec les cas considérés dans la présente étude. Ce chapitre est ponctué par des déductions, des discussions et des comparaisons des différentes approches et méthodes proposées dans la littérature. Et se termine par une conclusion.

4.2. Revue de la littérature (Travaux antérieurs) :

4.2.1. Terzaghi (1943) :

A partir des essais sur modèle réduit expérimental, *Terzaghi* (1943) a constaté que, dans une excavation, la zone du fond de fouille présentant le risque de soulèvement, où le sol est soulevée par l'eau, est limitée à un prisme rectangulaire du sol adjacent à la paroi de son côté aval, ayant une largeur égale à la moitié de la longueur d'encastrement (fiche) de la paroi ($D/2$) (fig. 4.1).

L'approche de *Terzaghi* donne une valeur pour le rapport adimensionnel de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ vis-à-vis de la rupture hydraulique par soulèvement (*heaving*) (fig. 5.1b) égal à 2,82, alors que le phénomène de renard, qui apparaît au point E (côté aval) pour un gradient hydraulique critique, se produit avec une valeur théorique de la perte de charge hydraulique $(H/D)_{crit} = 3.14 = \pi$.

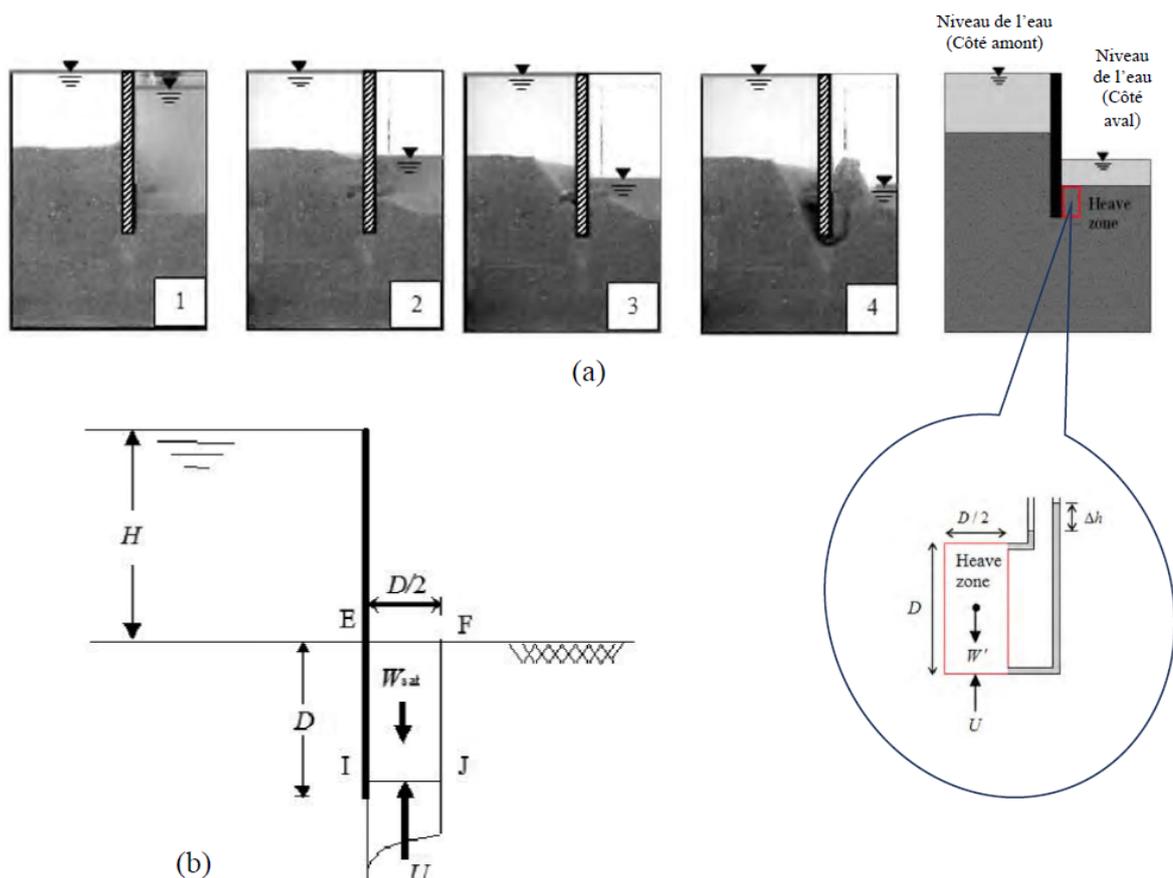


Figure 4.1 : Rupture hydraulique :

(a) Modèle expérimentale pour la rupture hydraulique dans les batardeaux

(b) Critère de *Terzaghi* (1943) vis-à-vis de la rupture hydraulique par soulèvement

4.2.2. *Kastner (1982)* :

En se basant sur des essais au laboratoire, *Kastner (1982)* a montré que l'instabilité peut être causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de renard du fond de fouille mais aussi par la réduction de la butée devant la fiche.

4.2.3. *Soubra & al. (1999)* :

En utilisant l'analyse limite, *Soubra & al. (1999)* ont développé une méthode cinématique en adoptant un mécanisme de rupture rotationnel permettant de calculer le coefficient de butée en présence d'écoulement. Ils ont montré que la butée disponible devant la fiche de l'écran de soutènement étanche diminue avec l'augmentation de la perte de charge hydraulique relative (H/D). Le cas limite d'une butée nulle représente la rupture par soulèvement généralisé d'un prisme de sol devant la fiche.

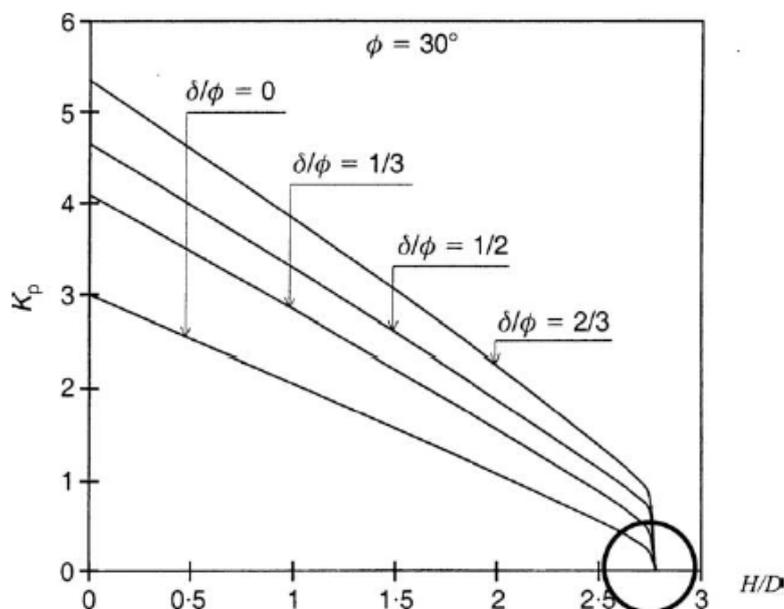


Figure 4.2 : Coefficient de pressions latérales passives (K_p) en fonction de (H/D) pour $\phi = 30^\circ$ et $\delta/\phi = 0 ; 1/3 ; 1/2$ et $2/3$. Cas d'un milieu semi-infini homogène et isotrope [Tiré de *Soubra & al. (1999)*].

Il ont aussi montré que les pressions passives des terres, en présence de gradient hydraulique sont sensibles au frottement de l'interface sol-structure mais disparaissent totalement à la même valeur de $(H/D)_{crit} = 2,78$ pour différentes valeurs de l'angle (δ) de l'interface sol-structure (voir fig. 4.2 ci-dessus).

Les auteurs ont conclu que l'angle de frottement de l'interface sol-structure n'a aucun effet sur la valeur de $(H/D)_{crit}$ provoquant la rupture par soulèvement.

Le travail de *Soubra & al.* (1999), étant à l'époque le seul qui donne les valeurs numériques du coefficient de la butée en présence d'écoulement, a servi de moyen de comparaison pour les travaux de *Benmebarek & al.* (2005), utilisant l'approche numérique (FLAC^{2D}).

4.2.4. *Tanaka & al* (1999) :

Tanaka & al (1999) ont conçu un dispositif expérimental spécialement pour tester au laboratoire et étudier la rupture hydraulique du sol provoquée par l'écoulement de l'eau d'infiltration derrière un écran en palplanches (fig.4.3) afin de clarifier le phénomène de rupture hydraulique. Le mécanisme de rupture hydraulique a été observé précisément à travers les expériences effectuées par les auteurs. Les résultats expérimentaux pour 24 modèles de sable homogène, isotrope et de densité relative moyenne $Dr = 50\%$ ($Dr = 45 \div 55\%$) étaient considérés par les auteurs.

Grâce à une discussion sur le mécanisme de rupture hydraulique du sol derrière l'écran en palplanches, le concept de rupture prismatique, qui est une extension de la méthode de *Terzaghi*, a été utilisé pour analyser la perte de charge hydraulique critique (H_c) à partir d'un point de vue pratique.

Les auteurs ont montré à travers leurs résultats expérimentaux que la perte de charge hydraulique au début de la déformation plastique (H_y) est proche de la perte de charge hydraulique (H_T) donnée par *Terzaghi* (1943) par une rupture prismatique (avec frottement). (H_T) est effectivement appliquée à un sol monocouche homogène et isotrope comme représenté sur la figure 4.4. Et ont annoncé que la valeur de (H_T) présentée par *Terzaghi* (1943), ne convient pas à un massif de sol monocouche homogène et anisotrope, à un sol bicouche, ou un terrain monocouche surmonté d'un filtre surcharge, parce que la largeur du prisme considéré est fixée dans la méthode de *Terzaghi* (1943) à $(D/2)$. Le concept de la rupture prismatique serait utile pour ces cas, car des prismes de largeurs variées peuvent être considérés dans la méthode. Il a été prouvé que le concept de rupture prismatique est simple et donne une bonne solution de la perte de charge hydraulique au début de la déformation plastique.

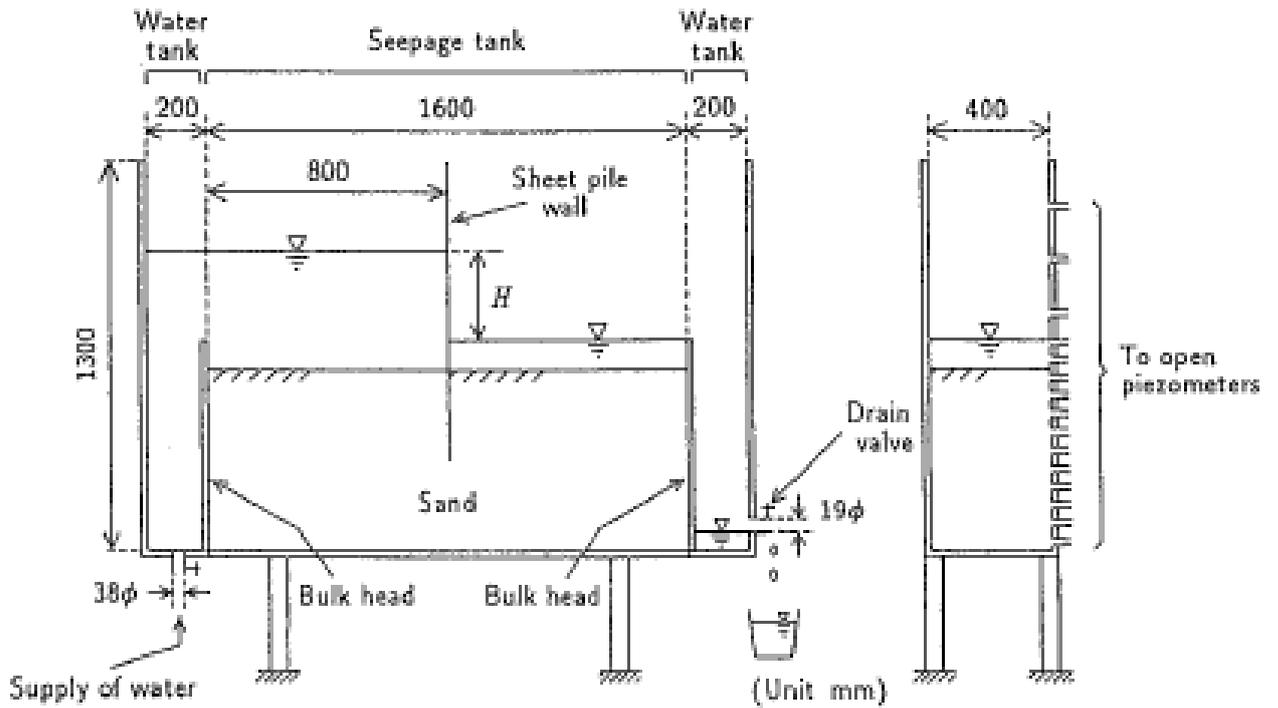


Figure 4.3 : Dispositif et modèle expérimentaux conçus par Tanaka & al (1999).

[Tiré de Tanaka & al (1999)].

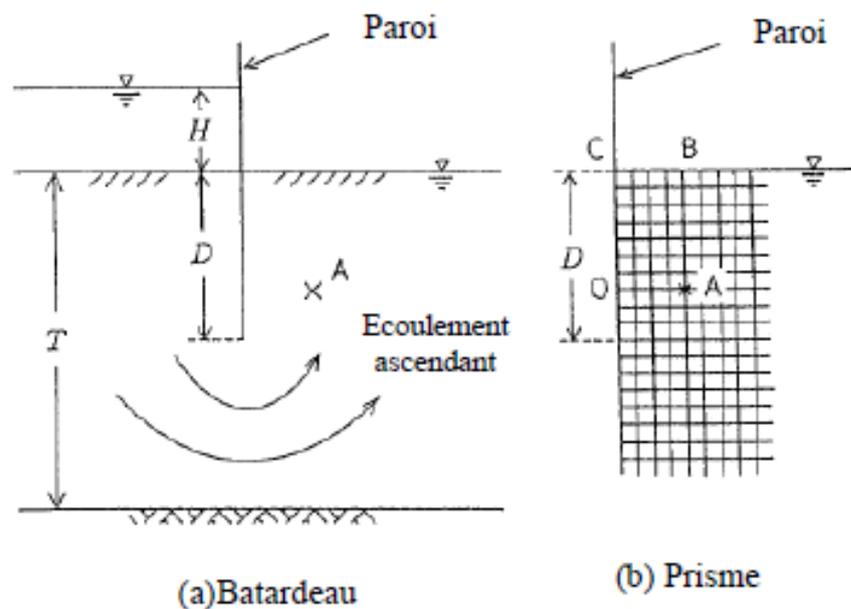


Figure 4.4 : Ecoulement ascendant derrière une paroi en palplanche

[D'après Tanaka & al. (1999)].

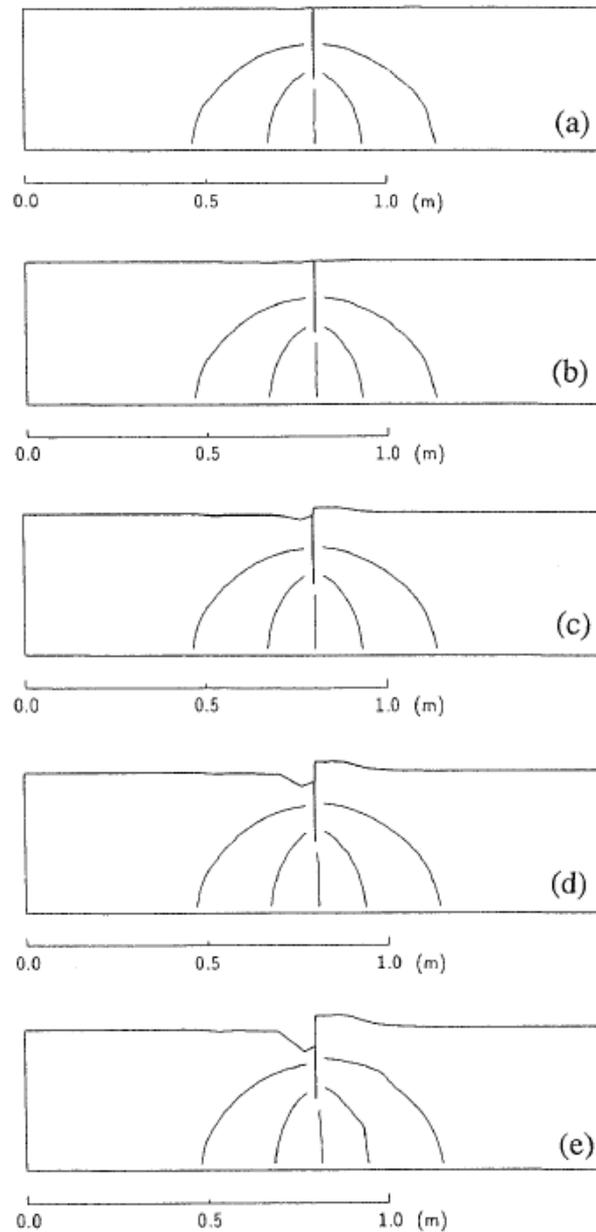


Figure 4.5 : Changement de la configuration du modèle expérimental N° E0009 [Tiré de Tanaka & al. (1999)]. ($D= 19.8 \text{ cm}$; $D/T= 0.496$; $Dr= 49.0\%$), ($H_y= 51.53 \text{ cm}$ (H_y/D) = 2.60 ; $H_c= 55.90 \text{ cm}$ et (H_c/D) = 2.82) : (a) $H= 11.62 \text{ cm}$; (b) $H= 47.10 \text{ cm}$; (c) $H= 51.79 \text{ cm}$; (d) $H= 54.19 \text{ cm}$; et (e) $H=55.46 \text{ cm}$.

Tanaka & al (1999) ont annoncé, à partir de leurs expérimentations, que la valeur de H_c correspondante à la rupture hydraulique est de 1.053 à 1.193 (une valeur moyenne de 1.106) fois plus élevée que H_y correspondante au début de la déformation plastique du sol, donc le sol du modèle dispose d'une marge de transition d'environ 10 % en termes de valeurs de la perte de charge hydraulique pour passer de la phase de début de la déformation plastique à la

phase de rupture. Le comportement du sol entre H_y et H_c représente l'effet d'auto-rétablissement et peut être utilisé efficacement comme un indicateur pour détecter la rupture hydraulique.

Les auteurs ont bien montré et expliqué sur la figure 4.5 le développement du mouvement de la surface du sol et des lignes équipotentielles dans un modèle de sol utilisé dans l'une parmi leurs 24 expérimentations (Essai sur modèle expérimental N° E0009). Dans cet essai les données suivantes ont été considérées, à savoir : la fiche $D = 19.8 \text{ cm}$; l'épaisseur du modèle du sable $T = 39.9 \text{ cm}$ (fig. 4.6) et la densité relative du sable $D_r = 49 \%$.

Avec l'augmentation de la perte de charge hydraulique $H = 11.62 \text{ cm}$ au début de l'essai jusqu'à $H = 55.46 \text{ cm}$ très proche de la rupture hydraulique correspondante à $H_{crit} = 55.90 \text{ cm}$, cet essai a montré que le soulèvement du sol se produit pour une perte de charge hydraulique relative critique $(H/D) = 2.62$ (soit $H = 51.79 \text{ cm}$), et le phénomène de renard apparaît pour $(H_{crit}/D) = 2.82$. Ces valeurs sont inférieures à celles données par Terzaghi (1943) de -7.63 % et -11.35 % pour les mêmes phénomènes respectivement (tableau 4.1 ; §4.2.5 ; pp 125).

Dans cet essai, le modèle de sable est dans un état stable durant un premier temps pour une valeur faible de H (fig. 4.5a et 4.5b). Lorsque H augmente au-delà d'une certaine valeur de H_y , (c.à.d. lorsque $H = 51.79 \text{ cm} > H_y = 51.53 \text{ cm}$), la surface du modèle du sable commence à se déformer de façon significative, à savoir, affaissement sur le côté amont et soulèvement sur le côté aval près des palplanches (fig. 4.5c).

Les auteurs ont observé que quelques grains de sol se déplacent autour de la pointe inférieure de la paroi en palplanches de l'amont vers l'aval. Le soulèvement en aval et l'affaissement en amont de la surface du sol se développent lorsque H augmente encore (fig. 4.5d).

D'après Tanaka & al (1999), l'affaissement du sol en amont se produit à une distance $D/2$ de la paroi en palplanches et devient progressivement profond à proximité de la paroi. Cet affaissement est de la forme triangulaire. Le soulèvement de l'aval a été entièrement produit sur une largeur de $D/2$ à partir de la paroi en palplanches, accompagné du soulèvement de la zone située entre $D/2$ et D (fig. 4.5d). Lorsque la perte de charge hydraulique (H) augmente et se rapproche de la valeur critique (H_c), l'affaissement amont montre une forme triangulaire claire, et l'entraînement par roulement des grains de sable vers le bas, suivant la pente de la surface du sol, est observé en amont (fig. 4.5e). Les auteurs ont vu que les grains fins du sol sont entraînés par l'eau à la surface du sol en aval (phénomène de renard) et l'eau devient

trouble. Immédiatement lorsque la perte de charge hydraulique (H) atteint la perte de charge hydraulique de rupture (H_c), une masse de sol d'une largeur $D/2$ devant la paroi se déplace lentement de l'amont vers l'aval, et au bout de quelques secondes le sol en aval est soufflé dans l'eau. Le sable en amont se déplace autour du pied de l'écran de soutènement.

On constate bien que ce modèle expérimental de sable (modèle expérimental N° E0009), conçu et testé par *Tanaka & al.* (1999), présente une marge de transition de 8.50 % entre la phase de début de déformations plastique [$H_y = 51.53 \text{ cm}$; soit $(H_y/D) = 2.60$] et la phase de rupture [$H_c = 55.90 \text{ cm}$; soit $(H_c/D) = 2.82$]. Et que ce phénomène de rupture hydraulique dans le sol sont inattendu et peuvent survenir brusquement à l'intérieur des batardeaux.

4.2.5. *Kodaka & al.* (2001) :

A partir des expériences sur modèle réduit testant au laboratoire, avec une paroi fixe, la rupture hydraulique plane (fig. 4.6), les résultats de *Kodaka & al.* (2001) montrent que lorsque la perte de charge hydraulique (H) atteint 17.2 cm , correspondant à $(H/D)_{crit} = 3.44$, le dépôt de sable adjacent à la paroi du côté aval et ayant une densité relative $D_r = 60\%$ est soulevé progressivement (fig. 4.7a et 4.7b). Le phénomène de renard « *heaving* » du sable a été observé pour une différence de hauteur d'eau (H) de $18,5 \text{ cm}$, soit $(H/D)_{crit} = 3.70$, (fig. 4.7c).

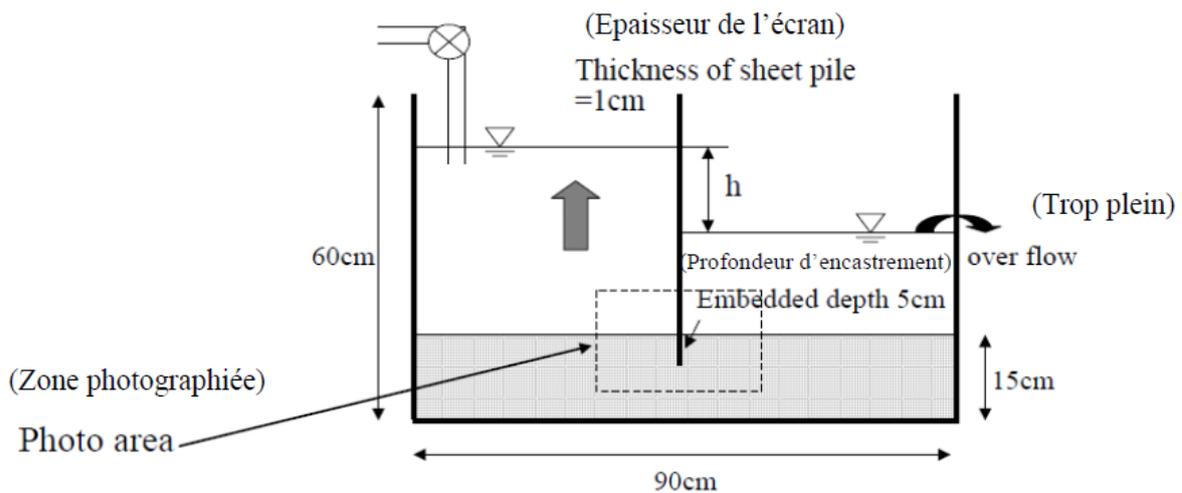


Figure 4.6 : Appareil du modèle expérimental et conditions aux limites

[Tiré de *Kodaka & al.* (2001)]

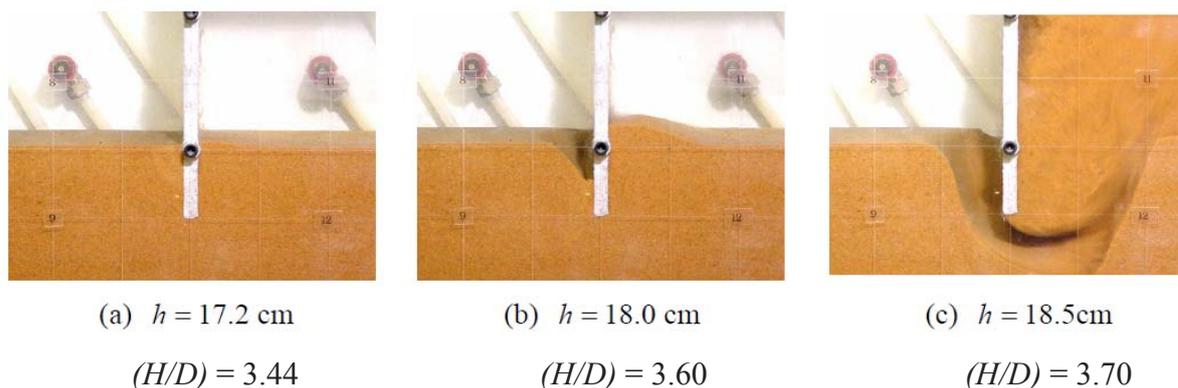


Figure 4.7 : Déformation du dépôt de sable avec différentes pertes de charges hydrauliques [Tiré de *Kodaka & al. (2001)*].

Le tableau 4.1, ci-dessous, montre bien les écarts constatés entre les valeurs de $(H/D)_{crit}$, correspondantes aux deux types de rupture hydraulique, données par *Terzaghi (1943)*, *Tanaka & al. (1999)* et *Kodaka & al. (2001)*. Les valeurs de *Kodaka & al. (2001)* dépassent les valeurs de *Terzaghi (1943)* de $\approx 22\%$ et $\approx 18\%$, et celles de *Tanaka & al. (1999)* de 31.30% et 31.21% pour le soulèvement et le phénomène de renard respectivement. On constate bien que les valeurs de *Tanaka & al. (1999)* sont les plus critiques par rapport aux autres.

Tableau 4.1 : Comparaison des valeurs de $(H/D)_{crit}$, induisant une rupture hydraulique pour une paroi fixe, données par *Terzaghi (1943)*, *Tanaka & al. (1999)* et *Kodaka & al. (2001)*.

Type de rupture hydraulique	$(H/D)_{crit}$ (pour une paroi fixe)			Ecart (2) par rapport à (1)	Ecart (3) par rapport à (1)	Ecart (3) par rapport à (2)
	<i>Terzaghi (1943)</i> (1)	<i>Tanaka & al. (1999)</i> (2)	<i>Kodaka & al. (2001)</i> (3)			
Soulèvement	2.82	2.62	3.44	- 7.63%	+ 21.99%	+31.30%
Phénomène de renard	3.14	2.82	3.70	- 11.35%	+17.83%	+31.21%

4.2.6. *Benmebarek & al. (2005)* :

En utilisant la méthode des différences finies explicite mis en œuvre dans le code FLAC et en examinant une paroi fixe (fig. 4.8) qui peut représenter un rideau en palplanches étayé

(butonné), Benmebarek & al. (2005) ont identifié différents mécanismes de rupture sur le côté aval de la paroi, se produisant pour des pertes de charges hydrauliques critiques $(H/D)_{crit}$ dans l'intervalle 2,63 à 3,16 (voir tableau 4.2), qui dépendent des conditions et des caractéristiques du sol et de l'interface sol / paroi comme décrit dans la littérature [Terzaghi (1943) ; McNamee (1949) ; Marsland (1953) ; et Davidenkoff & al. (1965)].

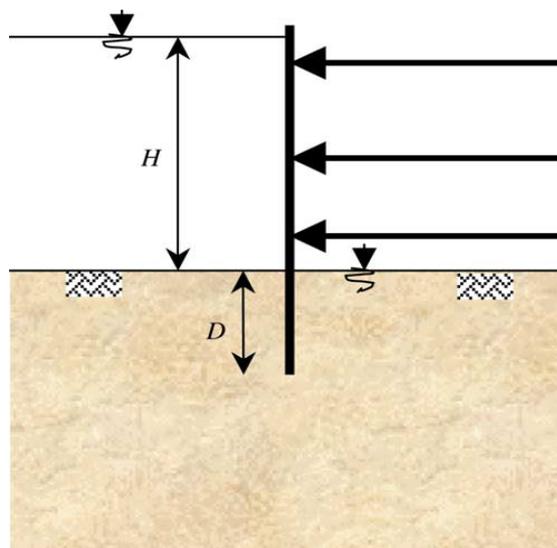


Figure 4.8 : Cas d'une paroi fixe étudié par Benmebarek & al. (2005)

Tableau 4.2 : Perte de charge critique $(H/D)_{crit}$ pour différents paramètres ϕ , ψ/ϕ et δ/ϕ . Pour une paroi fixe. [D'après Benmebarek & al. (2005)]

δ/ϕ	ψ/ϕ	H/D limit				
		$\phi = 20^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0	0	2.63*	2.68*	2.74*	2.77*	2.8*
	1/2	2.64**	2.70**	2.79**	2.82**	2.90**
	1	2.64**	2.71**	2.82**	2.84**	2.93**
1/3	0	2.67*	2.78*	2.84*	2.90*	2.93*
	1/2	2.68**	2.82**	2.88**	2.94**	2.98**
	1	2.68**	2.84**	2.91**	2.97**	3.03**
2/3	0	2.72*	2.81*	2.90*	2.92*	2.97*
	1/2	2.73**	2.83**	2.92**	2.97**	3.12**
	1	2.73**	2.84**	2.93**	3.04***	3.16***
1	0	2.73*	2.84*	2.90*	2.93*	2.99*
	1/2	2.73**	2.87**	2.94**	3.03**	3.13**
	1	2.73**	2.90**	2.98**	3.05***	3.16***

Note : Rupture par soulèvement d'un bloc de sol de la forme d'un prisme rectangulaire (*) ou triangulaire (**), ou rupture par le phénomène de renard (boulance) (***)

4.2.7. Houlby (2006) :

Suite à la publication des résultats des travaux de recherches de *Benmebarek & al.* (2005), *G. T. Houlby*, de l'université d'Oxford, a pu confirmer, valider et divulguer ses résultats dans la discussion publiée dans *Benmebarek & al. « Discussion »* (2006). Qu'il les a trouvés en 1975 dans le cadre de son projet de graduation à l'université de *Cambridge*, portant sur le calcul de la stabilité des rideaux en palplanches simplement encastés en pied dans un sable non cohésif, homogène et isotrope, en prenant en considération la variation des pressions interstitielles en amont et en aval du rideau. Ses résultats n'ont pas été publiés auparavant par manque de support de validation [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)].

Dans son travail, publié dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)], *Houlby* (2006) a employé la méthode utilisant une application standard de la méthode des caractéristiques pour les contraintes effectives, comme décrit par *Sokolovski* (1965) cité dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)]. En substituant les contraintes effectives et les pressions interstitielles aux contraintes totales dans les équations d'équilibre, celles-ci s'écrivent alors comme suit :

$$\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = -\frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{yy}}{\partial y} = -\gamma' - \frac{\partial u}{\partial y} = -\left(\gamma' + \frac{\partial u}{\partial y}\right) \quad (4.2)$$

La force de volume dans le sens opposé à l'axe y est donc augmentée par le terme $(\partial u / \partial y)$, et il y a également une force de volume $(\partial u / \partial x)$ dans le sens contraire à l'axe x . Aussi longtemps que la variation volumique de la pression interstitielle (u) est spécifiée, le problème résultant peut être traité simplement comme un problème impliquant une force de volume variable. *Houlby* (2006), publié dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)], a fait recours à l'outil informatique en programmant la méthode en langage Fortran, et la pression interstitielle pourrait être indiquée par une expression analytique ou par interpolation entre les points de maillage. Il a utilisé pour la distribution des pressions interstitielles, la solution analytique présentée par *Schofield* et *Wroth* (1968), cités dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)].

Houlsby (2006), a obtenu des valeurs des coefficients de poussée et de butée pour $\varphi = 30^\circ$ et $\varphi = 40^\circ$; pour un angle de frottement d'interface sol/écran (δ) égal à 0 , $\varphi/2$ et φ , et pour une variété de charge hydraulique (H). Pour des raisons de simplicité, l'auteur a examiné juste le cas $\gamma' = \gamma_w$ (semblablement aux travaux de Benmebarek et al. (2005)).

L'auteur a conduit son étude en terme de gradient hydraulique maximum (i_0) à la surface du sol, qui est relié (en utilisant l'expression analytique pour les pressions interstitielles) à la hauteur d'eau (charge hydraulique) par l'expression : $(H/D) = \pi i_0$, comme employé par Benmebarek & al.(2005). Et en menant des comparaisons, il a constaté que ses valeurs sont en accord très satisfaisant avec celles donnée par Benmebarek & al. (2005). Il a mené l'étude dans une autre étape, et a examiné de deux manières différentes la hauteur critique de l'eau (charge hydraulique critique), sur le côté amont du rideau en palplanches, qui causerait la rupture [Houlsby (2006), publié dans Benmebarek & al. « Discussion » (2006)] :

➤ **La première méthode** consiste à tracer en fonction du gradient hydraulique maximum (i_0) les courbes représentatives des composantes horizontales des forces de pressions des terres actives et passives, incluant également les termes de la pression d'eau au-dessus et en dessous de la surface du sol. La valeur maximale (i_0) permise était simplement celle correspondant au point de croisement des deux courbes. Pour des faibles valeurs de (i_0) les forces actives calculées étant inférieures à la résistance passive maximum. Ce calcul doit être approprié à un mécanisme de rupture purement de translation.

➤ **Le deuxième calcul** était le même en principe, mais implique la vérification de l'équation d'équilibre des moments par rapport au centre de rotation supposé, par Houlsby (2006), publié dans [Benmebarek & al. « Discussion » (2006)], situé à l'extrémité inférieure du rideau (mécanisme de rupture par rotation). Ceci représente un mécanisme plus réaliste (bien qu'il ne soit pas toujours nécessairement le plus critique).

Les résultats des deux calculs, présentés en fonction de $(H/D)_{crit}$ (Perte de charge hydraulique relative critique), sont donnés dans le tableau 4.3 ci-dessous. Ces résultats montrent bien que le mécanisme de rupture par rotation est plus critique.

Tableau 4.3 : Valeurs critique de (H/D) pour la rupture d'un rideau en palplanches, simplement encastré en pied, présentées par *Houlsby* (2006) dans la discussion publiée dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)].

φ	δ/φ	$(H/D)_{crit}$ (mécanisme de translation)	$(H/D)_{crit}$ (mécanisme de rotation)
30°	0	0.83	0.52
	1/2	1.09	0.67
	1	1.28	0.78
40°	0	1.17	0.69
	1/2	1.65	1.00
	1	2.05	1.25

Le travail d'*Houlsby* (2006) présenté dans la discussion publiée dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)], étant le seul qui donne les valeurs numériques de la charge hydraulique relative critique $(H/D)_{crit}$ provoquant un mécanisme de rupture par rotation d'un écran en palplanche simplement encastré en pied (écran libre), va nous servir de moyen de comparaison dans la présente étude pour le cas d'un écran libre en palplanches simplement encastré en pied dans un sable homogène et isotrope.

4.2.8. *Wudtke & al. (2008)* :

Wudtke & al. (2008) ont examiné différentes situations concernant le soulèvement hydraulique. Ils ont montré que la sécurité contre le soulèvement hydraulique a été influencée par les propriétés spécifiques des sols, la stratification géologique existante, et le type et l'ampleur de la structure.

4.2.9. *Mozò & al. (2014)* :

En adoptant l'approche numérique, *Mozò & al.* (2014) ont analysé la stabilité vis-à-vis de la rupture hydraulique d'une excavation soutenue dans un sol granulaire homogène, non cohésif et isotrope, avec une comparaison avec le cas d'anisotropie du sol en perméabilité, en considérant le problème d'un écoulement plan autour d'une paroi moulée « *diaphragm wall* »

d'une hauteur totale $H_w = 20 \text{ m}$ et d'une épaisseur de 0.80 m , durant les différentes séquences de l'excavation. Le niveau de la nappe phréatique derrière la paroi est situé à 2 m en dessous du niveau du terrain naturel (fig. 4.9).

Les auteurs ont utilisé le code numérique *GGU-SS-FLOW 2D* (2008) basé sur la méthode des éléments finis et spécialisé dans le calcul des écoulements plans. Ce logiciel permet d'analyser les écoulements permanents et de calculer les paramètres comme : le gradient hydraulique, le débit d'écoulement, la vitesse d'écoulement et la pression interstitielle hydrodynamique contre la paroi. Ils ont calculé ces paramètres durant les différentes séquences d'excavation et de sa mise à sec. Le niveau de la nappe devant la paroi du côté aval est donc fonction de la géométrie de l'excavation, de la perméabilité du sol et des caractéristiques du milieu aquifère environnant. La figure 4.10 montre le réseau d'écoulement autour de la paroi moulée du cas considéré par les auteurs. Les coefficients de perméabilité utilisés, représentant le cas des dépôts de sols alluvionnaires et fluviaux, sont comme suit :

- Pour le cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$) : $k = k_h = k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$;
- Pour le cas d'anisotropie : $k_h = 10^{-3} \text{ m/s}$ et $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$, soit : ($k_h/k_v = 10$).

Les auteurs ont considéré pour le sol choisi, un poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; et un poids volumique déjaugé $\gamma' = 10.2 \text{ KN/m}^3$; avec un poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9.81 \text{ KN/m}^3$; (c.à.d. $\gamma_{\text{sat}} / \gamma' = 1.96 \approx 2$). Et ils ont adopté un coefficient de sécurité global $FS = i_c/i \geq 2$ basé sur le critère de l'approche du gradient hydraulique critique conformément à la méthode de *Terzaghi*, soit, $i_c = \gamma' / \gamma_w = 10.2 / 9.81 = 1.04 \approx 1$, pour vérifier la sécurité de l'excavation vis-à-vis du risque de la rupture hydraulique par soulèvement ou par le phénomène de renard. Ils ont tenu compte aussi de l'effet du poids volumique déjaugé du sol γ' , les valeurs testées sont $\gamma' = 10.2$; 9.2 ; et 8.2 KN/m^3 , correspondant à $i_{cr} = 1.04$; 0.94 ; et 0.84 respectivement.

La méthodologie de *Mozò & al.* (2014) consiste à l'évaluation de la stabilité hydraulique de la paroi moulée en définissant la profondeur maximale admissible (H_{max}) pour l'excavation et la profondeur minimale d'encastrement (D_{min}) de la paroi pour éviter la rupture. La figure 4.11 montre les lignes équipotentielles et les vecteurs de vitesse résultants du calcul effectué par les auteurs en utilisant le code numérique cité ci-dessus.

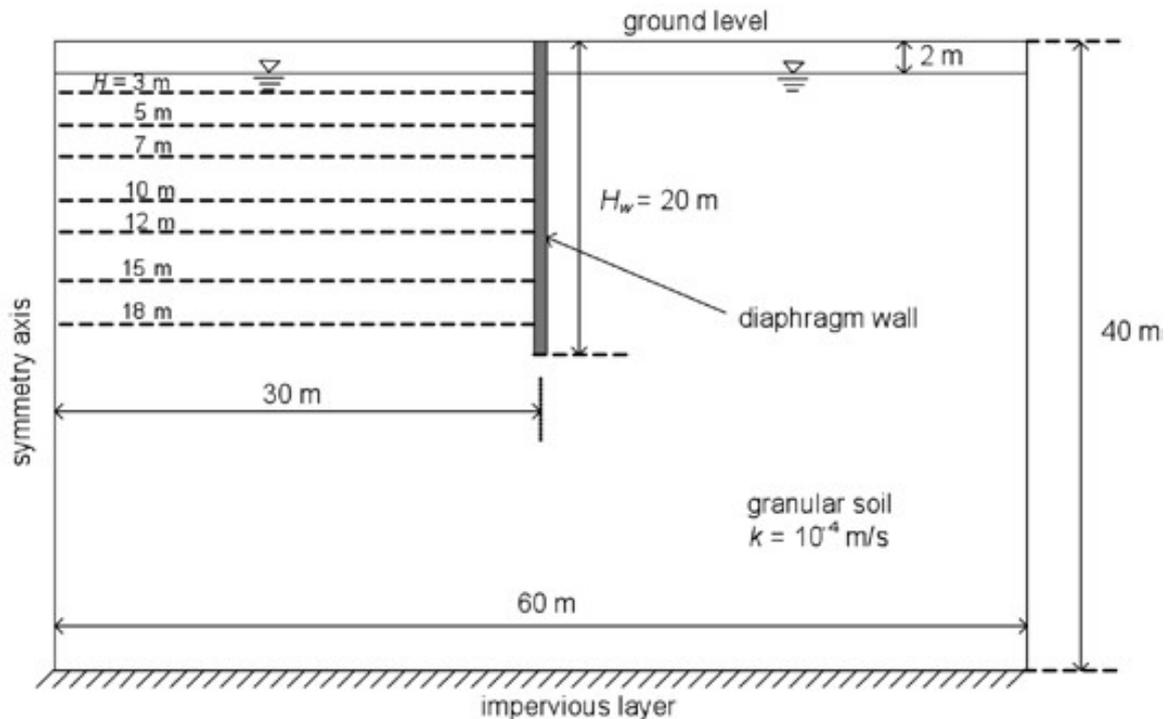


Figure 4.9 : Conditions aux limites et séquences d'excavation utilisées dans l'analyse de la paroi moulée [Tiré de Mozò & al. (2014)]

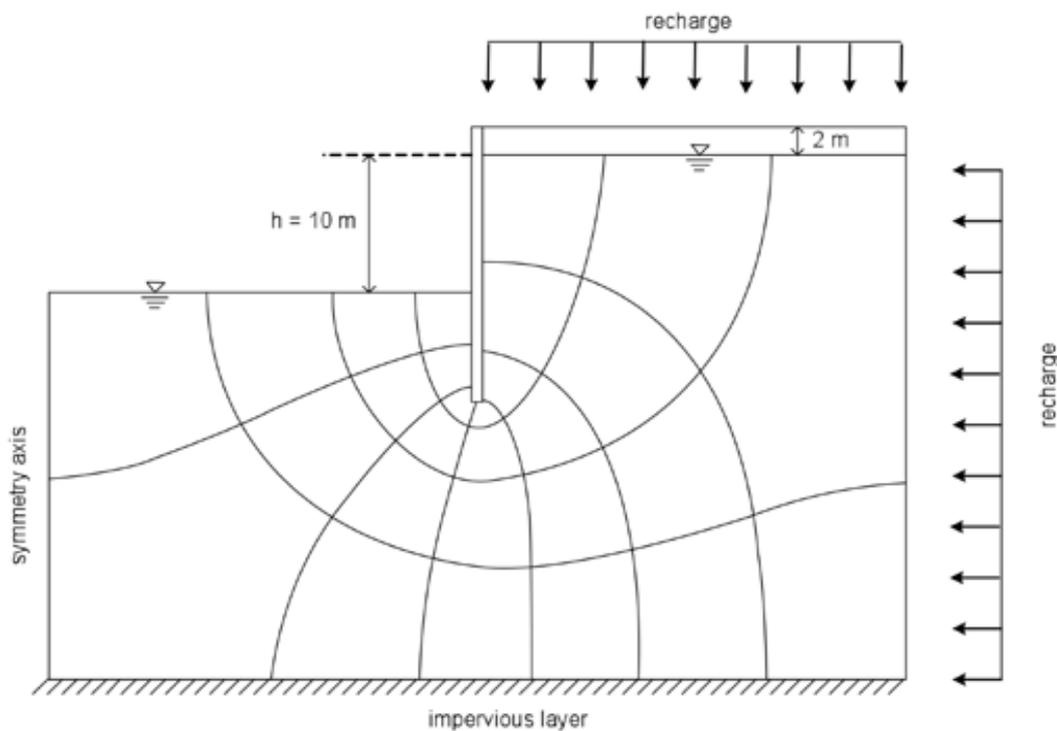


Figure 4.10 : Réseau d'écoulement autour de la paroi moulée pour une profondeur d'excavation $H = 12$ m [Tiré de Mozò & al. (2014)]

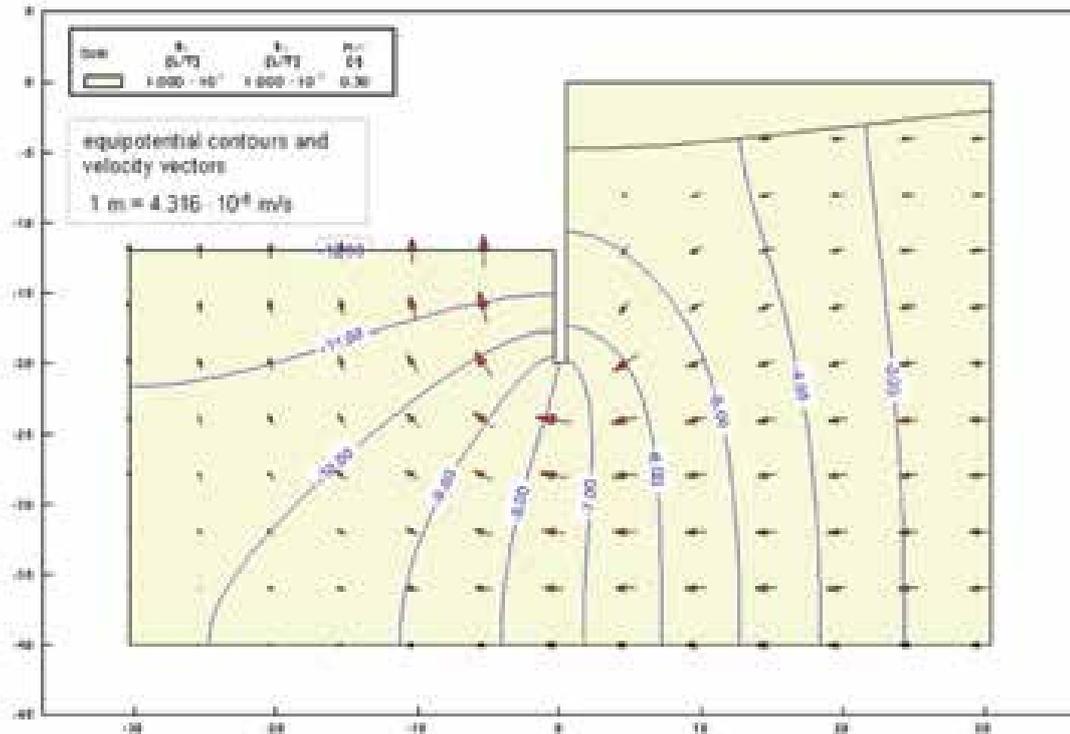


Figure 4.11 : Lignes équipotentielle et vecteurs de vitesse d'écoulement pour une excavation de profondeur $H = 12$ m [Tiré de Mozò & al. (2014)]

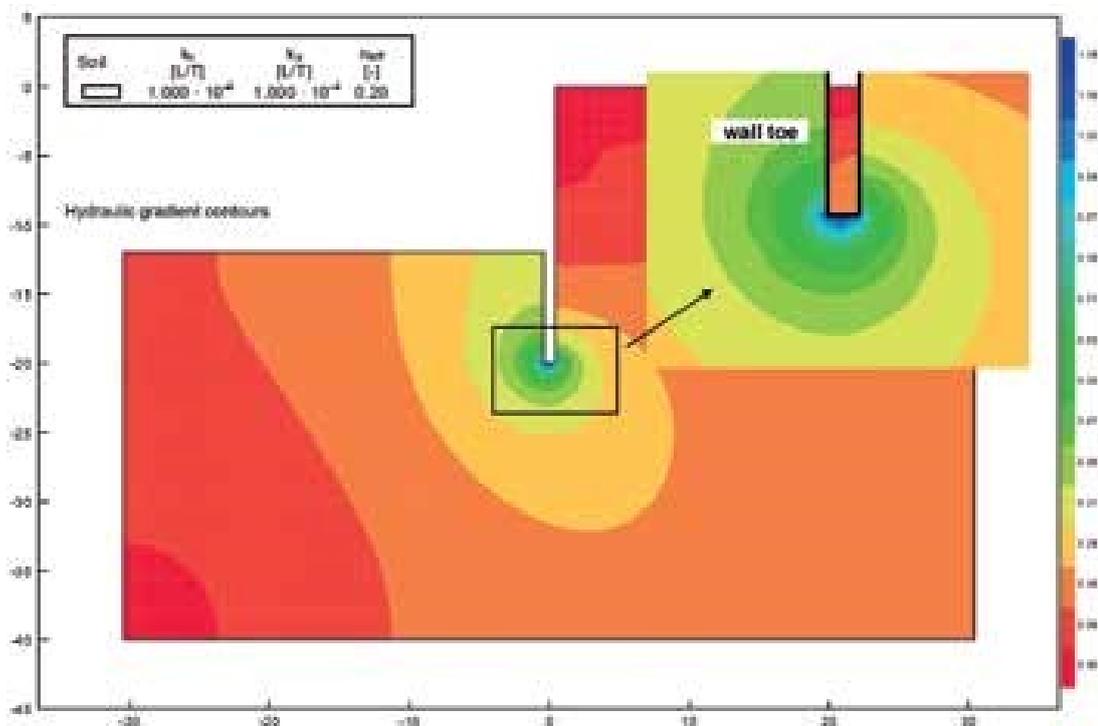


Figure 4.12 : Distribution du gradient hydraulique autour de la paroi moulée [Tiré de Mozò & al. (2014)]

La figure 4.12 montre la distribution du gradient hydraulique (i) autour de la paroi moulée lorsque la profondeur de l'excavation atteint les 12 mètres. On peut déduire que cette profondeur correspond à une perte de charge hydraulique $\Delta h = (12-2) = 10$ m, et une profondeur d'encastrement (fiche) $D = 8$ m. soit $\Delta h/D = 1.25$ [semblablement à la valeur donnée par *Houlsby* (2006) publiée dans *Benmebarek & al. « Discussion »* (2006) ; pour $\phi = 40^\circ$ et $\delta/\phi = 1$, en considérant un mécanisme de rotation (tableau 4.3)].

Les auteurs ont mis en évidence que les fortes valeurs du gradient hydraulique (i) se manifestent sous le pied de la paroi, mais aussi que la concentration du (i) est d'un intérêt particulier au niveau du fond de l'excavation à côté de la paroi moulée du côté aval, où (i) atteint une valeur moyenne de 0.6 ; ($i_{moy} = 0.6$). Mais, juste en dessous de la pointe du pied de la paroi (i) approche des valeurs légèrement supérieures à 1.

Une fois la valeur de (i) est proche de l'unité, correspondant au gradient hydraulique critique ($i_{cr} = 1.04 \approx 1$), il convient de vérifier que cette zone ayant (i_{cr}) proche de l'unité ne se propage pas jusqu'à la surface du sol provoquant ainsi une rupture hydraulique par le phénomène de renard. Puisque la valeur de (i) est d'environ 0,3 dans le sol en-dessous de l'excavation et à côté de la paroi, alors il n'est pas nécessaire de vérifier la propagation du phénomène de renard.

Les auteurs ont souligné, que *Harr* (1990) cité dans [*Mozò & al. (2014)*] a indiqué que les valeurs de 4 et 5 sont raisonnable pour le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture hydraulique définie par $FS = i_{cr}/i$, lorsqu'on utilise des méthodes graphiques. Tandis que *Powrie* (2004), cité dans [*Mozò & al. (2014)*], a suggéré des valeurs de FS comprises entre 1,25 et 1,5 pour le sable fin du *Norvège* pour une conception basée sur le système de mise hors d'eau de l'excavation. Pour cet exemple : $FS = i_{cr}/i = 1,04 / 0,3 = 3,5$.

En répétant l'analyse pour chaque séquence d'excavation indiquée dans la figure 5.9 (évolution de la profondeur de l'excavation), *Mozò & al. (2014)* ont pu tracer des graphes mettant en évidence, en fonction de la profondeur de l'excavation H et du rapport H/H_w , (H_w étant la hauteur total de la paroi), les variations du gradient hydraulique et du facteur de sécurité au niveau du fond de l'excavation et de la pointe du pied de la paroi avec des comparaisons entre les cas d'isotropie et d'anisotropie en perméabilité du sol (fig. 5.13 et fig. 5.14).

A cet effet, les auteurs ont adopté un critère pour définir la valeur de (i) pour laquelle l'excavation est en sécurité vis-à-vis de la rupture hydraulique. Le gradient hydraulique résultant (i) est toujours plus élevé au niveau de la pointe du pied de la paroi « *wall toe* » qu'au niveau du fond de l'excavation « *excavation bottom* ».

Dans la figure 4.13, les auteurs ont pu observer qu'à la pointe du pied de la paroi (*wall toe*) les valeurs de $i > 1$ ($\approx i_{cr}$) se produisent pour des profondeurs $H > 10$ m [c.à.d. $\Delta h = (H - 2$ m) > 8 m ; $D = (H_w - H) < 10$ m et $(\Delta h / D) > 0.80$] pour un sol isotrope ($k_h/k_v = 1$), et $H > 8$ m [c.à.d. $\Delta h > 6$ m ; $D < 12$ m et $(\Delta h / D) > 0.50$] pour un sol anisotrope en perméabilité ($k_h/k_v = 10$).

Les auteurs ont annoncé que ce soit un phénomène local ou propageant comme l'ascension des grains de sol vers le haut, le sol adjacent à la fiche de la paroi du côté aval doit être vérifié par le gradient hydraulique (i) de bas en haut.

Les résultats de Mozò & al. (2014) montrent dans la figure 4.13, que si le phénomène au niveau de la pointe du pied de la paroi (*wall toe*) se propage jusqu'à la surface du fond de l'excavation (*excavation bottom*), cela va induire la rupture, pour des profondeurs de l'excavation $H > 16$ m [c.à.d. $\Delta h > 14$ m, $D < 4$ m et $(\Delta h/D)_{crit} > 3.50$] pour un sol isotrope, et $H > 14$ m [c.à.d. $\Delta h > 12$ m, $D < 6$ m et $(\Delta h/D)_{crit} > 2$] pour un sol anisotrope ($k_h/k_v = 10$), résultant à $i = 1$. D'où, on déduit que la perte de charge $(\Delta h/D)_{crit}$ diminue avec l'augmentation de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol.

En considérant le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture hydraulique (FS), Mozò & al. (2014) ont évalué aussi l'effet du poids volumique déjaugé du sol γ' sur le facteur de sécurité (FS) (fig. 4.14). Les auteurs ont constaté que cet effet est légèrement plus important pour le fond de l'excavation que pour la pointe de la paroi.

Et ont montré, sur la figure 4.14, que pour le fond de l'excavation « *excavation bottom* », en supposant que l'anisotropie en perméabilité ($k_h/k_v = 10$) et $FS = 2$, la profondeur maximale $H = 11$ m [c.à.d. $\Delta h = 9$ m, $D = 9$ m et $(\Delta h/D) = 1$] est obtenue, à la place de $H = 14$ m (Pour $FS = 1$) [c.à.d. $\Delta h = 12$ m, $D = 6$ m et $(\Delta h/D) = 2$] comme dans le cas d'isotropie (pour $FS = 2$), soit une réduction de 27.27 % en profondeur d'excavation.

Par conséquent, *Mozò & al.* (2014) ont conclu que l'anisotropie en perméabilité du sol peut avoir un effet important sur la stabilité hydraulique des excavations soutenues par des parois moulées. Et que La détermination des perméabilités dans les deux directions verticale et horizontale doit être incluse dans les essais in situ et au laboratoire pour les projets de parois moulées.

On doit noter, concernant le travail de *Mozò & al.* (2014), que :

— *Mozò & al.* (2014) ont effectué un calcul, purement hydraulique, de vérification de la sécurité du fond de l'excavation (fig. 4.9) vis-à-vis de la rupture hydraulique (soulèvement ou boulangement). Par contre le calcul mécanique de la stabilité globale, relatif à la sécurité globale vis-à-vis de la rupture mécanique sous l'effet de l'écoulement d'eau, n'a pas été abordé par les auteurs ;

— Les conditions mécaniques de la paroi moulée considérée (paroi libre ou fixe ?) n'ont pas été annoncées ni précisées par les auteurs sur la figure 4.9. Cette dernière nous laisse apercevoir que la paroi est libre (simplement encastree en pied). Cependant, les valeurs de $(\Delta h/D)_{\text{crit}}$ (perte de charge hydraulique critique relative à la rupture hydraulique du fond de l'excavation) déduites des résultats proposés par *Mozò & al.* (2014) [soit $(\Delta h/D)_{\text{crit}} > 3.50$ pour un sol isotrope] correspondent à une rupture hydraulique (soulèvement ou boulangement) du fond de fouille soutenue par une paroi fixe en comparaison avec les valeurs proposées par *Benmebarek & al.* (2005) (tableau 4.2) pour $\varphi = 30^\circ \div 40^\circ$ (fourchette de l'angle de frottement interne caractérisant les sols alluvionnaires considérés par les auteurs).

Cela implique que la paroi (fig. 4.9) a été implicitement considérée dans le calcul hydraulique comme étant fixe pour pouvoir détecter la rupture hydraulique conformément aux expérimentations sur modèles physiques réduits de *Terzaghi* (1943), de *Tanaka & al.* (1999) et de *Kodaka & al.* (2001).

En outre, la faible valeur de la longueur critique d'encastrement de la paroi ($D = 4 \text{ m}$) relativement à sa hauteur totale ($H_w = 20 \text{ m}$) confirme bien qu'il s'agit d'une paroi fixe représentant le cas d'une paroi ancrée ou étayée sur plusieurs niveaux.

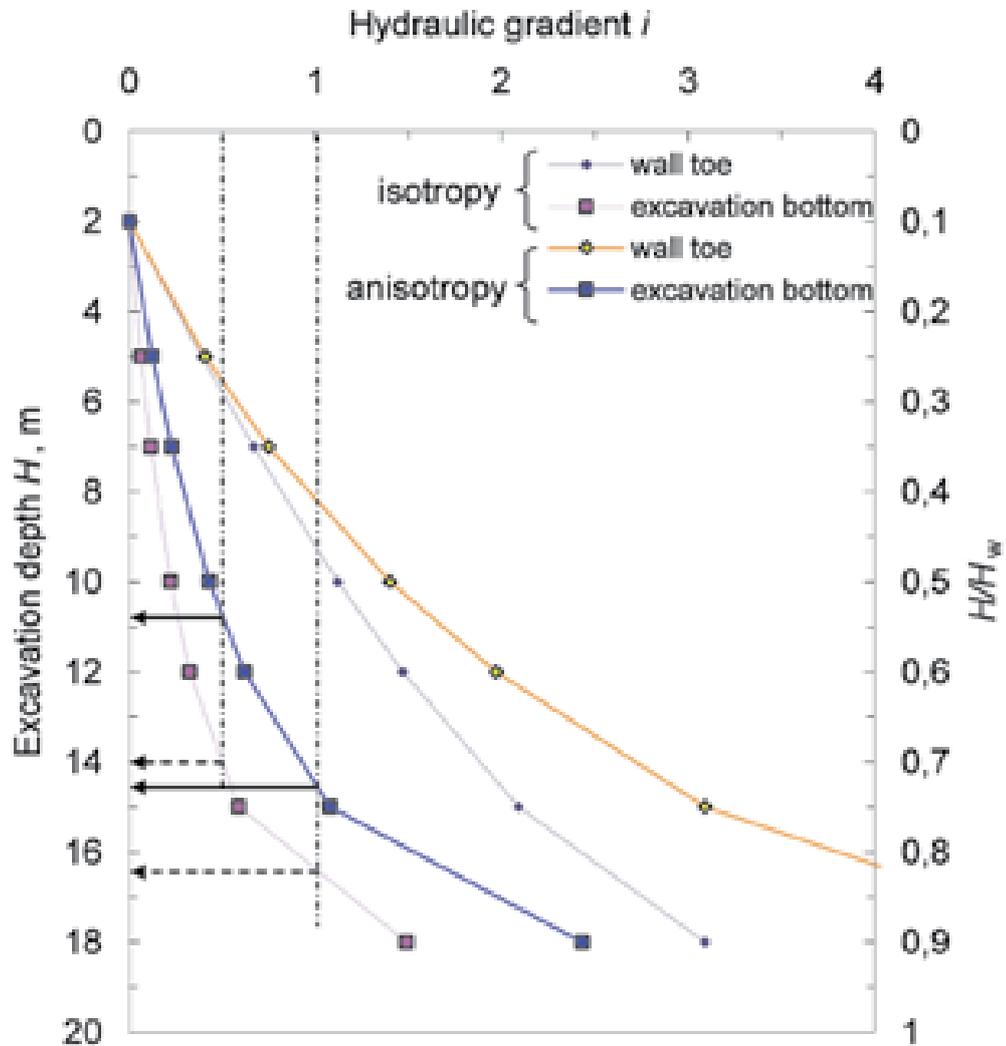


Figure 4.13 : Variation du gradient hydraulique i en fonction de la profondeur de l'excavation H et H/H_w , dans un sol granulaire isotrope et anisotrope ($k_h/k_v = 10$)

[Tiré de Mozò & al. (2014)]

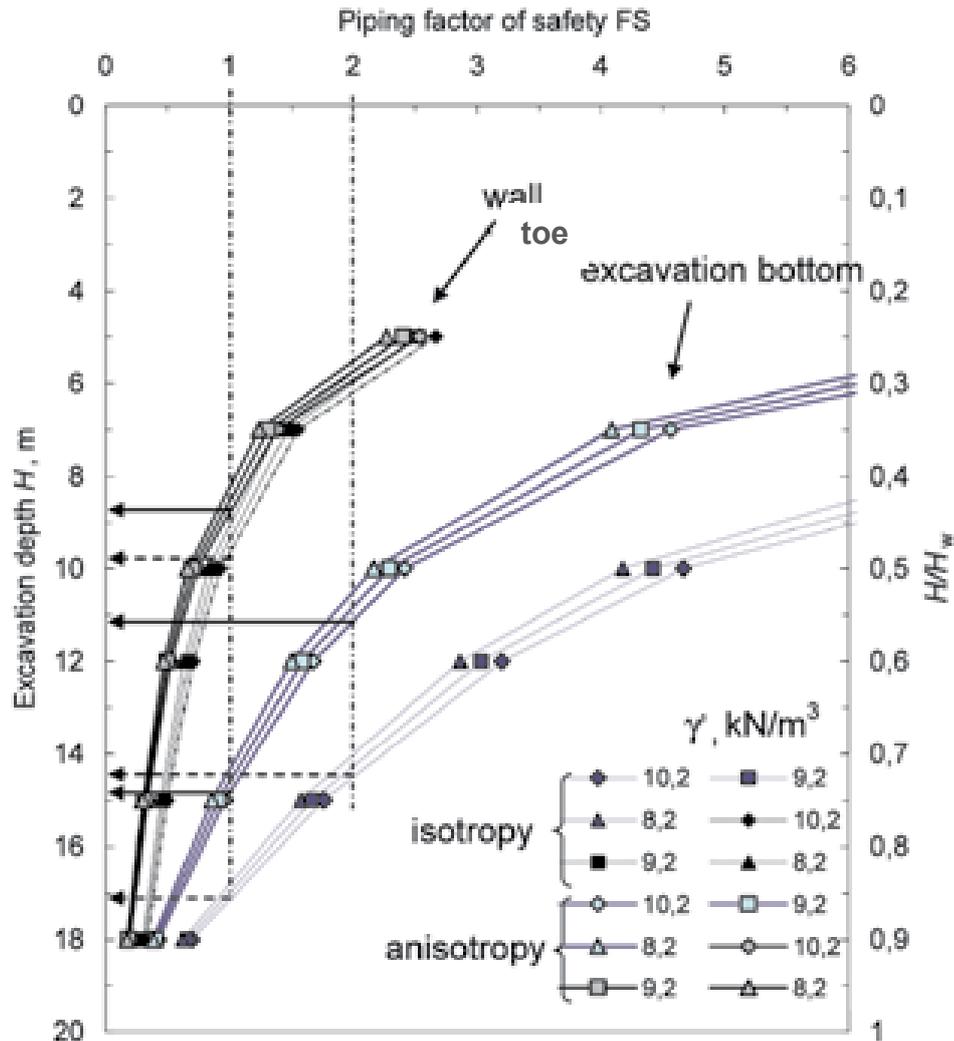


Figure 4.14 : Facteur de sécurité FS vis-à-vis de la rupture hydraulique en fonction de la profondeur de l'excavation H et H/H_w , montrant la variation en fonction du poids volumique déjaugé γ' et en fonction de l'isotrope et l'anisotrope en perméabilité ($k_h/k_v = 10$)

[Tiré de Mozò & al. (2014)]

4.2.10. Pane & al. (2015) :

Pane & al. (2015), ont signalé que la rupture hydraulique par soulèvement est l'un des plus redoutés des états limites ultimes dans la pratique de l'ingénierie de la géotechnique, et que ce genre de rupture se produit souvent avec peu ou pas d'avertissement, et qu'il est extrêmement difficile d'arrêter le phénomène une fois déclenché. Et que l'ascension de particules des sols pulvérulents par l'écoulement d'eau ascendant (c.-à-d. "soulèvement" ou "phénomène de renard") peut conduire à des ruptures catastrophiques relativement soudaines

des éléments structuraux, des structures de soutènement et des ouvrages en terre tels que les barrages et les digues.

Les auteurs ont déclaré que certaines de ces ruptures ont été signalées dans ces derniers temps ; pour ne citer que quelques exemples, de nombreux effondrements de digues et d'écrans en palplanches de protection contre les inondations produits pendant les événements catastrophiques récents (Exemple : ouragan Katrina à la Nouvelle Orléans aux Etats Unis d'Amérique en 2005 ; l'inondation de la rivière Elbe en Allemagne en 2013) ont été attribués à ce mécanisme de rupture.

Et que pour ces raisons, et pour les difficultés de l'adoption des contre-mesures efficaces une fois le soulèvement ou le phénomène de renard déclenché, les marges de sécurité associées à ce type de rupture hydraulique sont traditionnellement assez élevées.

Dans leur travail, les auteurs ont rappelé et discuté les approches traditionnelles les plus utilisées pour la vérification de la résistance au soulèvement, à savoir :

- a) L'approche du gradient critique,
- b) L'approche du *Terzaghi* (1943).

Tout en décrivant et mettant en évidence certaines de leurs limitations.

Ces approches sont généralement basées sur un facteur de sécurité global (*Overall Factor of Safety*) « *OFS* ».

Avec l'avènement des "Eurocodes", ces approches ont été sensiblement modifiées par l'introduction de « *facteurs partiels de sécurité* (γ_{stb} et γ_{dst}) » aux actions stabilisatrices et déstabilisatrices. Les deux approches prescrites dans la version actuelle de l'Eurocode 7 (EC7) (norme EN 1997-1-2003), ont été aussi examinées par les auteurs, à savoir :

- c) L'approche en *contrainte effective*, exprimée par l'équation 2.9b de l'EC7 ;
- d) L'approche en *contrainte totale*, formulée par l'équation 2.9a de l'EC7.

Cependant, *Pane & al.* (2015) ont montré que les deux approches de l'EC7 ne fournissent pas une évaluation cohérente de la sécurité vis à vis de la rupture par soulèvement, et dans certains cas, peuvent conduire à des résultats illogiques et erronés.

Sur la base de ces considérations, les auteurs ont même recommandé la réécriture de l'EC7 et ont suggéré une approche modifiant celles de l'EC7, dans le but de fournir une

approche plus généralisée et plus rationnelle pour la vérification du soulèvement [Pane & al. (2015)].

4.2.10.1. Les approches traditionnelles pour la vérification du soulèvement :

a) L'approche du gradient critique :

Contrairement à la rupture hydraulique par le phénomène de renard « *uplift* », la rupture par soulèvement « *heave* » implique un écoulement ascendant, entre les phases solide et fluides du sol, générant des forces d'écoulement sur le squelette du sol agissantes dans le sens contraire de la pesanteur et qui sont proportionnelles au gradient hydraulique (i). En se référant au cas simple d'un écoulement unidimensionnel dans un sol homogène représenté sur la figure 4.15, où la condition à la limite de la surface du sol ($z = 0$) est $\sigma = \sigma' = u = 0$, l'équilibre vertical nécessite les distributions suivantes des contraintes totales verticales (σ), des contraintes effectives (σ') et des pressions interstitielles (u) en fonction de la profondeur (z):

$$\sigma = \rho_{sat} \cdot z \quad (4.3)$$

$$u = u_s + u_h = \rho_w z + \rho_w i z = \rho_w (1 + i) z \quad (4.4)$$

$$\sigma' = \sigma - u = (\rho' - i \rho_w) z \quad (4.5)$$

Où :

ρ_{sat} = poids volumique du sol saturé ;

ρ_w = poids volumique de l'eau ;

ρ' = poids volumique déjaugé du sol ($\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$) ;

Remarque : Dans cette partie les poids volumiques sont désignés par (ρ) à la place de (γ), communément utilisé en mécanique des sols, afin d'éviter la confusion avec les coefficients partiels de sécurité recommandés par l'EC7 !

Dans l'équation (4.4) :

u_h : représente la surpression interstitielle (par rapport à la valeur hydrostatique, u_s) produite par l'écoulement ascendant ;

$i \rho_w$: est la force d'écoulement par unité de volume due au gradient hydraulique (i).

Lorsque les forces d'écoulement équilibrent le poids volumique déjaugé du sol, un état limite - souvent désigné comme " bouillonnement " ou " état rapide "- se produit le long de toute la couche du sol. Citons le texte de la norme EN- 1997-1 2003 (§ 10.1 (1) P, Note 2 de l'EC7 :

La rupture hydraulique par soulèvement se produit lorsque des forces d'écoulement dirigées vers le haut s'opposent au poids du sol, réduisant à zéro la contrainte effective verticale. Les particules du sol sont alors entraînées vers le haut par l'écoulement de l'eau et la rupture se produit par bouillonnement.

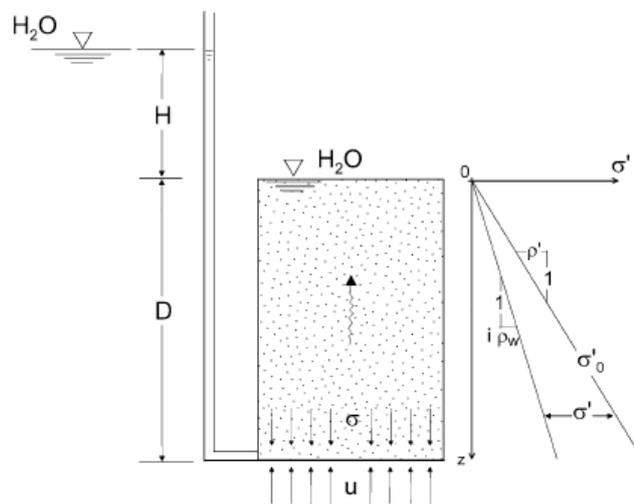


Figure 4.15 : Schéma d'un écoulement ascendant unidimensionnel dans un sol homogène sans contrainte (surcharge) à la limite de la surface du sol [Pane & al. (2015)]

A partir de l'équation (4.5), cet état limite (contrainte effective nulle) correspond au gradient critique (i_c) exprimé par :

$$i_c = \frac{\rho'_s}{\rho_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (4.6)$$

Où : (G_s) est la densité spécifique des constituants solides du sol ; et (e) : est l'indice des vides. Les valeurs typiques de (i_c) sont dans la fourchette 0.8 à 1.1.

Par conséquent, la pratique courante habituellement appliquée, avant l'avènement des *Euocodes*, pour assurer une marge de sécurité appropriée consiste à comparer la valeur de

calcul du gradient hydraulique à la valeur du gradient critique, c.-à-d., l'évaluation d'un coefficient de sécurité global (*OFS*) par le rapport :

$$OFS_1 = \frac{i_c}{i} \quad (4.7)$$

Pane & al. (2015) ont signalé que dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, des marges de sécurité élevées ont été traditionnellement adoptées lors de l'utilisation de l'approche du « gradient critique » décrite ci-dessus. Et qu'en fait, des valeurs de (*OFS*) aussi élevée que 4 à 5 ont été proposées dans le passé par *Harr* (1962) et *Taylor* (1948) cités dans [*Pane & al.* (2015)], ainsi que les valeurs communes sont rarement tombées en dessous de 2.5, même en cas d'écoulement temporaire. Et que cela se produit pour au moins trois raisons [*Terzaghi* (1922) ; *Taylor* (1948) ; *Holtz & Kovacs* (1981)] cités dans [*Pane & al.* (2015)] :

- 1- Les faibles valeurs des gradients hydrauliques empêchent l'apparition d'autres phénomènes tels que l'érosion interne et le bouillonnement ;
- 2- Une rupture hydraulique peut être catastrophique et se produit souvent brusquement et avec peu d'avertissement ;
- 3- Des détails mineurs géologiques et/ou géométriques peuvent avoir une influence majeure sur les modèles d'écoulement réel, de sorte que le régime d'écoulement réel peut être largement différent de celui supposé dans le calcul.

Pour la justification de cette dernière déclaration, *Pane & al.* (2015) ont fait recours à l'approche numérique en utilisant un code numérique spécialisé dans la modélisation des problèmes d'écoulement dans les sols, et basé sur la méthode des éléments finis [*Seep/ W, GeoSlope International Ltd, SEEP, W GeoStudio, (2007)*].

Les auteurs ont examiné le cas d'une excavation dans un sol pulvérulent et soutenue par des écrans en palplanches butonnés (batardeau butonné), et en supposant un écoulement plan (2D) confiné dans un dépôt de sable homogène dont les propriétés sont énumérées dans le tableau 5.4 ci-dessous. Les résultats de leurs analyses sont montrés sur les figures 4.16 et 4.18 tirées de [*Pane & al.* (2015)].

Tableau 4.4 : Principales propriétés du sol pour les analyses des figures. 4.16 & 4.18.
Utilisées par *Pane & al.* (2015)

Type du sol	Propriétés du sol	
Sable	Poids volumique du sol saturé, $\rho_{sat} [kN/m^3] =$	18
	Poids volumique du sol non saturé, $\rho_{unsat} [kN/m^3] =$	17
	Coefficient de perméabilité, $k [m/s] =$	1×10^{-5}
Argile mince	Coefficient de perméabilité, $k [m/s] =$	1×10^{-8}

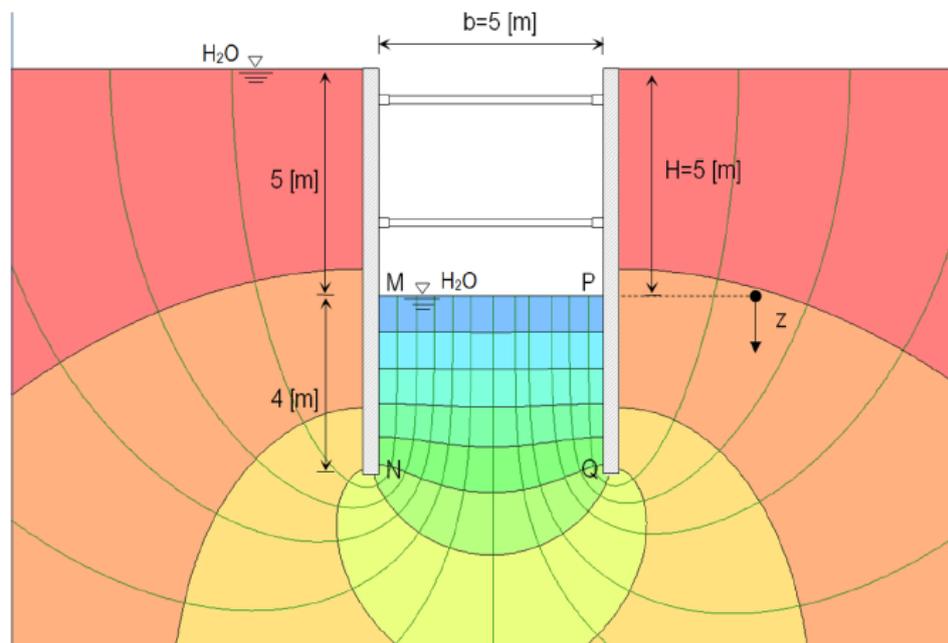


Figure 4.16 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentiels) autour de l'excavation : cas de référence examiné par *Pane & al.* (2015)

[Tiré de *Pane & al.* (2015)]

Les auteurs ont présenté les valeurs des gradients verticaux le long de la ligne P-Q au fond de l'excavation sur la figure 4.17, à partir de laquelle un gradient moyen $i_{moy} = 0.6$, correspondant à une valeur de $OFS_1 = 0.8 / 0.6 = 1.33$, cela peut être calculé manuellement pour le sol.

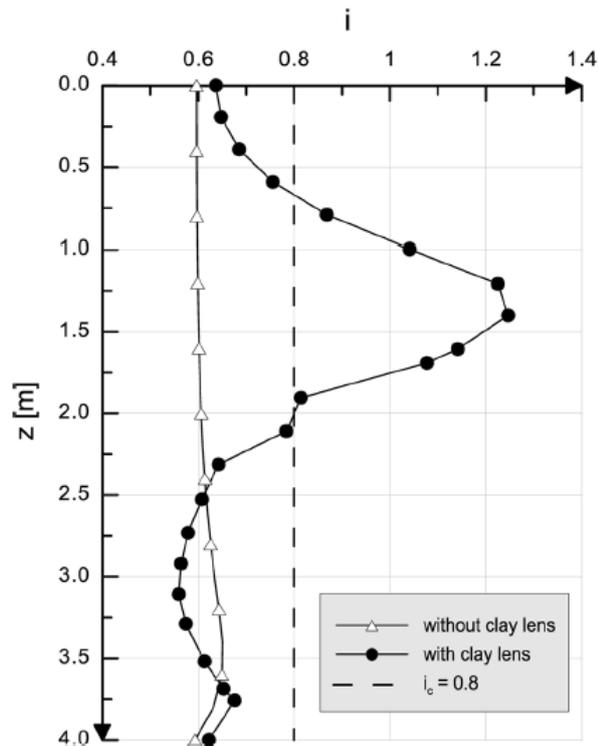


Figure 4.17 : Effet de la présence d'une mince couche d'argile sur les gradients hydrauliques verticaux sous le fond de l'excavation [D'après *Pane & al. (2015)*].

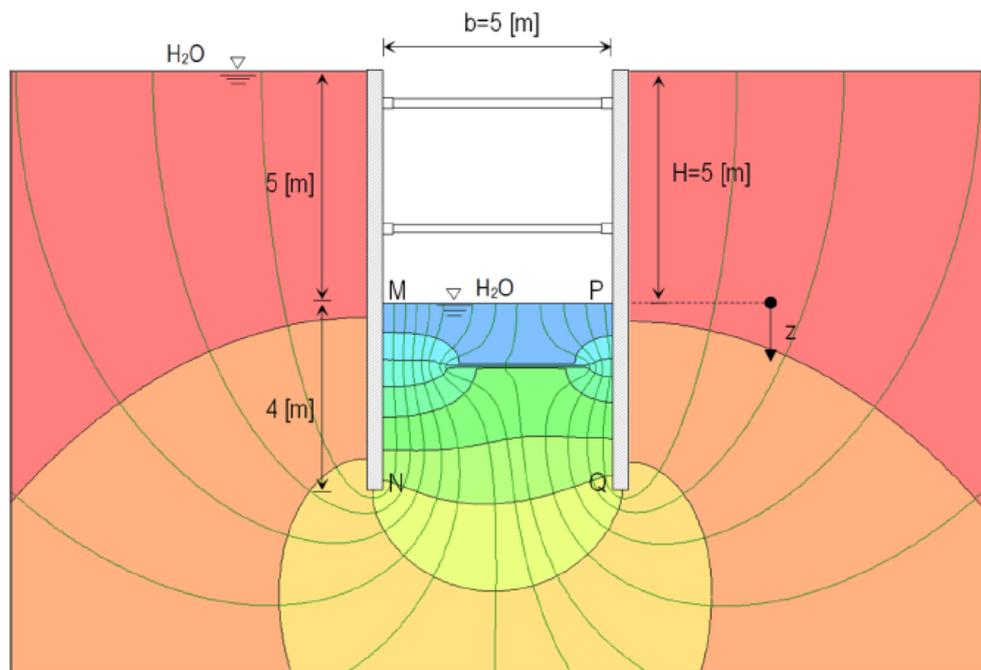


Figure 4.18 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentiels) autour de l'excavation : cas de présence d'une mince couche d'argile.

[Tiré de *Pane & al. (2015)*]

Dans ce cas (fig.4.18), le gradient hydraulique vertical le long de la ligne P-Q et loin d'être uniforme et atteint des valeurs maximales de l'ordre de 1.2 au niveau de la couche mince d'argile (voir fig.4.17). Ces valeurs du gradient hydraulique (i) sont supérieures à celle du gradient critique ($i_c = 0.8$), conduisant à un facteur de sécurité " local " OFS bien inférieur à l'unité ($OFS_{l, min} = 0.67 < 1$) pour le côté droit de l'excavation. On peut bien déduire que les deux cas considérés ci-dessus correspondent à une perte de charge relative $H/D = 5/4 = 1.25$. Dans le tableau 4.5, ci-dessous, on a synthétisé ces résultats pour bien mettre en évidence la différence entre les deux cas considéré par *Pane & al.* (2015).

Tableau 4.5 : Comparaison des résultats des deux cas examinés par *Pane & al.* (2015)

Cas considéré	Gradient critique (i_c)	Gradient de calcul (i)	FOS_l	H/D
<u>Sans</u> la présence d'une mince couche d'argile	0.8	0.6	1.33	1.25
<u>Avec</u> la présence d'une mince couche d'argile	0.8	1.2	0.67	1.25

A travers l'analyse de ces résultats, *Pane & al.* (2015) ont constaté que l'approche traditionnelle du " gradient critique " ne prend pas en charge le cas de présence, dans la stratification du sol, d'une très mince couche d'argile en dessous du fond de l'excavation (Détail géologique généralement négligé lors des investigations géotechniques). On peut déduire que, dans ce cas précis, l'approche du gradient critique prédit à tort la stabilité.

Pane & al. (2015), ont montré aussi une limitation majeure de l'approche traditionnelle du " gradient critique " résidant dans son incapacité de tenir compte de la présence d'une contrainte effective stabilisatrice supérieure à zéro ($\sigma'_B = \sigma'_{z=0} > 0$) agissant comme une surcharge sur la surface du sol du côté aval (condition à la limite), comme le montre le schéma de la figure 4.19. De telle contrainte (surcharge) à la limite découle de plusieurs techniques fréquentes de stabilisation visant à empêcher la rupture hydraulique par soulèvement ou par le phénomène de renard, tels que les puits de décharge par pompage

(abaissement du niveau de la nappe et diminution des surpressions interstitielles) et les filtres (pesant) inversés. Pour de plus amples informations sur cette dernière technique on pourra se reporter à *Schober* (2011) et à *Schober & al.* (2011).

Les auteurs ont représenté un exemple de cette limitation sur la figure 4.20, en utilisant l'exemple précédent de l'excavation dans un sable homogène et soutenue par un batardeau butonné, dans ce cas des puits de décharge (pompage) sont installés dans la tranchée afin de réguler le débit d'eau et d'abaisser le niveau de la nappe d'eau de 1 m en-dessous du fond de l'excavation.

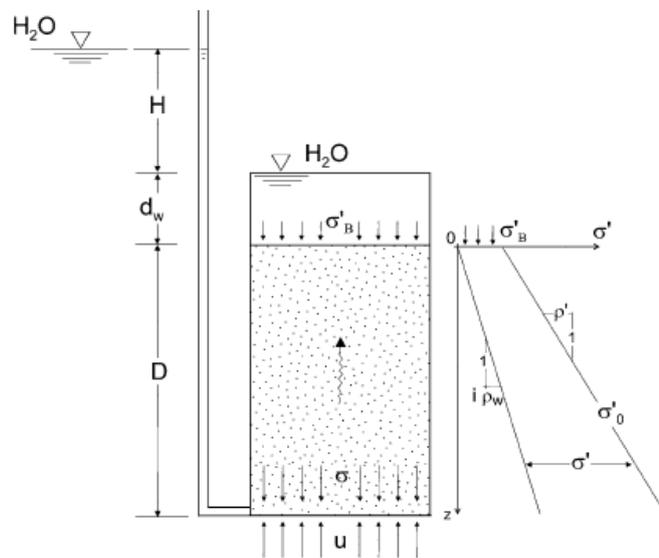


Figure 4.19 : Schéma d'un écoulement ascendant unidimensionnel avec une contrainte (surcharge) à la limite de la surface du sol [Tiré de *Pane & al.* (2015)]

Sur la figure 4.21, les auteurs ont comparé les résultats des deux analyses effectuées avec et sans les puits. Ils ont trouvé qu'au fond de l'excavation (région MNPQ sur la figure 4.20), la présence des puits (pompage) augmente le gradient hydraulique ascendant en raison, simultanément, de la réduction du chemin d'écoulement et de l'augmentation de la perte de charge (H) de 1 m (H devient égale à 6 m au lieu de 5 m). En conséquence, la valeur calculée du coefficient de sécurité global $OFS_1 = i_c / i$ (Eq.5.7) diminue sensiblement et se rapproche de la valeur critique ($OFS_1 = 1.03 \approx 1$ puisque $i = 0,78 \approx i_c = 0,8$). Cependant, les auteurs ont démontré que du côté de l'excavation (côté aval), la couche supérieure d'épaisseur d'un mètre du sol devenu non saturé génère une contrainte verticale effective agissant comme une surcharge stabilisatrice ($\sigma'_B = \rho_{unsat} \times 1 \text{ m} = 17 \text{ kPa}$), augmentant sensiblement les contraintes verticales effectives le long de la ligne P-Q, comme le montre la figure 4.21.

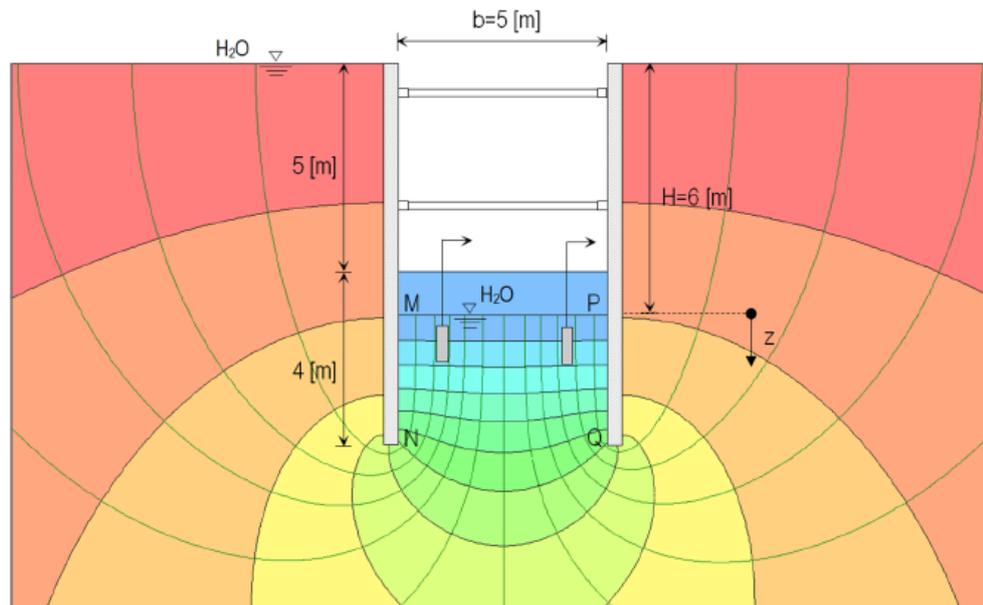


Figure 4.20 : Détails du réseau d'écoulement (lignes de courant et lignes équipotentielles) autour de l'excavation : cas avec puits de décharge (pompage).

[D'après *Pane & al.* (2015)].

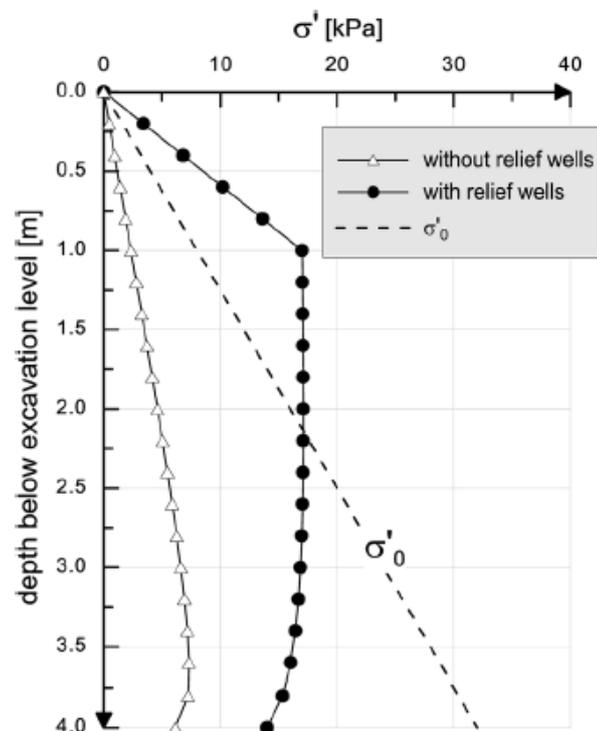


Figure 4.21 : Effet des puits de décharge (pompage) sur les contraintes verticales effectives en dessous du fond de l'excavation [D'après *Pane & al.* (2015)].

Par conséquent, ils ont montré que contrairement aux prédictions de l'Eq.4.7, la sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de l'excavation est significativement augmentée par la technique (ou la contre mesure) des puits de décharge (pompage). Pane & al. (2015) ont annoncé que des limitations similaires de cette approche sont associées à la présence des filtres (pesant) inversés sur la surface du sol du fonds de fouilles.

b) L'approche du Terzaghi :

Sur la base des résultats obtenus à partir des essais sur un modèle expérimental, Terzaghi et Peck (1948) cités dans [Pane & al. (2015)] ont surmonté la limitation citée ci-dessus et ont proposé une méthode différente pour déterminer la sécurité vis-à-vis du soulèvement. En référence à l'excavation blindée de la figure 4.22, la condition de sécurité vis-à-vis du soulèvement du prisme « *efao* » exige que la résultante des pressions interstitielles (U) agissant sous la base du prisme du sol doive être inférieure à son poids (W').

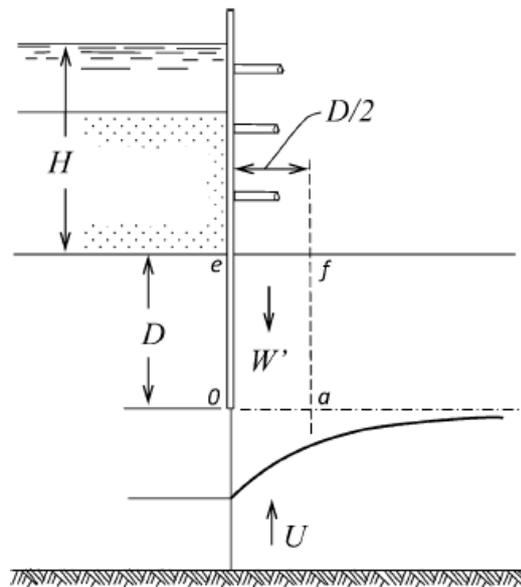


Figure 4.22 : Facteur de sécurité d'un écran en palplanches butonné, selon Terzaghi (adapté, après Terzaghi & Peck (1948) [Tiré de Pane & al. (2015)]

En négligeant les forces de frottement agissantes sur les faces verticales du prisme, Pane & al. (2015) ont présenté cette condition d'une part en termes de surpressions interstitielles (u_h), dues à l'écoulement (gradient hydraulique), et du poids volumique

déjaugé (ρ'). Et d'autre part, en termes de pressions interstitielles totales ($u = u_s + u_h$) et du poids volumique total saturé (ρ_{sat}), à savoir :

$$u_h < \rho' D + \sigma'_B \quad (4.8)$$

$$u < \rho_{sat} D + \sigma_B \quad (4.9)$$

Les auteurs ont remplacé la profondeur du prisme (D) suggérée par *Terzaghi* avec la profondeur usuelle (z), et ont exprimé le coefficient de sécurité global (OFS) par le rapport entre les membres droits et gauches des inégalités (4.8) et (4.9), comme suit :

$$OFS_2 = \frac{(\rho' z + \sigma'_B)}{u_h} = \frac{(\rho'_z + \sigma'_B)}{i \rho_w z} = \frac{i_c}{i} + \frac{\sigma'_B}{i \rho_w z} \quad (4.10)$$

$$OFS_3 = \frac{(\rho_{sat} z + \sigma_B)}{u} = \frac{(\rho_{sat} z + \sigma_B)}{\rho_w z + i \rho_w z} = \frac{\rho_{sat}}{\rho_w (1+i)} + \frac{\sigma_B}{\rho_w z (1+i)} \quad (4.11)$$

Où (i) représente le gradient hydraulique moyen sous la profondeur usuelle (z).

Pane & al. (2015) ont examiné ces deux équations et ont révélé d'une part que l'équation (4.10), en termes de contraintes effectives, représente une extension de l'approche du gradient critique (Eq.4.7) avec une prise en compte d'une contrainte σ'_B à la limite.

D'autre part l'équation (4.11), en termes de contraintes totales est clairement incorrecte du moment qu'elle fournit une valeur finie du coefficient de sécurité OFS_3 en l'absence d'écoulement (c.-à-d. gradient hydraulique nul) ; à titre d'exemple : pour $\sigma_B = 0$ et

$$i = 0, \quad OFS_3 = \frac{\rho_{sat}}{\rho_w} = \frac{18}{10} = 1.8 \approx 2, \text{ et par la suite elle ne doit pas être utilisée dans le calcul de}$$

vérification de la sécurité vis-à-vis de la rupture hydraulique.

4.2.10.2. Les approches de l'Eurocode 7 pour la vérification du soulèvement :

Dans la norme EN 1997-1 : 2004 (EC7), des facteurs partiels ($\gamma_{dst}, \gamma_{stb}$) sont appliqués aux actions stabilisatrices et déstabilisatrices pour assurer une sécurité appropriée vis-à-vis des différents modes de rupture hydrauliques. En particulier, la norme (EN1997-1 : 2004 ; §10.3. (1)P) recommande que la stabilité du sol vis-à-vis du soulèvement peut être vérifiée par deux principales approches distinctes, à savoir :

c) **1^{ère} approche de l'EC7** : En termes de forces d'écoulement et du poids déjaugé : on doit vérifier pour toute colonne pertinente du sol que la valeur de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice $S_{dst;d}$ dans la colonne est inférieure ou égale au poids déjaugé stabilisateur de la même colonne du sol $G'_{stb;d}$:

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad ((4.12) \equiv \text{EC7- Eq. 2.9b})$$

d) **2^{ème} approche de l'EC7** : En termes de pressions interstitielles totales et de contraintes totales : on doit vérifier, pour toute colonne pertinente du sol, que la valeur de calcul de la pression interstitielle déstabilisatrice totale $u_{dst;d}$ à la base de la colonne est inférieure ou égale à la contrainte verticale totale stabilisatrice $\sigma_{stb;d}$ à la base de la colonne :

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad ((4.13) \equiv \text{EC7- Eq. 2.9a})$$

Les facteurs partiels ($\gamma_{dst}, \gamma_{stb}$) prescrits par l'EC7 sont identiques pour les deux approches, et sont récapitulés dans le tableau 4.6 (\equiv Tableau A17 (EC7) EN1997-1 : 2004).

Tableau 4.6 : Facteurs partiels de l'EC7 destinés aux actions pour la vérification du soulèvement hydraulique

(D'après L'EC7 soit la norme : EN1997-1 : 2004 — Annexe A ; §A5 ; Tableau A.17)

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Variable Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
a) Déstabilisatrice. b) Stabilisatrice.		

Cependant, comme il a été déjà signalé auparavant par d'autres chercheurs [Orr (2005) ; Simpson & al. (2009) ; Bond & al. (2013)] cités dans [Pane & al. (2015)], et Pane & al. (2015), que l'Eurocode (EC7) ne spécifie ni comment appliquer ces facteurs partiels ni quelles sont les quantités qui nécessitent l'application de ces facteurs.

Pane & al. (2015), ont examiné les deux approches de l'EC7 et ont montré quelques incertitudes découlant de ce manque lié à l'interprétation unique du Code. En particulier, comme représenté ci-dessous, de nombreux résultats incohérents et illogiques apparaissent dans les calculs si l'on adopte la plus directe interprétation "qu'une valeur de calcul (d) est égale à la valeur caractéristique (k) multiplié par un facteur partielle "

– 1^{ère} approche de l'Eurocode 7 – Eq. 2.9b :

En se référant, premièrement, à l'approche basée sur *la contrainte effective* donnée par l'Eq.2.9b de l'EC7 \equiv Eq.(4.12), en appliquant les facteurs partiels du tableau 4.6 (\equiv tableau A17 de l'EC7) sur les actions caractéristiques stabilisatrices et déstabilisatrices de cette équation, les auteurs ont obtenu :

$$\gamma_{dst} S_{dst;d} \leq \gamma_{stb} G'_{stb;d} \Rightarrow \gamma_{dst} i_k \rho_w V \leq \gamma_{stb} \rho' V \Rightarrow i_k \leq \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} i_c \quad (4.14)$$

Où V est le volume de sol de référence. Le réarrangement de cette équation sous forme du rapport des forces stabilisatrices et déstabilisatrices donne le coefficient de sécurité OFS vis-à-vis du soulèvement :

$$\frac{i_c}{i_k} \leq \frac{\gamma_{dst}}{\gamma_{stb}} \equiv OFS_1 \quad (4.15)$$

Pane & al. (2015) ont montré clairement que l'Eq.2.9b de l'EC7 est parfaitement équivalente à l'approche classique basée sur le « *gradient critique* », le facteur global de sécurité OFS_1 de l'Eq. (5.7) est remplacé par le rapport des facteurs partiels ($\gamma_{dst}/\gamma_{stb}$). Et que par conséquent, les limitations et le manque de généralisation déjà noté pour l'approche classique du gradient critique est valable aussi pour cette équation de l'Eurocode.

– 2^{ème} approche de l'Eurocode 7 – Eq. 2.9a :

En se référant, maintenant, à l'approche basée sur *la contrainte totale* donnée par l'Eq.2.9a de l'EC7 \equiv Eq. (4.13), et en appliquant les facteurs partiels sur la pression interstitielle totale caractéristique, en la supposant comme étant une action déstabilisatrice, et sur la contrainte verticale totale caractéristique supposée être une action stabilisatrice, les auteurs ont abouti à :

$$\gamma_{dst} u_{dst;k} \leq \gamma_{stb} \sigma_{stb;k} \quad (4.16)$$

Pane & al. (2015) ont annoncé qu'il y a plusieurs façons d'identifier les résultats illogiques découlant de ces hypothèses.

Tout d'abord, les auteurs ont reconsidéré le schéma simple de la figure 5.15, sans la surcharge (contrainte) sur la surface du sol ($\sigma'_B = 0$). Comme mentionné précédemment, la sécurité globale dans ce cas est bien décrite par la valeur d' $OFS_1 = i_c/i_k$, et l'équation (4.16) devient :

$$\gamma_{dst}(\rho_w z + \rho_w i_k z) \leq \gamma_{stb} \rho_{sat} z \quad (4.17)$$

Ce qui conduit à la condition suivante pour le gradient caractéristique (i_k) :

$$i_k \leq \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} \cdot \frac{\rho_{sat}}{\rho_w} - 1 \Rightarrow i_k \leq \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} i_c + \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} - 1 \quad (4.18)$$

Les auteurs ont représenté graphiquement sur la figure 4.23 les valeurs du coefficient global de sécurité $OFS_1 = i_c/i_k$ calculées au moyen de l'Eq. (4.14) (1^{ère} approche de l'EC7 (Eq. 2.9b) *en contrainte effective*) et de l'Eq. (4.18) (2^{ème} approche de l'EC7 (Eq. 2.9a) *en contrainte totale*). En tant que fonction du poids volumique saturé (ρ_{sat}).

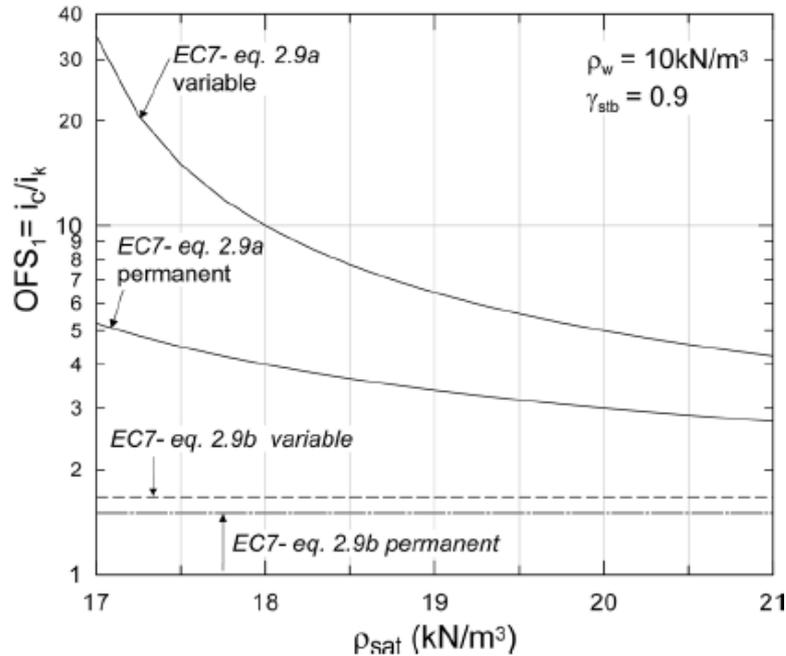


Figure 4.23 : Le rapport (i_c/i) d'après les approches actuelles de l'Eurocode 7

[Tiré de Pane & al. (2015)]

En examinant la figure 4.23, les auteurs ont pu tirer les critiques suivantes :

- Les deux approches de l'EC7 conduisent à des valeurs très différentes du gradient maximum ascendant (i_k), et de ce fait, à des marges de sécurité largement différentes en respectant la condition critique $i_k = i_c$;
- En utilisant l'Eq.2.9b de L'EC7 (*approche en contrainte effective*), le rapport i_c/i_k varie dans la fourchette étroite de 1.50 à 1.67, en fonction de la nature différente (permanente contre variable) des actions. Ces valeurs semblent trop faibles par rapport au calcul traditionnel ; même pour les cas d'écoulement temporaire ;
- De nombreuses incohérences sont notées dans l'Eq.2.9a de l'EC7 (*approche en contrainte totale*) :
 - ✓ Tout d'abord, les valeurs de $OFS_1 = i_c/i_k$ exigées par cette approche sont fortement - et à tort - dépendantes des poids volumiques du sol (ρ_{sat} ou ρ') ;
 - ✓ Deuxièmement, une différence excessive est enregistrée entre les conditions permanente et variable, à savoir : les valeurs calculées du coefficient de sécurité OFS semblent trop sensibles à des variations relativement faibles du facteur partiel γ_{dst} ($\gamma_{dst} = 1,35 \div 1,5$) ;
 - ✓ Finalement, les valeurs de $OFS_1 = i_c/i_k$ requises pour les actions variables sont réputées être plus conservatrices ; Dans ce cas, pour les faibles valeurs de ρ_{sat} caractéristiques de certains sols non cohésifs d'origine volcanique ($\rho_{sat} = 17 \text{ kN} / \text{m}^3$), le coefficient de sécurité résultant dépasse 30 ($OFS_1 > 30$) !

D'après *Pane & al.* (2015), une limitation plus grave se pose si l'Eq.2.9a de l'EC7 (*approche en contrainte totale*) est appliquée au problème représenté sur la figure 4.19, où l'eau est présente au-dessus de la surface du sol ($d_w > 0$; $u_s = \rho_w z + \rho_w d_w$). Dans ce cas, la substitution de la contrainte verticale totale, dans l'équation (4.16), par les contraintes effectives et les composantes de la pression interstitielle totale donne :

$$\gamma_{dst}(u_s + u_h) < \gamma_{stb}(\rho'z + \sigma'_B + u_s) \Rightarrow \gamma_{dst}u_s + \gamma_{dst}\rho_w i_k z < \gamma_{stb}(\rho'z + \sigma'_B) + \gamma_{stb}u_s \quad (4.19)$$

Il est souligné que cette équation (4.19) contient la pression hydrostatique de l'eau (u_s) sur les deux côtés de l'inégalité, mais cette quantité (u_s) est multipliée par des facteurs partiels différents ($\gamma_{dst} \neq \gamma_{stb}$) de chaque côté !

Pane & al. (2015) ont signalé que cette situation s'oppose au « principe de la source unique » de l'Eurocode qui recommande l'application du même facteur partiel aux actions de même source. Et que ceci a été déjà noté par *Orr* (2005), cité dans [*Pane & al.* (2015)].

En outre, pour le cas de non existence d'une surcharge ($\sigma'_B = 0$) sur la surface du sol, les auteurs ont réarrangé l'équation (4.19) pour obtenir le gradient hydraulique caractéristique comme suit :

$$i_k < \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} i_c - \frac{(\gamma_{dst} - \gamma_{stb})u_s}{\gamma_{dst} \rho_w z} \Rightarrow i_k < \frac{\gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} i_c - \frac{(\gamma_{dst} - \gamma_{stb})u_s}{\gamma_{dst}} \left(1 + \frac{d_w}{z}\right) \quad (4.20)$$

Les auteurs ont signalé que cette équation fournit un résultat illogique - et physiquement incorrect - qui consiste à dire que la sécurité vis-à-vis du soulèvement hydraulique dépend de la profondeur (ou la hauteur) d'eau (d_w). Et qu'en particulier, la substitution des facteurs partiels de l'Eurocode du tableau 4.6 (\equiv tableau A17 (EC7)) dans l'équation (4.20) donne pour les actions permanentes le résultat suivant :

$$i_k < \frac{i_c}{1.5} - 0.33 \left(1 + \frac{d_w}{z}\right) \quad (4.21)$$

Cette équation implique à tort que $i_k = 0$ pour :

$$z = \frac{d_w}{2i_c - 1} = \frac{d_w}{2 \frac{\rho'}{\rho_w} - 1} \Rightarrow z \approx d_w \quad (4.22)$$

Ce qui implique, qu'aucun sol ne peut être en sécurité vis-à-vis du soulèvement à des profondeurs $z < d_w$. Les auteurs ont annoncé que cette déficience de l'approche - en contrainte totale- de l'EC7 (Eq.2.9a (EC7)), qui la rend inutilisable pour le calcul, a été soulignée par *Orr* (2005), cité dans [*Pane & al.* (2015)], qui a dérivé une équation similaire à l'équation (4.21) en termes de charge hydraulique (h).

Encore une fois, le problème réside dans le fait que la composante hydrostatique (u_s) de la pression interstitielle totale - qui est nécessairement incluse dans l'approche en « contrainte totale » - n'a aucun effet ni implication en cas de rupture hydraulique par soulèvement, et donc elle ne devrait pas être prise en compte lorsqu'on traite avec ce type d'état limite.

4.2.10.3. Quelques suggestions proposées dans la littérature pour l'amélioration des approches de l'Eurocode :

Etant donné les divergences et les mauvaises interprétations possibles décrites ci-dessus, plusieurs auteurs [Orr (2005) ; Bond & al. (2013)] cités dans [Pane & al. (2015)], ainsi que Pane & al. (2015) ont proposé des modifications aux approches actuellement données par l'EC7 (EN-1997-1 : 2003) pour la vérification de la rupture hydraulique par soulèvement. En particulier Orr (2005), cité dans [Pane & al. (2015)], a suggéré l'utilisation d'un facteur partiel unique (γ_F) sur les actions déstabilisatrices (u_h ou i) ; menant à l'exigence suivante pour le schéma de la figure (4.17) :

$$h_k < \frac{i_c d}{\gamma_F} \quad (4.23)$$

Où : h_k : est la perte de charge hydraulique caractéristique.

D'après Pane & al. (2015), Orr (2005) suggère, comme une approche alternative, l'application d'une marge de sécurité supplémentaire (h_a) sur la charge hydraulique (h_k), traitée comme un paramètre géométrique, ce qui conduit à l'exigence suivante :

$$h_k < i_c d - h_a \quad (4.24)$$

Cependant, à partir des deux équations (4.23) et (4.24) ci-dessus, il est clair qu'avec ces modifications, les seules solutions de calcul pour accroître la sécurité sont données soit par une augmentation du chemin d'écoulement (d) ou par une diminution de la perte de charge hydraulique (h_k). Il est donc impossible d'examiner et d'évaluer, comme une contremesure de calcul au soulèvement, la présence des interventions visant à accroître la contrainte à la limite (σ'_B), et le calcul rencontre le même manque de généralisation décrit précédemment pour l'approche de gradient critique.

En outre, *Pane & al.* (2015) ont noté que dans certaines circonstances (telle que celle représentée sur la figure 4.16) l'utilisation d'une marge supplémentaire dans la charge hydraulique ($h_d = h_k + h_a$) conduit à des situations physiquement impossibles.

Devant cette situation caractérisée par les limitations des approches traditionnelles ainsi que celles de l'Eurocode, et afin d'obtenir une approche généralisée, *Pane & al.* (2015) ont proposé de mener à bien la vérification de la sécurité vis-à-vis du soulèvement par la *réécriture* de l'Eq.2.9a de l'EC7 *en termes de contraintes effectives*, et en imposant que ces contraintes restent toujours supérieures à zéro. En fait, l'Eq.2.9a de l'EC7 est en principe identique à l'inégalité suivante :

$$\Delta\sigma' < \sigma'_0 \quad (4.25)$$

Cette condition exige que la réduction des contraintes effectives due à l'écoulement ($\Delta\sigma'$) soit inférieure à la contrainte effective verticale (σ'_0) due au poids propre du sol et à une éventuelle surcharge (contrainte) au-dessus de la surface du sol.

En écrivant l'Eq.2.9a. (EC7) dans cette forme, *Pane & al.* (2015) ont clairement identifiées les actions stabilisatrices et les actions déstabilisatrices, de sorte que l'application des facteurs partiels de sécurité à toute profondeur (z) donne :

$$\gamma_{dst}\Delta\sigma'_k(z) < \gamma_{stb}\cdot\sigma'_{0,k}(z) \quad ((4.26) \equiv \text{Eq.24 de } \textit{Pane \& al. 2015})$$

En rappelant que :

$$\sigma'_0(z) = \int_0^z \rho'(z)dz + \sigma'_B \quad (4.27a)$$

$$\Delta\sigma'_0(z) = \rho_w \int_0^z i_k(z)dz = \rho_w \Delta h(z) = u_h(z) \quad (4.27b)$$

Pane & al. (2015) ont exprimé l'Eq. (4.26), qu'ils ont proposé, en termes de surpressions interstitielles (u_h) ou de perte de charge hydraulique (Δh) :

$$\gamma_{dst}\rho_w\Delta h_k(z) \leq \gamma_{stb1} \int_0^z \rho'(z)dz + \gamma_{stb2}\sigma'_{B,k} \quad ((4.28) \equiv \text{Eq.26 de } \textit{Pane \& al. 2015})$$

Ce qui indique qu'en général, les facteurs partiels pour le poids du sol (γ_{stb1}) et pour la contrainte de surcharge (γ_{stb2}) peuvent être différents s'ils ne proviennent pas de la même

source. De plus, le facteur partiel (γ_{stb2}) pourrait prendre différentes valeurs en fonction de la nature de l'action (permanente ou variable).

Pour le cas de ($\gamma_{stb1} = \gamma_{stb2}$) et pour ($\rho' = Cte$), cette inégalité prend la forme simple suivante :

$$\gamma_{dst} \rho_w \Delta h_k(z) \leq \gamma_{stb} (\rho' z + \sigma'_B) \quad ((4.29) \equiv \text{Eq.27 de Pane \& al. (2015)})$$

Les auteurs ont révélé que l'inégalité proposée n'est autre que l'approche de *Terzaghi* dans le contexte des coefficients partiels de sécurité de l'Eurocode. Et que si le gradient hydraulique (i_k) est constant avec la profondeur et la contrainte de surcharge sur la surface du sol (σ'_B) est nulle, cette inégalité se réduit en outre à :

$$\gamma_{dst} \rho_w i_k z \leq \gamma_{stb} \rho' z \quad (4.30)$$

Pane & al. (2015) ont conclu que cette inégalité est identique à l'équation (4.14). Et que l'approche qu'ils ont proposée englobe, comme cas particuliers, à la fois l'approche du gradient critique et l'approche de *Terzaghi* (Eq. 4.8).

4.2.10.4. Les deux exemples examinés par *Pane & al. (2015)* pour la comparaison des différentes approches exposées ci-dessus :

Pane & al. (2015) ont étudié deux exemples simples, présentés ci-dessous, dans le but de comparer quantitativement les différentes approches pour la vérification de la stabilité vis-à-vis de la rupture hydraulique par soulèvement, et de mettre en évidence les éventuelles limitations dans leur utilisation dans le calcul.

Les valeurs des facteurs partiels (γ) recommandés par l'EC7 dans le tableau (4.6) sont de nouveau utilisées à cette fin.

✓ Le premier exemple :

Dans cet exemple les auteurs se sont référés à l'excavation soutenue par un écran en palplanches montrée plus haut sur les figures 4.16 et 4.20, afin d'évaluer les variations du coefficient de sécurité due à la mise hors d'eau au moyen de puits de décharge (par pompage). L'augmentation de la contrainte effective verticale au fond de l'excavation (ligne P-Q)

générée par le rabattement d'un mètre (1m) du niveau de la nappe phréatique est tracée sur la figure 4.21 et a été déjà indiquées ci-dessus.

En se concentrant sur la vérification du soulèvement, les auteurs ont montré sur la figure 4.24 les marges de sécurité évaluées avant « *without relief wells* » et après « *with relief wells* » l'installation des puits de décharge (rabattement de la nappe) pour les cinq différentes approches abordées précédemment dans ce chapitre ; à savoir :

- a) L'approche du gradient critique (OFS_1 , Eq.4.7) ;
- b) L'approche de *Terzaghi* (OFS_2 , Eq.4.10) ;
- c) EC7 ; l'approche en contrainte totale (EC7-Eq.2.9a \equiv Eq.4.13) ;
- d) EC7 ; l'approche en contrainte effective (EC7-Eq.2.9b \equiv Eq.4.12) ;
- e) L'approche proposée par *Pane & al.* (*Pane & al.* -Eq.27 \equiv Eq.4.29).

Pour les deux premières approches, le niveau de sécurité est exprimé au moyen des valeurs du coefficient de sécurité OFS , alors que pour les trois approches restantes, la sécurité a été exprimée par le rapport (R/L) entre le membre droit « *Right* » (R) et le membre gauche « *Left* » (L) des inégalités correspondantes, représentant respectivement la résistance calculée et l'effet de l'action calculé ; dans ces cas, la sécurité est assurée si (R/L) est supérieur à l'unité ($R/L > 1$).

L'examen de la figure 4.24a montre, comme prévu, que l'approche du gradient critique échoue complètement dans la détection de l'augmentation de la sécurité résultant du rabattement du niveau d'eau en utilisant le procédé de puits de décharge par pompage, et prédit à tort le déclenchement d'une rupture par soulèvement en raison de la mise hors d'eau ($OFS_1 = i_c/i = 0,85 \div 0,95 < 1$). Un résultat erroné similaire est obtenu par l'approche, en contrainte effective, de l'EC7- Eq.2.9b \equiv Eq. (4.10) (voir fig.4.24d).

Par contre, la méthode de *Terzaghi* (fig.4.24b) et la méthode proposée par *Pane & al.* (2015) (fig.4.24e) repèrent correctement l'augmentation des contraintes effectives - ainsi que celle de la sécurité - dérivant de la mise hors d'eau, et montrent que l'excavation est stable vis-à-vis du soulèvement, l'état le plus critique survenant à la pointe de l'écran en palplanches (le point Q) où le rapport (R/L) est proche de l'unité ($R/L \approx 1$).

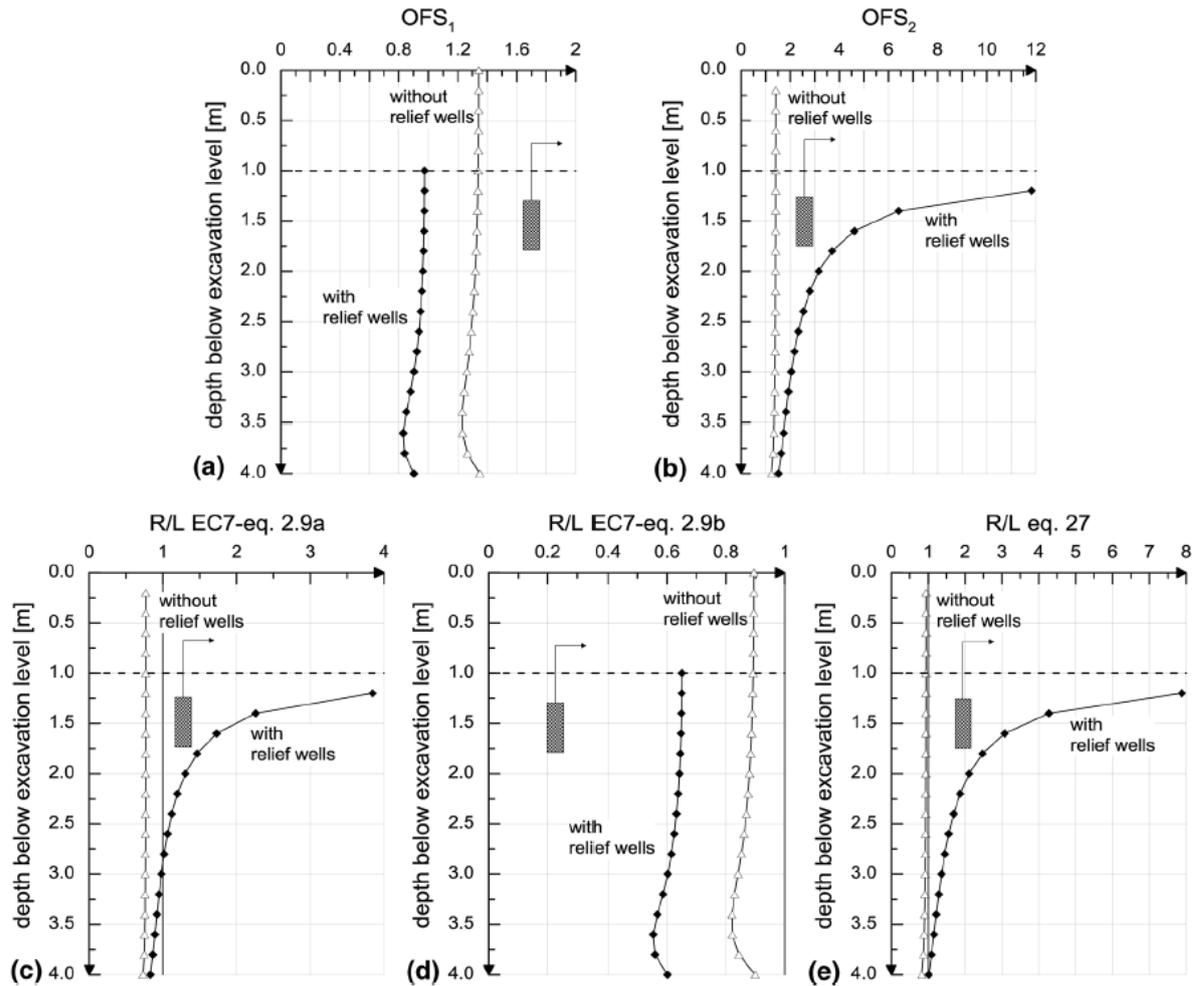


Figure 4.24 : Effet de puits de décharge sur la sécurité vis-à-vis du soulèvement selon différentes approches. [D'après Pane & al. (2015)]

✓ **Le deuxième exemple :**

Dans ce deuxième exemple, les auteurs ont étudié un simple écoulement ascendant unidimensionnel traversant un milieu stratifié constitué de trois couches de sols (S_1 , S_2 ; S_3) ayant la même épaisseur (1m), mais des valeurs de perméabilité différentes (voir tableau 4.5 ; et fig.4.25a). Une perte de charge de 3 m est imposée pour les trois couches, et une contrainte de surcharge ($\sigma'_B = 20kPa$) due à l'action d'un filtre (pesant) inversé (couche drainante et de protection) au-dessus de la surface du sol.

En invoquant la continuité de l'écoulement à travers les trois couches (vitesse d'écoulement $v_1 = v_2 = v_3$) ils ont obtenu les diagrammes de la perte de charge hydraulique et des contraintes

effectives montrés respectivement par la figure 4.25b et la figure 4.25c. La dernière figure (fig. 4.25e) fournit également une interprétation graphique de l'équation ((4.26) \equiv Eq.24) proposée par *Pane & al.* (2015), en montrant la distribution des contraintes effectives en fonction de la profondeur en l'absence d'écoulement (σ'_B) et leur réduction [$\Delta\sigma' = \rho_w \Delta h = u_h$; voir Eq.4.27b \equiv Eq.25b - *Pane & al.* (2015)] due à un écoulement ascendant.

Les auteurs ont montré que la plus grande partie de la perte de charge se produit au niveau de la couche supérieure (couche S_1), caractérisée par la plus basse perméabilité. Et que dans cette couche le gradient hydraulique de l'écoulement ascendant ($i_1 = 1.59$) est bien supérieur au gradient critique ($i_c = 1$) ; Cependant, les auteurs ont démontré, comme le montre la figure 4.25c, que la contrainte de surcharge (σ'_B) suffit à garder les contraintes effectives verticales supérieures à zéro à travers le profil du sol en entier.

Pane & al. (2015) ont montré sur les figures 4.25d & 4.25e et le tableau 4.7 des coefficients de sécurité calculés par les cinq différentes approches citées ci-dessus, ces résultats mettent en évidence à nouveau les limitations des deux approches de l'EC7 à fournir une estimation correcte de la sécurité vis-à-vis du soulèvement.

En fait, pour ce problème l'approche du gradient critique ainsi que l'approche en contrainte effective de l'EC7 (EC7 - Eq.2.9b \equiv Eq. 4.12) prédisent une rupture par soulèvement ($OFS_1 < 1$; $R/L < 1$) en raison de leur incapacité à considérer l'effet bénéfique des contraintes aux limites (surcharges), tandis que l'approche en contrainte totale de l'EC7 (EC7- Eq.2.9a \equiv Eq. 4.13) indique une stabilité insuffisante au fond du profil du sol où le rapport (R/L) est inférieur à l'unité ($R/L < 1$).

Par contre l'approche du *Terzaghi* ainsi que l'approche proposée par *Pane & al.* (2015) (*Pane & al.* - Eq.27 \equiv Eq. 4.29) indiquent correctement pour ce problème une marge de sécurité suffisante ($OFS_2 > 1.6$; $R/L > 1.1$).

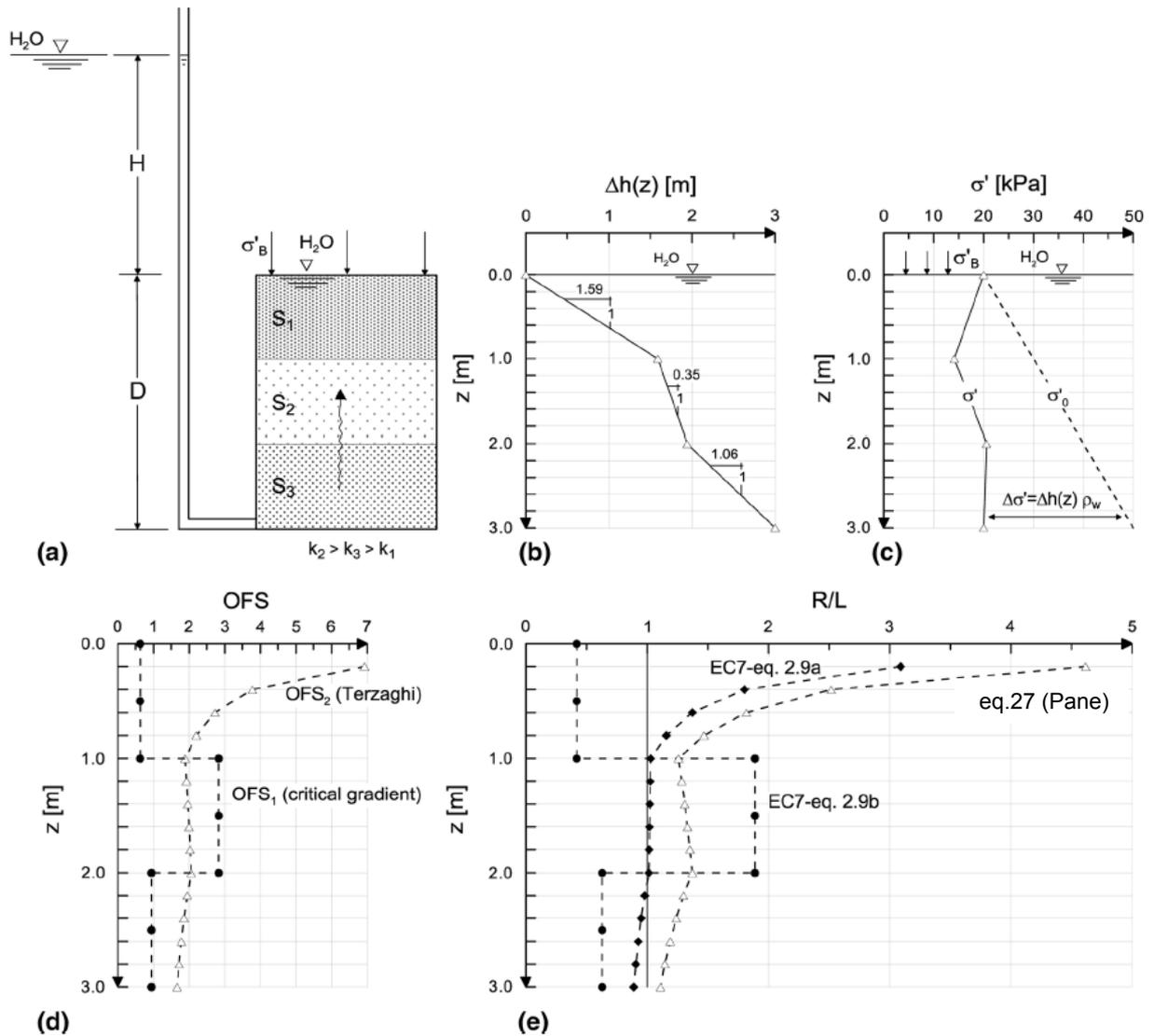


Figure 4.25 : Écoulement ascendant à travers un milieu sol stratifié ($H = 3 \text{ m}$, $D = 3 \text{ m}$) :

- (a) Schéma du profil de sol ;
- (b) Diagramme de la perte de charge totale ;
- (c) Diagramme de la contrainte verticale effective ;
- (d) Le coefficient de sécurité (OFS) selon l'approche du Terzaghi et l'approche du gradient critique ;
- (e) Le coefficient de sécurité (R/L) selon les approches de l'EC7 et l'approche proposée par Pane & al. (2015)

[D'après Pane & al. (2015)]

Tableau 4.7 : Écoulement ascendant à travers un milieu de sol stratifié : les niveaux de sécurité selon différentes approches. D'après *Pame & al. (2015)*

S	layer thickness [m]	i	depth, z [m]	$\Delta h(z)$ [m]	u_h [kPa]	u_{tot} [kPa]	σ [kPa]	σ_0^1 [kPa]	$\sigma^1 = \sigma_0^1 - u_h$ [kPa]	OFS ₁	OFS ₂	R/L		
												EC7-eq.2.9a	EC7-eq.2.9b	
1	0 < z < 1	1.588	0	0	0	0	20	20	20	0.63	∞	∞	0.42	∞
			1	1.59	15.88	25.88	40	30	14.12	1.89	1.03	1.26		
			2	1.94	19.41	39.41	60	40	20.59	2.06	1.01	1.37		
3	2 < z < 3	1.059	3	3.00	30	60.00	80	50	20	0.94	1.67	0.89	0.63	1.11

Notes: $\sigma_B^1=20$ kPa; $\rho_w=10$ kN/m³; $\rho^1=10$ kN/m³; $k_1=2$; $k_2=9$; $k_3=3$

4.3. Conclusion :

Plusieurs méthodes traitant l'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles ont été proposées dans la littérature, qui sont généralement basées sur un facteur de sécurité assez élevé vis-à-vis de la rupture du fond de fouille par le phénomène de renard ou le soulèvement du fond de l'excavation (rupture hydraulique), lesquels sont des phénomènes inattendus et peuvent survenir brusquement, avec peu ou pas d'avertissement, à l'intérieur des batardeaux. Elles ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet des forces d'écoulement provoquant la réduction de la pression passive devant la fiche de l'écran est ignoré. Et les valeurs de la perte de charge hydraulique critique provoquant la rupture proposées aussi dans la littérature présentent parfois des divergences cruciales. Ces méthodes souffrent souvent de limitations et d'un manque de généralisation, rendant leur utilisation inefficace et aboutissent parfois à des résultats illogiques et erronés. En outre, elles sont incapables de prédire les déformations et les mécanismes de rupture indispensables pour la compréhension du comportement des écrans de soutènement. Et ne peuvent pas prendre en charge les cas complexes, des excavations et de leurs milieux environnant, dans leur globalité.

Deuxième partie

Modélisation numérique de la stabilité

Chapitre 5

Éléments de modélisation, présentation du code numérique et lois de comportement utilisés.

5.1. Introduction :

La modélisation est cet art de la simplification qui permet aux ingénieurs et aux chercheurs de prévoir le comportement de ce qui est trop complexe pour être appréhendé complètement. Or les ouvrages de génie civil, et plus particulièrement les soutènements, ont un comportement complexe. Cela est dû essentiellement au fait qu'ils sont enterrés ou ancrés dans le milieu naturel qui est le sol et souvent en présence d'eau. Ils y sont bien sûr par leurs fondations ou leurs parties d'ancrage dans le substratum géologique mais aussi par les actions qu'ils subissent : eau, séisme, etc....et par les matériaux qui les constituent (principalement : le béton armé et l'acier)

Dans ce chapitre nous allons exposer quelques éléments importants sur la modélisation numérique, présenter l'outil de simulation (le code numérique FLAC) ainsi que son processus de résolution, et rappeler les modèles rhéologiques les plus utilisés dans la modélisation des comportements des sols et des structures de soutènement, et l'analyse de l'effet de l'écoulement sur la stabilité des écrans et des excavations qu'ils soutiennent.

5.2. Généralités sur la modélisation numérique :

Les développements des modélisations en hydrogéotechnique ont conduit à des avancées dans le domaine du calcul des ouvrages. Et il est devenu aujourd'hui inévitable, de modéliser dès que l'on cherche à analyser, comprendre, prédire des phénomènes affectant les ouvrages et le milieu constituant leur environnement. Ces modélisations sont facilitées par la capacité de plus en plus importante des ordinateurs et par le développement des codes numériques de plus en plus sophistiqués. Cette section présente quelques généralités importantes sur la modélisation en hydrogéotechnique afin de mettre en évidence son rôle et son importance. Pour une description plus détaillée et des réflexions plus développées relatives à la modélisation en hydrogéotechnique, on pourra se reporter à *Merrien-Soukatchoff Véronique (2002)*.

Ces codes numériques sont basés sur les différentes méthodes numériques qui permettent de résoudre les équations différentielles reliant les variables d'entrée, les variables de sortie et les paramètres d'un modèle mécanique. Citons notamment :

- les différences finies ;
- les éléments finis ;
- les éléments frontières ;
- les éléments distincts.

Chacune de ces méthodes présente des avantages et des inconvénients que nous ne détaillerons pas ici, mais qui devraient conduire théoriquement à un choix préalable à la modélisation. Toutefois, Une comparaison entre avantages et inconvénients des deux premières méthodes citées ci-dessus sera présentée ultérieurement dans le présent chapitre pour la justification du choix de la méthode utilisée dans la présente analyse numérique.

Aussi, pour un calcul numérique, il existait différentes techniques numériques. D'après *Merrien-Soukatchoff (2002)*, le choix entre ces différentes techniques numériques est plus souvent lié à celui du code de calcul que le modélisateur a la possibilité d'utiliser qu'à des critères objectifs par rapport aux méthodes.

5.2.1. But de la modélisation :

D'après *Merrien-Soukatchoff (2002)*, les modélisateurs ou les utilisateurs de résultats de modélisations peuvent avoir des buts divers, mais il est peut fréquent de les trouver clairement exposés (par écrit ou oralement). L'objectif de la modélisation est souvent sous-entendu, mais

comme toutes les choses qui paraissent « aller de soi », les réponses seraient certainement très variées si on réalisait une enquête sur les objectifs.

Le modèle facilite la **compréhension** du système étudié et permet de faire des **prédictions**. De manière plus précise, nous citons quelques objectifs que nous essayons d'atteindre à la lumière de la présente modélisation :

- **connaître**, cerner les objets et comprendre les phénomènes étudiés. Cet objectif peut inclure :
 - **identifier** les paramètres ou les phénomènes (les problèmes, les méconnaissances, les incertitudes, les mécanismes de défaillance possible de l'ouvrage) ;
 - **quantifier** certains paramètres ;
 - **analyser** le phénomène.
- **tester** des hypothèses ce qui peut conduire à les valider ou les refuser ;
- **dimensionner, prédire** (un mouvement, un déplacement, une rupture, une hauteur piézométrique...) ou **vérifier** un dimensionnement, une hypothèse, la stabilité ;
- **qualifier** un modèle (conceptuel et/ou numérique) ;

Le but de la modélisation peut être multiple et inclure plusieurs de ces aspects, mais pour réaliser une modélisation de qualité il nous paraît important d'essayer de spécifier l'objectif, de ne pas le laisser dans le vague ou dans l'implicite et de traduire le but dans un langage compris par tous ceux qui sont susceptibles d'être concernés par cette modélisation.

L'étude que nous proposons fait partie de la modélisation en hydrogéotechnique. Ce dernier terme englobe les domaines suivants :

- la géotechnique, c'est-à-dire l'étude des terrains (sols ou roches) considérés comme support de construction ou comme matériaux constitutifs 'd'ouvrages' naturels ou anthropiques. Dans notre cas nous nous limiterons aux sols homogènes purement pulvérulents (sables) isotropes et anisotropes ;
- l'hydrodynamique, c'est-à-dire la circulation des fluides (eau et éléments solubles) dans les terrains. Nous nous intéressons, dans ce que suit, qu'à l'écoulement de l'eau dans le sol ;

- les interactions entre les terrains et l'eau d'un point de vue mécanique, c'est-à-dire l'effet de l'écoulement de l'eau sur le comportement mécanique du sol et par la suite sur sa stabilité (stabilité hydromécanique). Plus précisément, nous allons analyser la rupture hydraulique (par soulèvement ou par le phénomène de renard) d'un écran de soutènement fixe, et la rupture par rotation provoquée par la réduction de la butée sous l'effet de l'écoulement de l'eau autour d'un écran de soutènement simplement encastré en pied. En tenant compte de l'isotropie et de l'anisotropie de perméabilité du milieu sol.

5.2.2. Les modèles :

Les modèles permettent de représenter la géométrie et les phénomènes mécaniques et hydrauliques qui gouvernent le comportement des terrains et des structures. Ils sont divisés en modèles géométriques, mécaniques et statistiques (fig. 5.1) selon les approches utilisées.

Les modèles statistiques permettent de résumer l'information, d'étudier les relations entre les variables d'un système, de classer (les matériaux, les zones étudiées...). Les modèles mécaniques sont basés sur des principes mécaniques introduits soit dans un modèle réduit (une maquette) soit sous forme d'équations (équations de la dynamique ou d'équilibre, de continuité, d'état et de comportement du matériau). Ils nécessitent au préalable d'avoir établi un géomodèle du milieu que l'on cherche à représenter.

Les modèles mécaniques peuvent être séparés en plusieurs catégories : des *modèles physiques* (ou réduits ou analogiques), des *modèles analytiques* où sont résolues analytiquement les équations décrivant le milieu et des *modèles numériques* où sont résolues numériquement ces mêmes équations.

Les modèles mécaniques cherchent, dans les problèmes directs, à calculer la réponse (sous la forme de *variables de sortie*) d'un système soumis à des sollicitations (*variables d'entrée*). La réponse du système dépend de paramètres qui sont introduits dans le modèle et qui peuvent être eux même variables dans le temps et dans l'espace (ils sont dénommés parfois « *variables de contrôle* »).

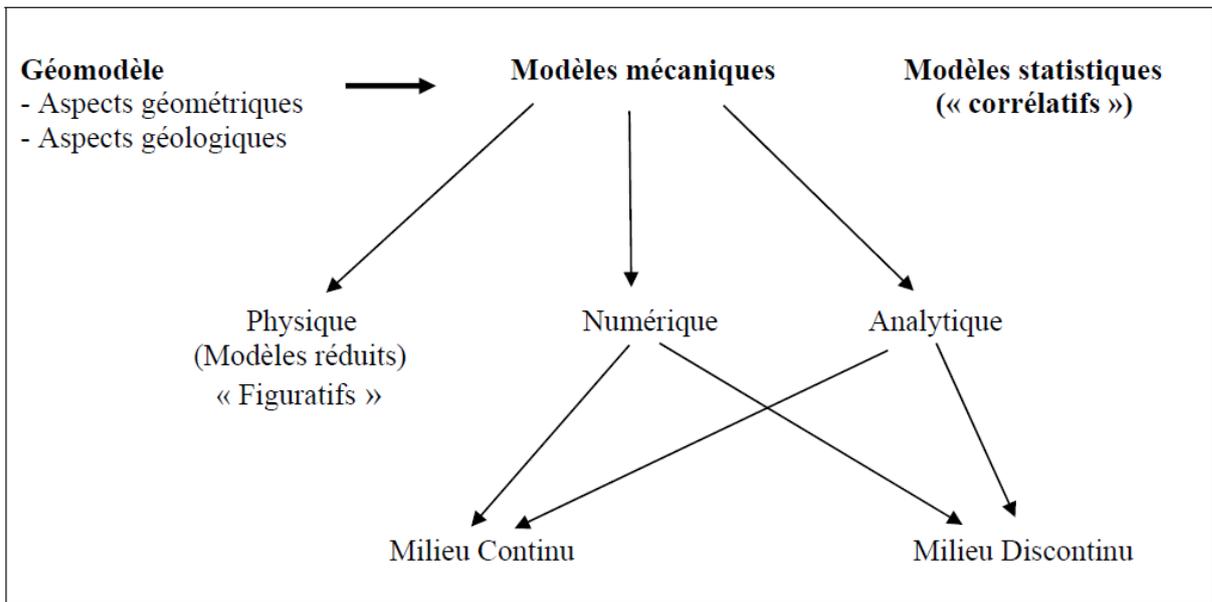


Figure 5.1 : Différents types de modèles en hydrogéotechnique [D'après Merrien-Soukatchoff (2002)]

Nous distinguons également trois niveaux de modélisation :

- **1^{er} Niveau : L'étape conceptuelle** qui consiste à décrire et préciser les phénomènes qui seront pris en compte dans la modélisation. Le modèle conceptuel est la transcription et souvent la simplification en termes élémentaires (en concepts) de l'observation et de la mesure. C'est l'idéalisation, l'explicitation et la simplification de la réalité. Par exemple :
 - la déformation varie linéairement avec la contrainte, le modèle conceptuel est l'élasticité ;
 - le débit d'écoulement à travers le terrain est fonction du gradient de charge hydraulique et de l'aire de la surface traversée.
- **2^{ème} Niveau : L'étape mathématique** correspond à la transcription sous la forme d'équations du phénomène décrit conceptuellement. Dans le cas de l'élasticité l'équation sera : $\sigma = E.\varepsilon$ (loi de *Hook*), dans le cas des écoulements le modèle mathématique sera la loi de *Darcy* : $v = \frac{q}{S} = k.i$. Le modèle mathématique conduit à la quantification de

certaines observations sous la forme de variables. La transcription des concepts sous forme mathématique peut se faire selon des méthodes variées. On peut distinguer :

- les modèles « boîtes noires » basés sur la seule identification de variables d'entrée et des « processus » qui ont une influence sur la modélisation des phénomènes et des objets naturels : les méthodes sont ensuite qualifiées d'empiriques, statistiques ou stochastiques ou simplement de méthodes boîtes noires ;
 - les modèles physiques basés sur des principes physiques (à la fois mécaniques et hydrauliques) qui conduisent à des méthodes analytiques, méthodes d'analyse limite en mécanique (méthode de borne supérieure, de borne inférieure, à l'équilibre limite), et méthodes numériques du type éléments finis, différences finies, éléments frontières, éléments discrets...
- **3^{ème} Niveau : L'étape numérique** correspond à la résolution numérique dans un code de calcul des équations établies à l'étape mathématique (souvent des équations différentielles). Là encore il est possible de subdiviser le problème entre des questions purement mathématiques de résolution numérique et des problèmes de programmation informatique de ces équations.

Il est à noter que la modélisation peut se limiter au modèle mathématique si les équations à résoudre sont simples.

Les modèles conceptuels sont pour nous descriptifs, qualitatifs, les modèles mathématiques et numériques quantitatifs, mais sous-entendent toujours un modèle conceptuel. Le comportement des sols étant complexe, aucun modèle mathématique ne peut complètement le décrire, le modèle conceptuel doit donc clairement préciser les caractéristiques et phénomènes considérés comme essentiels qu'il cherche à reproduire.

Cette distinction entre étape conceptuelle et mathématique ou/et numérique nous semble importante à établir, car le développement des codes informatiques permet de produire des calculs quelles que soient les données introduites et conduit à négliger de revenir sur les hypothèses, les concepts sous-entendus par ces calculs.

5.2.3. Processus de modélisation :

D'après Merrien-Soukatchoff (2002), une modélisation d'ouvrage ou de phénomènes est la combinaison de multiples aspects, un assemblage complexe de différentes notions et compétences dont les modélisateurs et les utilisateurs de modèles ne discernent pas toujours tous les aspects.

L'analyse des processus consiste à décomposer la démarche effectuée, pour réaliser un produit, en une suite de processus élémentaires. Dans le domaine de la modélisation, cette décomposition conduit à séparer le travail effectué en des *entrées* et une *suite d'activités* qui conduit au produit final : les *sorties* (fig. 5.2).

La qualité d'une modélisation nécessite la qualité des différents processus et donc l'identification de ces derniers, cependant la qualité de chaque processus est une condition nécessaire mais certainement pas suffisante pour assurer la qualité de l'ensemble de la modélisation.

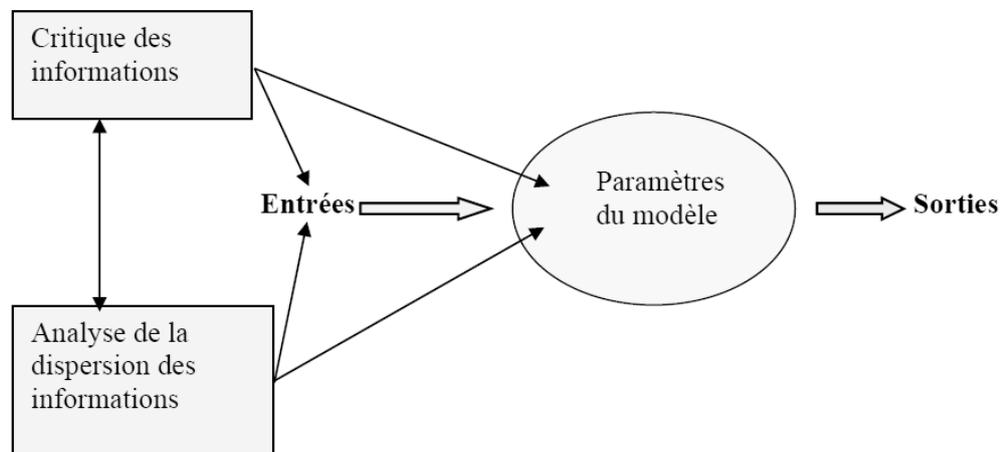


Figure 5.2 : Processus élémentaires de modélisation [D'après Merrien-Soukatchoff (2002)]

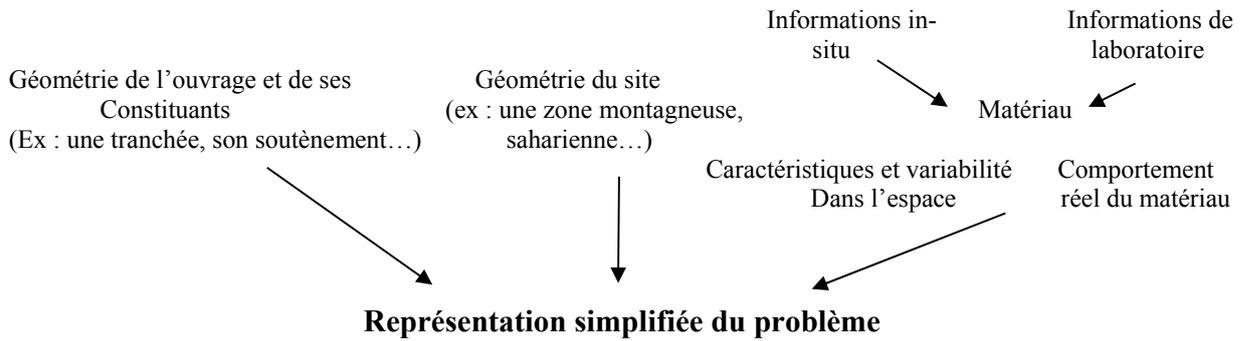
5.2.4. Détails des processus pour un calcul géotechnique en contrainte-déformation :

La figure 5.3 propose une décomposition sous forme de logigramme d'un calcul géotechnique en contrainte-déformation. Le logigramme d'un calcul d'écoulement serait assez similaire.

L'analyse permet d'identifier des étapes où des vérifications sont possibles, des justifications nécessaires et de définir des contrôles. Elle permet également d'identifier les points où les choix effectués conditionnent le résultat final.

Certains détails du processus de modélisation doivent être analysés en relation avec la dispersion et la précision. Le choix de la finesse du maillage est, par exemple, souvent un compromis entre la précision souhaitée, la précision réelle des caractéristiques d'entrée et des paramètres introduits dans le calcul et la faisabilité de la modélisation (en temps de calcul et en capacité informatique).

L'analyse des sorties permet par la comparaison entre les sorties du modèle et les différents repères et références (solutions et résultats antérieurs) à se pencher à nouveau sur les hypothèses formulées, à évaluer l'importance relative des paramètres du modèle par l'intermédiaire d'une analyse paramétrique, à analyser la sensibilité des résultats aux variations des entrées et des paramètres, et donc éventuellement à reconsidérer la précision recherchée.



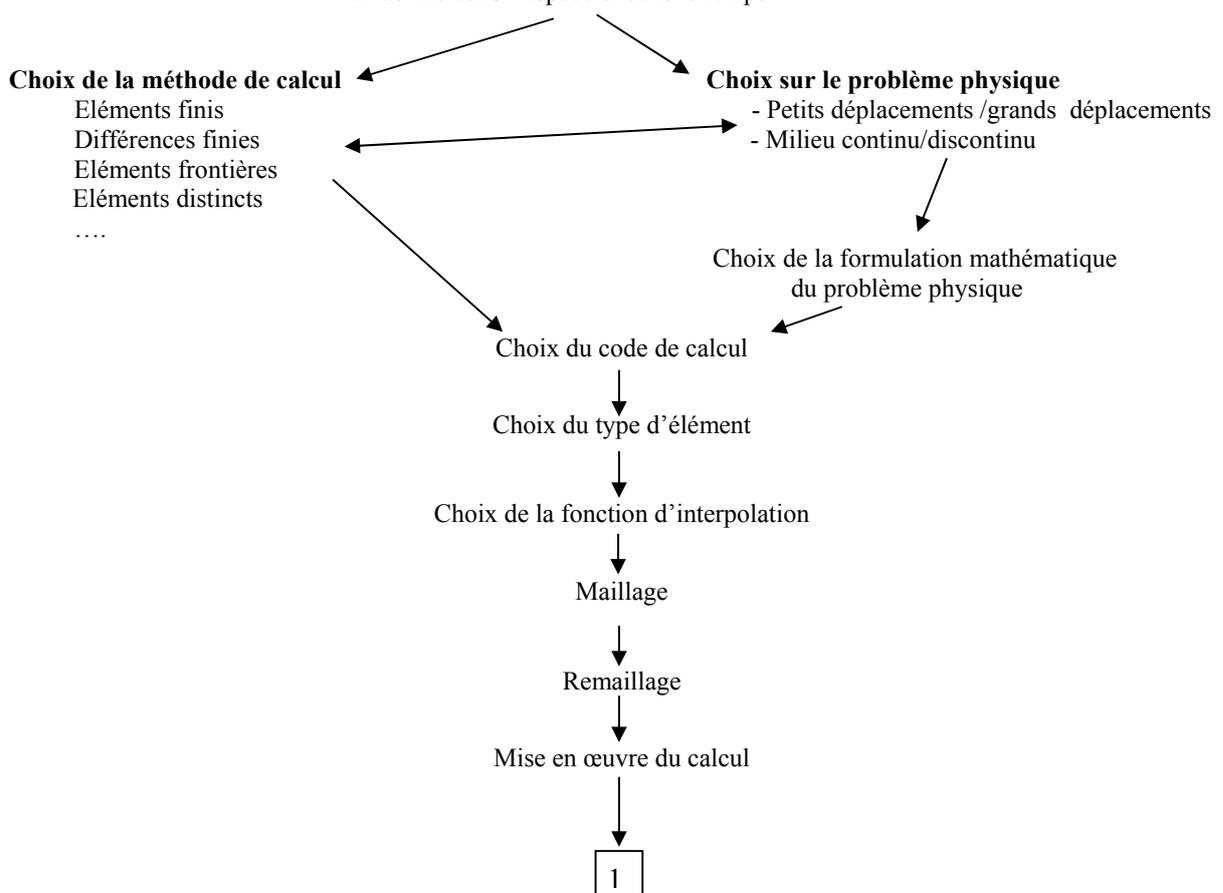
Simplification de la géométrie

Définition des conditions aux limites :

- Recherche des limites à déplacement ou charge imposés
- Zone d'influence de l'ouvrage
- Zone d'influence de la géométrie du site sur l'ouvrage

Représentation simplifiée des caractéristiques mécaniques :

- Choix du nombre de matériaux et de la géométrie de leurs limites
- Choix du comportement des matériaux
- Choix des valeurs caractéristiques (moyenne, médiane,...)
- Variabilité dans l'espace et dans le temps



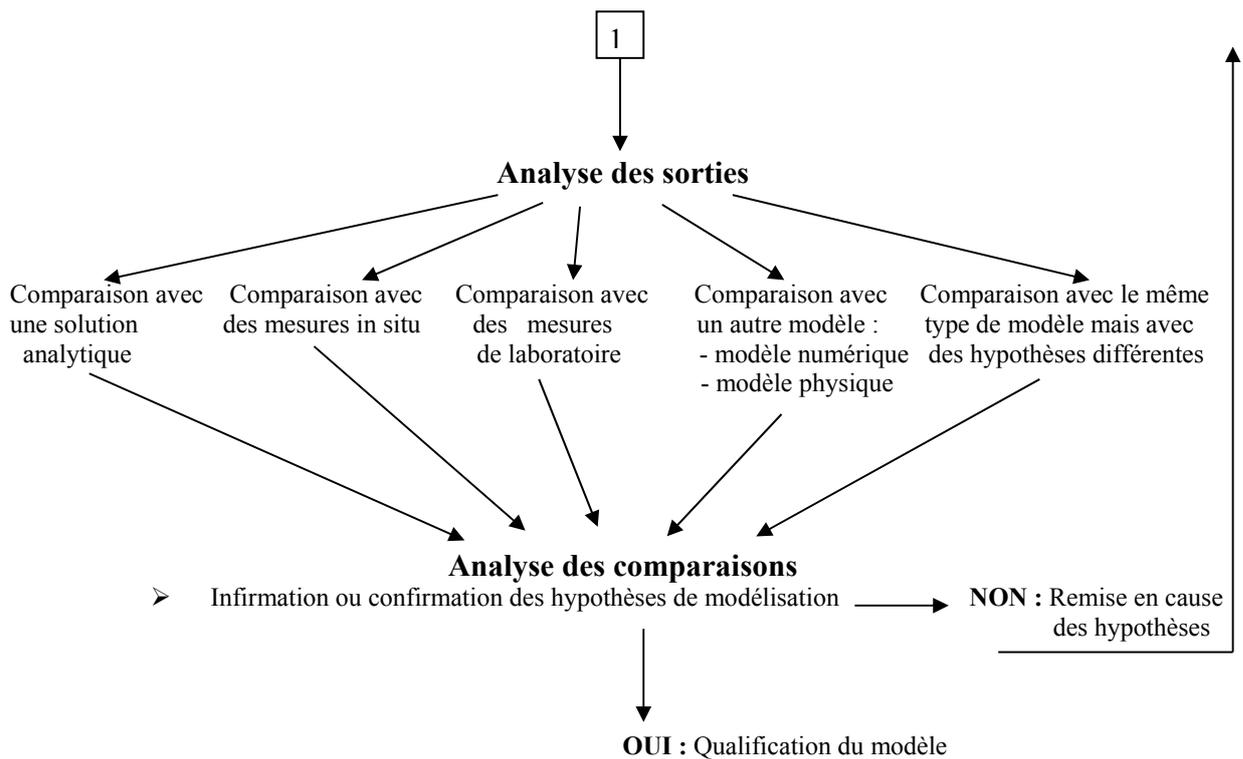


Figure 5.3 : Logigramme d'un calcul géotechnique en contrainte-déformation
[D'après Merrien-Soukatchoff, (2002)]

5.3. Présentation du logiciel *FLAC*:

5.3.1. Généralités :

Avant d'entamer la présente étude, il convient de présenter, en premier lieu, l'outil de simulation ou le code de calcul, dans lequel le modèle adopté a été introduit. Il s'agit du code *FLAC* (*Fast Lagrangien Analysis of Continua*) et plus précisément de sa version bidimensionnelle (2D), conçue et commercialisée par la société américaine *ITASCA* Consulting Group [Itasca (2007)].

Ce code aux différences finies est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation traitant les problèmes non-linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise un mode de résolution explicite des équations de la mécanique basé sur la méthode des différences finies,

nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Et peut donc fonctionner sur des micro-ordinateurs. Il est, par ailleurs, tout à fait compétitif en temps de calcul avec les logiciels classiques "Eléments Finis implicites" pour la résolution des problèmes géotechniques, lesquels doivent en général prendre en compte de fortes non linéarités, des plastifications importantes, et de grandes déformations.

Par contre, il n'est plus compétitif en temps de calcul pour les simulations linéaires. Plusieurs pas de calcul sont nécessaires pour obtenir une solution élastique linéaire alors qu'en éléments finis un seul calcul permet d'obtenir la solution.

FLAC est un outil général d'analyse et de dimensionnement pour l'ingénieur en géotechnique, génie civil et génie minier.

Une des spécificités est le macro-langage inclus dans *FLAC*. Celui-ci permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement ! La formulation du logiciel est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence : excavation-construction-chargement. L'algorithme de résolution traite idéalement les grands déplacements et grandes déformations, et les comportements non linéaires.

Ce code riche en éléments nécessaire à la modélisation en géotechnique (fig. 5.4) peut aider l'ingénieur à résoudre de nombreux problèmes, tels que :

- Dimensionnement des pentes, des talus ou des fouilles et analyse de leur stabilité ;
- Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ;
- Etude des barrages en terres ou en béton ;
- Dimensionnement des travaux souterrains ;
- Dimensionnement et planification d'une exploitation minière ;
- Analyse d'un stockage souterrain de déchets nucléaires ;

En assurant les capacités suivantes :

- Elastoplasticité en grandes déformations ;
- Modélisation des écoulements, le cas échéant avec surface libre, ainsi que des phénomènes couplés comme la consolidation ;

- Matériaux radoucissants / durcissants ;
- Loi à double mécanismes (cisaillement et compression isotrope) ;
- Modèle Cam-Clay simplifié, et Drucker-Prager ;
- Déformation plane, contrainte plane et axisymétrie, éléments câbles (avec scellement) et éléments poutres ;
- Contrôle souple et aisé des séquences d'excavation grâce au macro-langage *FISH* ;
- Interfaces pour représenter les joints ou les couches minces ;
- Maillage automatique ;
- Capacités dynamiques, thermomécaniques et de fluage, en option.

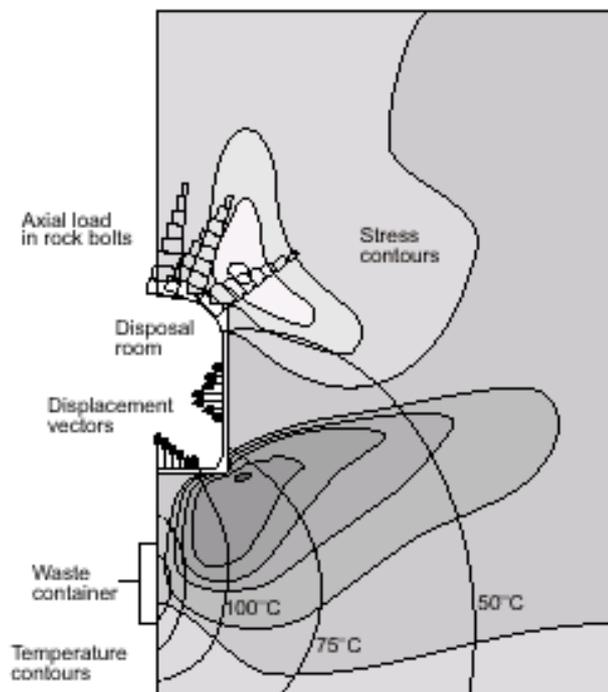


Figure 5.4 : Exemple d'illustration de la terminologie de *FLAC* [Figure tirée d'*Itasca* (2007)].

5.4. Modèles de comportement :

5.4.1. Introduction :

Les sols sont des matériaux complexes, dont le comportement peut être décrit ou simulé par des modèles eux-mêmes plus ou moins complexes. La réponse mécanique du milieu sol dépend essentiellement des lois de comportement qui lui ont été affectées. Il est donc très important de

choisir le modèle rhéologique qui pourra reproduire avec une fidélité optimale la réponse du matériau face aux sollicitations qui lui sont imposées et en fonction des grandeurs recherchées.

Afin de mettre un outil numérique dans les mains de l'ingénieur chargé de projet et du chercheur, le logiciel *FLAC* intègre de nombreux modèles constitutifs, sous forme d'une bibliothèque de modèles de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux (des géomatériaux et autres...) : (élasticité linéaire et non linéaire, *Mohr-Coulomb*, *Hook Brown*, *Drucker-Prager*, écrouissage positif/négatif, modèle à deux surfaces de charge « Double Yield » et *Cam-Clay* modifié). Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Cette section présente les lois de comportement élastiques linéaires-parfaitement plastiques, qui, du fait de leur simplicité, restent encore couramment utilisées en géotechnique. Pour une description plus complète de ce type de comportement, on pourra se reporter à *Mestat* (1993), *Lee* (1994) et *Arafati* (1996).

5.4.2. Notations :

On définit ici les notations couramment utilisées dans la formulation des modèles rhéologiques. On applique la convention de la mécanique des sols : les contraintes en compression sont comptées positivement.

La recherche des contraintes principales du tenseur des contraintes (σ_{ij}) (symétrique, donc diagonalisable) conduit à poser l'équation suivante :

$$\det(\sigma_{ij} - X\delta_{ij}) = 0 \quad (5.1)$$

Où (δ_{ij}) représente le symbole de *Kronecker*.

L'équation (5.1) revient à chercher les racines d'un polynôme du troisième degré en X que l'on met sous la forme :

$$X^3 - I_1X^2 + I_2X - I_3 = 0 \quad (5.2)$$

Les coefficients de ce polynôme sont indépendants du repère choisi et constituent les invariants du tenseur des contraintes. Les contraintes principales du tenseur des contraintes sont notées σ_1 , σ_2 et σ_3 ; elles sont telles que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Les trois invariants des contraintes se calculent alors de la façon suivante :

$$I_1 = tr(\sigma_{ij}) = \sigma_{kk} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (5.3)$$

$$I_2 = \frac{1}{2} \left[\left(tr(\sigma_{ij}) \right)^2 - tr(\sigma_{ij}^2) \right] = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad (5.4)$$

$$I_3 = \det(\sigma_{ij}) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (5.5)$$

Les fonctions $tr(\sigma_{ij})$ et $\det(\sigma_{ij})$ désignent respectivement la trace et le déterminant du tenseur (σ_{ij})

Il est courant en mécanique d'utiliser d'autres invariants, définis de la manière suivante : on décompose le tenseur symétrique des contraintes en un tenseur des contraintes *sphériques* (ou hydrostatiques) $(p\delta_{ij})$ et un tenseur des contraintes *déviatoriques* (s_{ij}) :

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + s_{ij} \quad (5.6)$$

Où : (p) est la contrainte moyenne ou pression moyenne, ou encore contrainte sphérique.

$$p = \frac{tr(\sigma_{ij})}{3} = \frac{I_1}{3} \quad (5.7)$$

À l'image des invariants du tenseur des contraintes, on peut définir des invariants du tenseur des contraintes déviatoriques (par construction de (s_{ij}) , $tr(\sigma_{ij}) = 0$, le premier invariant du tenseur des contraintes déviatoriques est nul ($J_1 = 0$)) :

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij}s_{ij} = \frac{1}{2} tr(s_{ij}^2) = \frac{1}{3} I_1^3 - I_2 \quad (5.8)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]$$

$$J_3 = \det(s_{ij}) \quad (5.9)$$

On peut décomposer de façon analogue le tenseur des déformations (ε_{ij}) en une partie isotrope $(\frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij})$, et une partie déviatorique (e_{ij}) :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij} + e_{ij} \quad (5.10)$$

Où : (ε_v) est la déformation volumique et (e_{ij}) le tenseur des déformations déviatoriques.

Les invariants du tenseur des déformations, ainsi que les invariants du tenseur des déformations déviatoriques, se calculent de façon identique aux invariants des tenseurs des contraintes et des contraintes déviatoriques.

La déformation volumique (ε_v) correspond au premier invariant du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_v = tr(\varepsilon_{ij}) = \varepsilon_{kk} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (5.11)$$

Dans la description des lois de comportement, on utilise également les invariants suivants :

➤ **la contrainte déviatorique :**

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} = \sqrt{3 J_3} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (5.12)$$

➤ **la déformation déviatorique :**

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} e_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (5.13)$$

➤ **La contrainte de cisaillement octaédrique :**

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} s_{ij} s_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (5.14)$$

➤ **La déformation de cisaillement octaédrique :**

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} e_{ij} e_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (5.15)$$

5.4.3. Comportement élastique linéaire :

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Pour le matériau élastique, l'état de contrainte ne dépend que de l'état de déformation (et vice versa). Mathématiquement, le matériau élastique peut être défini à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (5.16)$$

Où (F_{ij}) est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

5.4.3.1. Élasticité linéaire isotrope de Hooke :

La relation contrainte-déformation, pour un matériau élastique linéaire, se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad (5.17)$$

Où (σ_{ij}^0) représente le tenseur des contraintes initiales correspondant à un état initial de déformation nulle ($\varepsilon_{kl} = 0$) et (C_{ijkl}) le tenseur décrivant le comportement physique du matériau.

Si l'on suppose que l'état de contrainte initial est nul ($\sigma_{ij}^0 = 0$), l'équation (5.17) devient :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (5.18)$$

L'équation (5.18) ci-dessus correspond à l'équation générale de *Hooke* dans laquelle (σ_{ij}) et (ε_{kl}) sont des tenseurs du deuxième ordre et (C_{ijkl}) un tenseur du quatrième ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur (C_{ijkl}) prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (5.19)$$

Les équations (5.18) et (5.19) conduisent à :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (5.20)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (5.21)$$

Dans ce cas, le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes, (λ) et (μ) , appelées constantes de *Lamé*. Les équations (5.20) et (5.21) peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (5.22)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (5.23)$$

Qui dépendent de deux autres constantes : le module d'*Young* (E) et le coefficient de *Poisson* (ν) . La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν :

$$E > 0 \text{ et } -1 \leq \nu \leq 0.5 \quad (5.24)$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson (ν) est positif pour un sol. Les équations (5.20) et (5.21) peuvent également s'exprimer en fonction du module de cisaillement (G) et du module de compression (ou d'incompressibilité) (K). Ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes (σ_{ij}) en une partie isotrope ($p\delta_{ij}$) et une partie déviatorique (s_{ij}) :

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + s_{ij} = K\varepsilon_{kk}\delta_{ij} + 2Ge_{ij} \quad (5.25)$$

De même, le tenseur des déformations peut se mettre sous la forme :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{1}{2G}s_{ij} \quad (5.26)$$

La valeur $\nu = 0.5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$, c'est-à-dire à l'incompressibilité.

Les relations entre les différents paramètres utilisés pour représenter l'élasticité linéaire isotrope sont résumées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Relations entre constantes élastiques [D'après *Leipholz* (1974)]

Paramètres Couples de paramètres	Module de cisaillement $G = \mu$	Module d'Young E	Module de compression K	Coefficient de Poisson ν	Paramètre de Lamé λ
G, E	G	E	$\frac{GE}{9G-3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{G(E-2G)}{3G-E}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K+G}$	K	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	$K - \frac{2G}{3}$
G, λ	G	$\frac{G(3\lambda+2G)}{\lambda+G}$	$\lambda + \frac{2G}{3}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda+G)}$	λ
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν	$\frac{2G\nu}{1-2\nu}$
E, K	$\frac{3KE}{9K-E}$	E	K	$\frac{3K-E}{6K}$	$\frac{K(9K-3E)}{9K-E}$
E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν	$\frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
K, λ	$\frac{3(K-\lambda)}{2}$	$\frac{9K(K-\lambda)}{3K-\lambda}$	K	$\frac{\lambda}{3K-\lambda}$	λ
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν	$\frac{3K\nu}{1+\nu}$

5.4.4. Comportement élastoplastique :

En 1864, *Tresca* introduit pour la première fois la notion de plasticité avec le critère de contrainte maximale. Mais cette notion n'a été formulée numériquement que vers 1950 avec le développement de l'informatique; elle a alors démontré tout son intérêt.

La non-linéarité du comportement des sols peut être introduite à partir de modèles élastoplastiques, qui sont basés sur les quatre notions fondamentales suivantes:

- la partition des déformations élastiques et plastiques ;
- l'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes ;
- la loi d'écoulement ;
- le type d'écrouissage.

5.4.4.1. Principe de partition des déformations élastiques et plastiques :

Les déformations totales peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles et en déformations plastiques irréversibles. D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances inter-atomiques alors que les déformations plastiques induisent une modification structurale du milieu continu.

L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une autre part plastique, simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau ainsi que la modélisation numérique qui s'en suit. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (5.27)$$

Avec:

ε_{ij} = le terme du tenseur de déformations totales,

ε_{ij}^e = le terme du tenseur de déformations élastiques,

ε_{ij}^p = le terme du tenseur de déformations plastiques.

5.4.4.2. Définition de la surface de charge :

Dans l'espace des contraintes principales, $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, il existe une surface de charge à partir de laquelle l'écoulement plastique peut se produire. Pour les états de contrainte contenus à l'intérieur de cette surface, le comportement reste entièrement élastique. Cette surface est convexe et s'exprime à travers l'équation scalaire suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (5.28)$$

Où $f(\sigma_{ij})$ est appelée *fonction de charge*.

Afin de caractériser complètement l'écoulement plastique, il faut encore introduire un critère de charge-décharge. En effet, l'écoulement plastique se produit à partir du moment où deux conditions sont simultanément réunies. Elles s'expriment de la manière suivante :

- 1) - Le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge, ce qui correspond à $f(\sigma_{ij}) = 0$;
- 2) - La théorie de la plasticité impose que le point représentatif de l'état de contrainte ne puisse sortir du volume défini par la surface de charge ($f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible); cela implique que la position de ce point, après chargement, reste sur cette même surface. Pendant l'écoulement, la condition de consistance est ainsi vérifiée, soit:

$$df(\sigma_{ij}) = 0 \quad (5.29)$$

Il est cependant possible qu'une variation de contrainte puisse entraîner le point représentatif de l'état de chargement vers l'intérieur de la surface de charge. Dans ce cas, il s'agit d'une *décharge purement élastique* qui se matérialise par:

$$df(\sigma_{ij}) < 0 \quad (5.30)$$

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à un comportement élastique,
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ et $df(\sigma_{ij}) = 0$ caractérisent un écoulement plastique,
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ et $df(\sigma_{ij}) < 0$ caractérisent une décharge purement élastique.

Lorsque le point représentatif de l'état de contrainte se situe sur la surface de charge ($f(\sigma_{ij}) = 0$), deux cas sont possibles:

- la surface de charge n'évolue pas, c'est le cas du modèle *élastoplastique parfait*, (fig. 5.5).

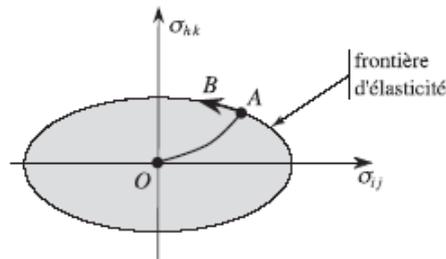
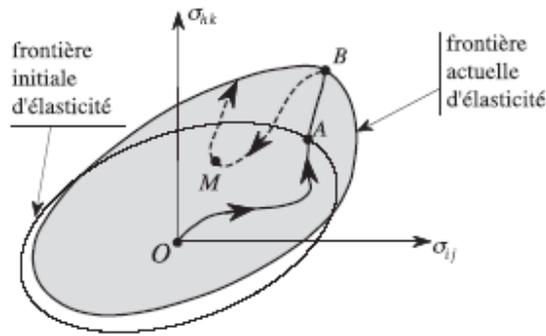
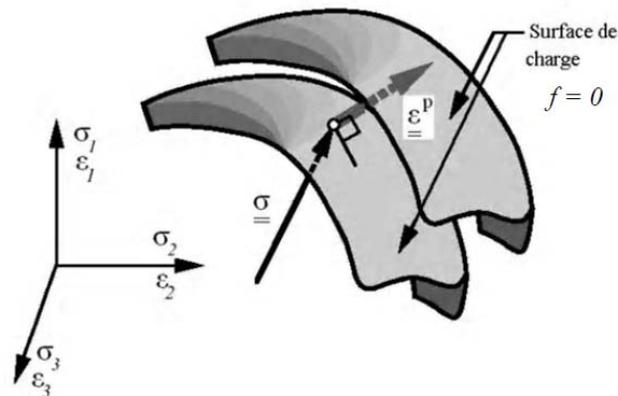


Figure 5.5: Surface de charge pour un matériau parfaitement plastique

- la surface de charge évolue au cours du chargement, c'est le cas du modèle élastoplastique avec écrouissage; les figures 5.6a et 5.6b illustrent ce second cas.



(a) Domaine d'élasticité initial et actuel pour le matériau écrouissable



(b) Évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau présentant des propriétés d'écrouissage.

Figure 5.6 : Surface de charge pour un matériau élastoplastique avec écrouissage

5.4.4.3. Lois d'écoulement et potentiel plastique :

Si le sol est en déchargement, la variation de déformation est purement élastique : $(d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e)$, et si le sol est en chargement, la variation de déformation comprend en plus la composante plastique : $(d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p)$. La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $(d\varepsilon_{ij}^p)$ en fonction de (σ_{ij}) et $(d\sigma_{ij})$.

Le principe du travail plastique maximal [Hill (1950)] permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité, la déformation plastique est de la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.31)$$

Où : $(d\varepsilon_{ij}^p)$ est l'incrément (ou vitesse) de déformation plastique, et $(d\lambda)$ est un scalaire appelé multiplicateur plastique ($d\lambda \geq 0$).

Toutes les vitesses de déformation possibles sont alors coaxiales à la normale extérieure à la frontière et ne dépendent que du scalaire $(d\lambda)$ non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement. L'expérience montre que dans le cas des sols, les vitesses de déformation ne sont pas bien décrites par le principe du travail maximal.

Le cadre général de la thermodynamique postule l'existence d'un potentiel de dissipation plastique dont la connaissance fournit la loi d'évolution des déformations plastiques. On est alors amené à introduire et à écrire la règle d'écoulement sous la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.32)$$

Le potentiel plastique, noté (g) , définit également une surface équipotentielle dépendante des paramètres d'écrouissage. La normale à cette surface constitue la direction de l'écoulement plastique, comme indiqué sur la figure 5.6b.

a) **Lois d'écoulement associées :** La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer l'identité, $(f = g)$. La direction du vecteur vitesse de

déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, ($f = 0$), c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme donnée par l'équation (5.31).

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits *standards*. C'est le cas des métaux. Ce type de matériaux obéit au principe du travail maximal de *Hill* (1950).

b) **Lois d'écoulement non associées** : Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet, pour les lois élastoplastiques considérant un angle de frottement, une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, ($\psi = \varphi$), qui s'avère souvent trop élevé pour les géomatériaux. On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur vitesse de déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique $g(\sigma_{ij})$, qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $f(\sigma_{ij})$, c.-à-d. : $g(\sigma_{ij}) \neq f(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance compris entre θ et φ ; ($0 < \psi < \varphi$).

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite non associée, sont dits *non standards*.

5.5. Modèles de comportement utilisés dans la présente étude:

5.5.1. Modèle de comportement du sol:

Vu que les sols considérés dans la présente étude présentent des mécanismes de rupture gouvernés par cisaillement, le modèle de *Mohr-Coulomb* largement connu et utilisé dans les simulations des ouvrages géotechniques a été retenu. Ce modèle présente l'avantage de nécessiter peu de paramètres dont la signification est bien représentée.

5.5.1.1. Formulation du modèle *Mohr-Coulomb* par le code FLAC :

Dans ce modèle élastoplastique de *Mohr-Coulomb*, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \quad \text{Avec } i = 1, 3 \quad (5.33)$$

Toutefois, la composante plastique n'est non nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de *Hooke*, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1\Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \quad (5.34)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1\Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \quad (5.35)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1\Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e) \quad (5.36)$$

Où : $\alpha_1 = K + 4G/3$ et $\alpha_2 = K - 2G/3$

a) Utilisation des modules volumique et de cisaillement :

Dans le code *FLAC*, il est préférable, pour les propriétés élastiques des géomatériaux, d'utiliser les modules volumique (K) et de cisaillement (G) que le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). Ils sont liés à ces derniers par les relations sus indiquées dans le Tableau 5.1, à savoir :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.37)$$

Le couple (K, G) donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple (E, ν) ne donne pas un sens pour un certain matériau admissible: à l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au chargement volumique mais non au cisaillement (cas des sols purement pulvérulents). A l'autre extrême le matériau résiste au cisaillement mais non au chargement volumique (cas des sols purement cohésifs). Le premier type de matériaux correspond à une valeur finie de (K) et une valeur nulle de (G), le second type correspond à une valeur nulle de (K) et une valeur finie de (G). Cependant avec le couple (E, ν), il n'est pas possible de caractériser ces deux extrêmes du comportement.

b) Fonction de charge :

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique. Et Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 .

La convention de signe, dans *FLAC*, attribuant des valeurs *négligatives* à la compression, et *positives* à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$

Dans le logiciel *FLAC*, la contrainte horizontale perpendiculaire au plan de la grille, (σ_{zz}) est supposée être l'une de ces trois composantes et peut être utilisée pour exprimer le critère de rupture de certains modèles rhéologiques.

La figure 5.7 représente la surface définie par la fonction de charge dans l'espace des contraintes principales.

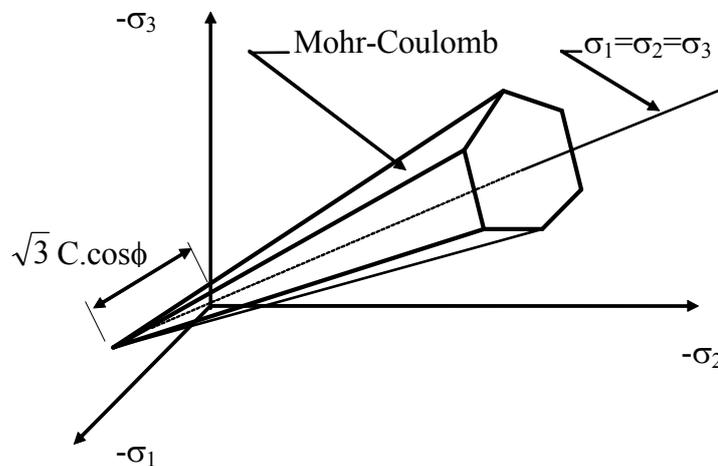


Figure 5.7 : Surface de charge de *Mohr-Coulomb* dans l'espace des contraintes principales dans *FLAC* (2007).

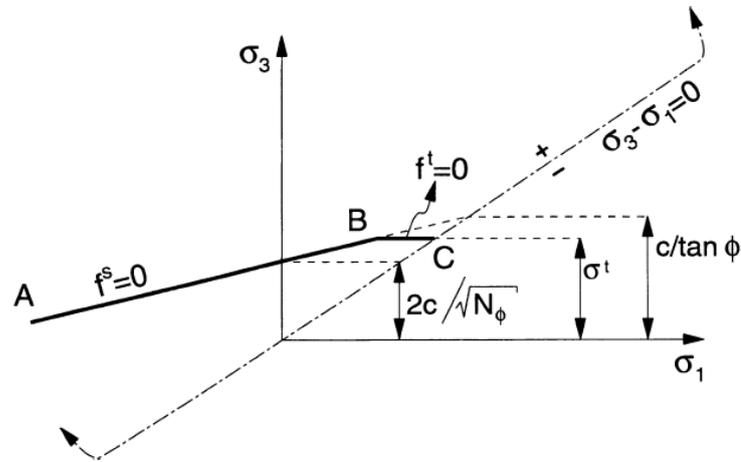
La figure 5.8 montre le critère de rupture de *Mohr-Coulomb* dans le plan des contraintes extrêmes.

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de *Mohr-Coulomb* (fig. 5.8) est définie du point *A* au point *B* par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} = 0 \quad (5.38)$$

Du point *B* au point *C*, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau (σ_t) :

$$f^t = \sigma_t - \sigma_3 = 0 \quad (5.39)$$

Figure 5.8 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans *FLAC* (2007)

Les valeurs des paramètres (N_φ), (σ_t) et (σ_{cm}) peuvent être calculées à partir de celles de la *cohésion* (c) et de l'*angle de frottement interne* (φ) (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{Ou} \quad \sin \varphi = \frac{N_\varphi - 1}{N_\varphi + 1} \quad (5.40)$$

$$\sigma_{cm} = 2c\sqrt{N_\varphi} \quad \text{Ou} \quad c = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{N_\varphi}} \quad (5.41)$$

$$\sigma_t \leq \frac{c}{\tan \varphi} \quad \text{Ou} \quad c \geq \sigma_t \tan \varphi \quad (5.42)$$

c) La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb :

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique (g), définie, dans le cas présent, par :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{et} \quad g^t = -\sigma_3 \quad (5.43)$$

Avec : $N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$, où (ψ) est l'angle de dilatance du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le vecteur de vitesse (ou l'incrément) de déformation plastique est normal à la surface de charge. Elle s'exprime comme suit:

➤ Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i} ; \quad \text{Avec } i = 1,3 \quad (5.44)$$

➤ Dans le cas d'une rupture en traction :

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i} ; \quad \text{Avec } i = 1,3 \quad (5.45)$$

Où (λ^s) et (λ^t) sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad \text{et} \quad \lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1} \quad (5.46)$$

$$\text{Où : } \sigma_i^I = \sigma_i^0 + \Delta\sigma_i^e \quad \text{avec } i = 1,3 \quad (5.47)$$

d) Dilatance par cisaillement :

La dilatance est une augmentation de volume (expansion) qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle (ψ) qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $(\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps})$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement, par exemple, l'idéalisation de la relation de la dilatance, basée sur le critère de *Mohr-Coulomb* et représentée dans la figure 5.9, pour un essai triaxial.

L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique (e^v) (ou (ε_v)) en fonction de la déformation axiale (e_1) (ou (ε_1)) [Vermeer & De Borst (1984)].

La démarche consiste à représenter les résultats des essais triaxiaux dans les diagrammes $(\varepsilon_1, p/q)$ et $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$ où (p) est la pression moyenne et (q) le déviateur des contraintes :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (5.48)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (5.49)$$

Dans les conditions de l'essai triaxial où ($\sigma_2 = \sigma_3$) le déviateur des contraintes se réduit à :

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.50)$$

La figure 5.9 schématise, aussi, la méthode pour obtenir les paramètres de la loi élastique linéaire de *Hooke* et ceux du critère de *Mohr-Coulomb* en se basant sur les tangentes des diagrammes (ε_1, q) et $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$. On préfère utiliser le diagramme (ε_1, q) pour lequel ces paramètres sont directement reliés à la tangente initiale de la courbe et à la valeur finale pendant le palier de plasticité. En effet, dans ces axes, le critère de *Mohr-Coulomb* s'exprime par l'équation suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (5.51)$$

Faire varier la pression de confinement au cours des essais triaxiaux permet d'obtenir rapidement la cohésion (pour le cas des sols ayant une cohésion) et l'angle de frottement par la construction des cercles de *Mohr*, en utilisant la formule générale ($\tau = c + \sigma \tan \phi$) exprimant le critère de plasticité de *Coulomb* dans les axes de *Mohr*.

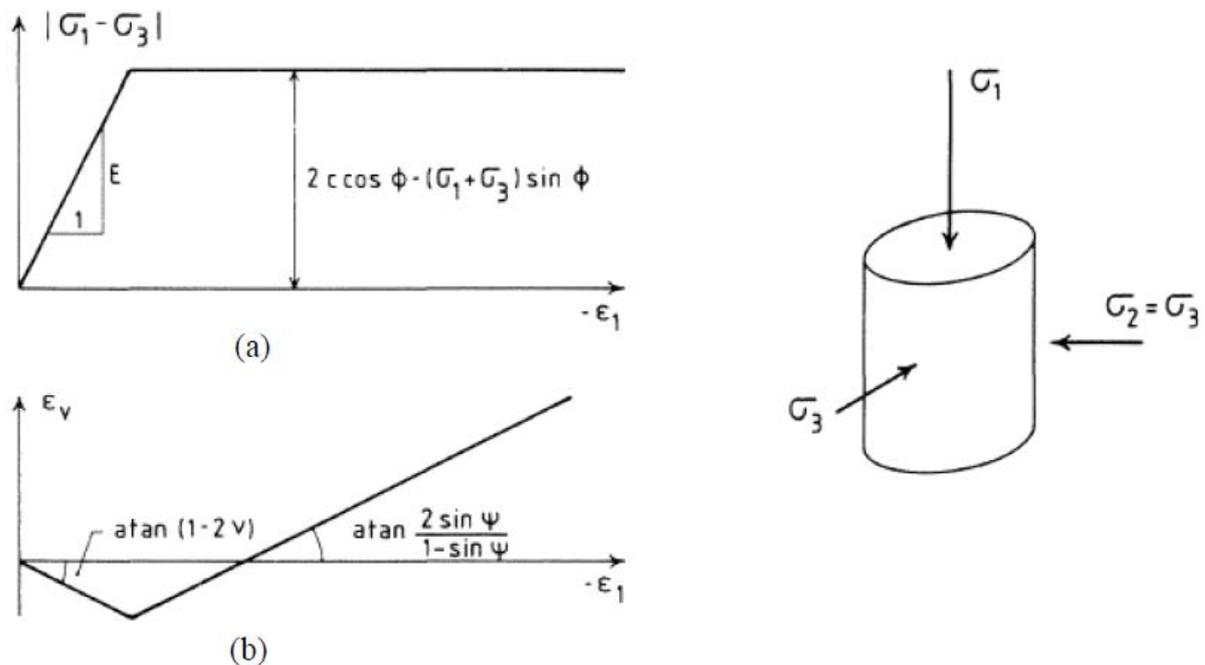


Figure 5.9 : Caractéristiques de la loi élastique linéaire parfaitement plastique Critère de rupture de *Mohr-Coulomb* : (a) : $[\varepsilon_1, (\sigma_1 - \sigma_3)]$; (b) : $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$. Et idéalisation de la relation de l'angle de dilatance. [D'après *Vermeer et De Borst* (1984)]

Dans le cas de l'axisymétrie, les expressions des incréments de déformation sont données par :

➤ Domaine élastique:

$$\Delta e^v = \Delta e_1^e + 2\Delta e_2^e \quad (5.52)$$

On dérive par rapport à la déformation élastique axiale (Δe_1^e):

$$\frac{\Delta e^v}{\Delta e_1^e} = 1 + \frac{2\Delta e_2^e}{\Delta e_1^e} = 1 - 2\nu \quad (5.53)$$

➤ Domaine plastique:

$$\Delta e^{vp} = \Delta e_1^{ps} + 2\Delta e_2^{ps} \quad (5.54)$$

On dérive par rapport à la déformation plastique axiale (Δe_1^{ps}):

$$\frac{\Delta e^{vp}}{\Delta e_1^{ps}} = 1 + \frac{2\Delta e_2^{ps}}{\Delta e_1^{ps}} = 1 - \frac{2\lambda_s \cdot N_\psi}{2\lambda_s} = 1 - N_\psi = \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (5.55)$$

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de *Mohr-Coulomb*, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer l'expansion qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance (ψ) avec ($\psi < \varphi$).

En théorie de plasticité, dans un critère *standard* le potentiel plastique (g) est égal à la fonction de charge (f), l'incrément de la déformation plastique est perpendiculaire à la surface de charge. Dans le cas du critère de *Mohr-Coulomb* cette surface est représentée en plan par une droite de pente (φ) (fig. 5.10a). Par contre, dans le cas des matériaux *non standard* c.à.d. ($g \neq f$), l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface du potentiel plastique. Dans le cas de ce critère le potentiel est représenté par une droite de pente (ψ) (fig. 5.10b). On remarque bien que le choix d'un critère non standard diminue la composante de la déformation volumique (Δe^{vp}).

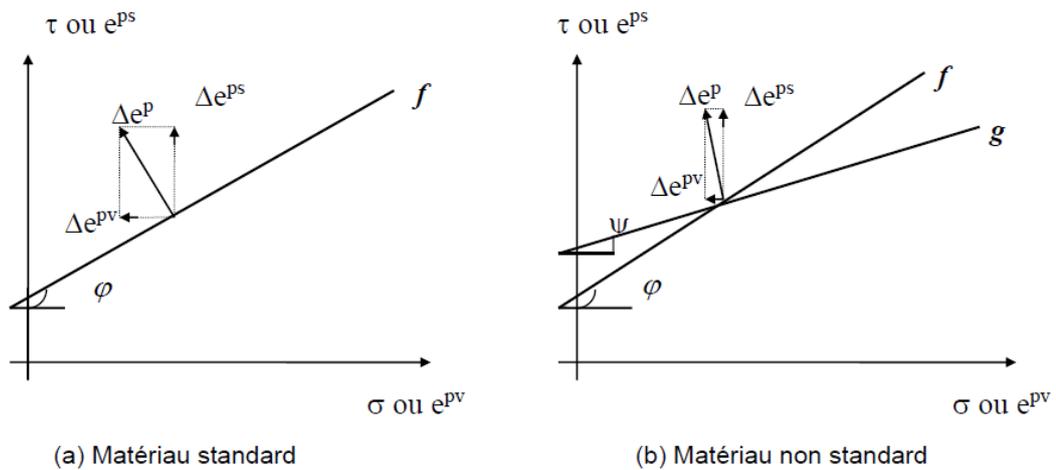


Figure 5.10 : Différence entre critère standard et non standard (*Mohr-Coulomb*).

e) Paramètres du modèle :

Ce modèle est appelé par la commande « **Model Mohr** », les paramètres sont donnés par la commande « **properties** » comme suit:

1. **density** densité du sol;
2. **bulk-mod** le module élastique (K);
3. **shear-mod** module de cisaillement (G);
4. **cohesion** cohésion du sol (c);
5. **friction** angle de frottement interne (φ);
6. **dilatance** angle de dilatance (ψ);
7. **tension** contrainte limite de traction.

Dans *FLAC* Tous les modèles plastiques sont mis en application en utilisant le même algorithme numérique d'incrémentatation : donner l'ancien état de contrainte et l'incrément total de déformation pour l'étape de temps courant, l'incrément correspondant de contrainte est déterminé et le nouveau état de contrainte est calculé. Noter également que tous les modèles sont formulés et opèrent en termes de contraintes effectives seulement ; des pressions de pores sont utilisées comme moyen pour convertir des contraintes totales en contraintes effectives avant l'appel du modèle constitutif. Le processus inverse se produit après que les calculs des modèles soient complets.

5.5.2. Modèle de comportement de l'interface :

L'interface entre le sol et les structures constitue une zone de déformations privilégiée dans laquelle des phénomènes de localisation des déformations sont susceptibles d'apparaître : glissement relatif du massif de sol le long de la structure, décollement du sol et de la structure. De tels comportements d'interface sont fréquents dans le cas des ouvrages de soutènement.

Ainsi, pour un rideau simplement encastré soutenant un remblai de sable, le tassement du remblai qui accompagne la mobilisation en flexion (et donc le déplacement latéral) de l'écran se traduit, à l'interface sol-écran, par un glissement relatif du sol sur l'écran (figure. 5.11a). Un autre exemple classique est celui du soutènement d'une excavation pratiquée dans des sols fortement cohérents : dans la partie supérieure de l'excavation, la cohésion du sol lui permet de se soutenir seul et il se produit un décollement du soutènement si ce dernier n'est pas maintenu appuyé contre le terrain (figure 5.11b).

Par ailleurs, l'interface sol-structure présente généralement une résistance au cisaillement, différente des résistances au cisaillement du sol et de la structure: elle dépend de nombreux facteurs [Delattre & al. (2004)] et on adopte généralement une valeur réduite à une fraction donnée de celle du sol.

La modélisation des interfaces entre le sol et la structure nécessite donc l'utilisation d'éléments pouvant rendre compte de ces phénomènes de glissement et de décollement d'une part, et d'une moindre résistance au cisaillement, d'autre part.

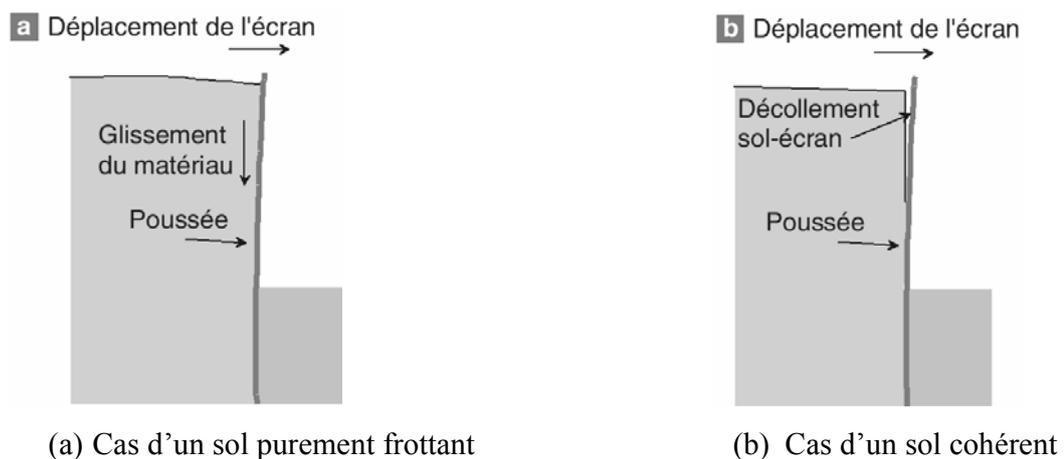


Figure 5.11 : Cinématique du sol soumis à une décompression latérale.

Pour prendre en compte la présence de discontinuités dans le milieu : failles majeures - ou plans faibles - (exemple: les massifs fissurés), et aussi, l'interaction sol - écran, *FLAC* permet l'intégration d'éléments joints, également appelés *interfaces*. Cette méthode, très efficace pour la modélisation de discontinuités particulières et peu nombreuses, permet d'aboutir à des résultats qui représentent mieux le comportement du milieu (sol + structure) étudié.

Une interface est un objet, à la fois géométrique et mécanique, qui prend place dans le maillage (grille) d'éléments finis et possède des propriétés de frottement (représentatives du critère de rupture de *Mohr-Coulomb*) qui déterminent son comportement non linéaire.

5.5.2.1. Géométrie d'une interface dans *FLAC* :

La création d'une interface, dans *FLAC*, passe par plusieurs étapes successives, permettant l'insertion de ce nouvel élément dans la grille initiale. La figure 5.12 décrit le cheminement de ce processus, dont les étapes principales sont :

- (a) la détermination, dans la grille initiale, du chemin suivi par la future interface ;
- (b) la création d'une tranchée, parallèle à l'interface, et d'épaisseur au moins égale à une maille ;
- (c) l'effacement des mailles devenues inutiles, à l'intérieur de la tranchée ;
- (d) le rapprochement des deux côtés de l'interface, par translation de l'un ou des deux demi-espaces, et
- (e) l'homogénéisation des mailles bordant l'interface, afin de limiter l'apparition de particularités géométriques dans la grille.

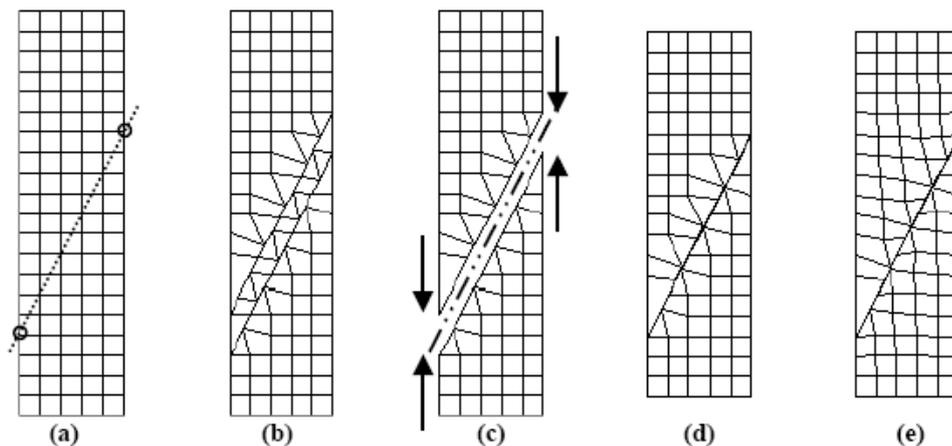
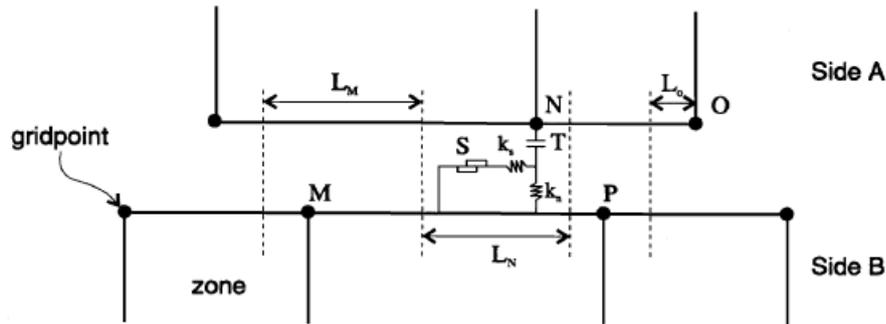


Figure 5.12 : Etapes de création d'une interface dans *FLAC* [D'après *FLAC* (2007)].

Le code numérique enregistre et conserve la liste des nœuds qui constituent les deux côtés de l'interface. Pour chacun de ces points, *FLAC* teste les contacts avec ses plus proches voisins sur l'autre côté de l'interface. Si un contact est détecté, la longueur (L), égale à la moitié de la distance entre les plus proches voisins à droite et à gauche, est définie. De cette manière, l'interface est divisée en segments contigus, chacun étant contrôlé par un nœud de l'une des rives de l'interface et appartenant aussi à la grille générale (fig. 5.13).



S = patin (*slider*) ; T = résistance à la traction ; kn = rigidité normale ;

ks = rigidité tangentielle ; L_n = longueur associée au nœud N ;

L_m = longueur associée au nœud M ; et - - - - = limites virtuelles des segments d'interface.

Figure 5.13 : Représentation schématique d'une interface, d'après *FLAC* (2007).

5.5.2.2. Comportement mécanique d'une interface dans *FLAC* :

Les propriétés mécaniques des interfaces sont conventionnellement dérivées de tests en laboratoire (c'est-à-dire de cisaillement direct et tests triaxiaux), la cohésion et l'angle de frottement correspondant aux paramètres utilisés dans le critère de rupture de *Coulomb*.

Le déplacement relatif au niveau de l'interface (sol-écran) est déterminé à partir des forces nodales et de la rigidité normale et tangentielle (k_n) et (k_s) (exprimées en Pa/m). Le décollement et le glissement sont simulés par ajustement de ces rigidités en fonction de la direction et de l'intensité des efforts appliqués à l'élément à travers une équation de la forme :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^{(t)} - k_n \Delta u_n^{(t+\Delta t/2)} L \quad (5.56)$$

Ou :

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^{(t)} - k_s \Delta u_s^{(t+\Delta t/2)} L \quad (5.57)$$

Les interfaces dans *FLAC* ont un comportement élastoplastique et possèdent les caractéristiques suivantes :

➤ **Résistance au cisaillement** : Le critère de cisaillement de *Coulomb* limite la force tangentielle par l'intermédiaire des propriétés de frottement associées à l'interface :

$$F_s^{\max} = cL + F_n \tan \delta \quad (5.58)$$

Avec c [Pa], L [m] et δ [degré].

c = cohésion le long de l'interface ;

L = la longueur de contact effective (fig. 5.12) ;

F_n = force normale ;

δ = angle de frottement de l'interface (sol – écran)

Si le critère est violé, c'est-à-dire si $|F_s| \geq F_s^{\max}$, alors $F_s = F_s^{\max}$

➤ **Traction limitée** : Si la limite de traction est dépassée le long de l'interface, alors l'interface casse et les forces normales et tangentielles sont ramenées à une valeur nulle. La valeur par défaut de la résistance à la traction est zéro.

➤ **Interfaces collées « Glued »** : *FLAC* propose, aussi, de déterminer une valeur limite (k^{glued}) pour (k_n) et (k_s), calculée à partir des caractéristiques géométriques de la grille autour de l'interface. L'utilisation de cette valeur limite résulte en une désactivation de l'interface, et n'autorise pas de déplacement relatif le long de la discontinuité : les deux parois sont comme collées l'une à l'autre. Des valeurs inférieures à (k^{glued}) autorisent en revanche un déplacement limité de part et d'autre de l'interface. La valeur critique (k^{glued}) s'exprime par :

$$k^{glued} = 10 \cdot \text{Max} \left[\frac{K + 4G/3}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (5.59)$$

Où : (K) et (G) sont respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement, et

(Δz_{\min}) est la plus petite dimension d'une zone adjacente dans la direction normale.

La valeur maximale sur l'ensemble des points de l'interface est retenue.

5.5.2.3. Paramètres du modèle de l'interface :

Les paramètres (d'entrée) à définir sont:

k_n = rigidité normale; k_s = rigidité de cisaillement ; T = résistance à la traction;

c = cohésion de l'interface ; et δ = angle de frottement de l'interface (sol-structure).

On note que l'introduction des fortes valeurs de rigidité pour empêcher les déformations de l'interface en *FLAC*, technique couramment utilisée dans la méthode des éléments finis, ralentie énormément la convergence de la solution.

Il est recommandé d'utiliser des rigidités faibles qui assurent un compromis entre des déformations négligeables de l'interface et le temps de convergence de la solution. La rigidité normale (k_n) doit être estimée rigoureusement afin de limiter l'interpénétration des faces et doit vérifier que l'interpénétration [$u = \sigma/k_n$], avec (σ) est la contrainte à l'interface] n'influe pas sur la précision voulue des calculs des déplacements.

5.5.3. Modèle de comportement des structures :

5.5.3.1. Modélisation de l'écran :

L'écran est une structure qui peut être modélisée par des éléments massifs ou des éléments poutres. L'élément massif respecte bien la géométrie de la structure et offre uniquement les déplacements au niveau des noeuds et les contraintes au centre de l'élément. Les sollicitations de la structure ne sont pas explicites. Ils peuvent être déterminés par la programmation des relations contraintes-sollicitations. Alors que l'élément poutre viole la géométrie de la structure mais fournit les sollicitations de manière explicite.

5.5.3.2. Paramètres de l'élément poutre :

Les paramètres, de l'élément poutre, à définir sont:

- 1) e : module d'élasticité (E)
- 2) a : section transversale
- 3) I : moment d'inertie de la section
- 4) d : densité
- 5) $pmom$: moment plastique optionnel (par défaut, la capacité du moment est supposée infinie).

5.6. Modélisation de l'écoulement :

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale. En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (*le sol se consolide*).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (*condition drainée*). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- **Un comportement à court terme** lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (*condition non drainée*) ;
- **Un comportement à long terme** lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (*condition drainée*).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en conditions non drainées.

FLAC modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (*calcul hydromécanique découplé*), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (*calcul hydromécanique couplé*). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques. Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère

un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique.

Dans le deuxième, l'eau réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

Les équations de l'écoulement et les conditions aux limites sont exprimées en termes de pression au lieu de charge hydraulique couramment utilisée en mécanique des sols.

La formulation de l'écoulement dans *FLAC* est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de *Darcy* pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée. Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés ou non drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaire pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol [$K + (4/3)G$].

Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en *FLAC* pour approcher les différents processus couplés :

➤ L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales sont fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le chargement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

➤ Les autres stratégies de *FLAC* utilisent la configuration « *Ground water* » (*Config GW*) pour l'analyse de l'interaction sol-fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

5.7. Conclusions :

Nous avons présenté au début de ce chapitre un certain nombre de notions et d'outils, relatifs à la modélisation, permettant d'attirer l'attention sur le rôle, l'importance et la nécessité des modélisations en hydrogéotechnique. Lesquelles ont conduit, avec le développement de l'outil informatique, à des avancées remarquables dans le domaine du calcul des ouvrages de soutènement et de l'analyse de leurs comportements souvent très complexes et difficiles à cerner et à prendre en charge avec les outils classiques analytiques.

La modélisation permet, en partant d'une conception d'un problème sur la base des hypothèses et des modèles adoptés (géométriques- mécaniques - statistiques), la compréhension, la prédiction et la connaissance des phénomènes étudiés. Et de tester l'influence de certains paramètres (étude paramétrique) en utilisant différentes techniques numériques.

L'utilisation de la modélisation pour appréhender les ouvrages et leur milieu devient indispensable. Il est nécessaire de définir un but à la modélisation, de l'éclaircir et de le traduire dans un langage compris par tous ceux qui sont intéressés par la modélisation visée. Car ceci constitue la phase décisive et un pas important à franchir vers la qualité.

Les modèles doivent être employés tout en exprimant parfaitement les hypothèses qu'ils sous-entendent et les limites dans lesquels ils ont été élaborés et peuvent être utilisés.

Tous les modèles plastiques impliquent potentiellement certains degrés de paramètres (constantes), des chemins dont dépendent les déformations (rupture), une conséquence du non linéarité des relations entre les contraintes et les déformations dans les sols.

La définition du comportement plastique se compose schématiquement de la réponse à deux questions :

- QUAND? (Y a t il déformation plastique). Ce sont les notions de seuils, de domaines, de critères et de règles d'écrouissage.
- COMMENT? (S'effectue la déformation plastique). C'est la règle d'écoulement plastique.

Les différents modèles dans *FLAC* sont caractérisés par leur fonction de charge, fonctions d'érouissage positif/négatif (durcissement/radoucissement) et règle d'écoulement.

Les fonctions de charge pour chaque modèle définissent la combinaison de contraintes pour laquelle l'écoulement plastique a lieu. Ces fonctions (ou critères) sont représentées par une ou plusieurs surfaces limitées dans un espace généralisé de contraintes avec des points en dessous ou sur la surface caractérisées respectivement par un comportement incrémental élastique ou plastique.

La formulation d'écoulement plastique dans *FLAC* repose sur des hypothèses de base de la théorie de plasticité où l'incrément total de déformation peut être décomposé en deux parties à savoir : une partie élastique et une partie plastique, avec seulement la partie élastique qui contribue à l'incrément de contrainte selon une loi élastique. En outre, tous les incréments de déformations plastiques et élastiques sont pris pour être coaxiaux avec les axes principaux courants des contraintes.

La règle d'écoulement indique la direction du vecteur d'incrément de déformations plastiques comme étant normale à la surface de potentiel, elle s'appelle *associée* si les fonctions de potentiel et de charge coïncident, et *non associée* dans le cas contraire.

Tous les modèles plastiques sont mis en application en utilisant le même algorithme numérique d'incrément : donner l'ancien état de contrainte et l'incrément total de déformation pour l'étape de temps courant, l'incrément correspondant de contrainte est déterminé et le nouveau état de contrainte est calculé.

Noter que, dans *FLAC*, tous les modèles opèrent en contraintes effectives seulement, des pressions interstitielles sont utilisées comme moyen pour convertir des contraintes totales en contraintes effectives avant l'appel du modèle constitutif. Le processus inverse se produit après que les calculs des modèles soient complets.

Le modèle élastoplastique de *Mohr-Coulomb*, conventionnel pour les sols dont les mécanismes de rupture sont gouvernés par cisaillement, sera utilisé dans la présente étude, vu que le sol considéré est purement pulvérulent. En plus, le modèle présentant l'avantage de nécessiter peu de paramètres, dont la signification est bien représentée.

En géotechnique, il est impossible d'obtenir toujours des données complètes sur les sols ou les roches du site, par exemple: l'état de contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. En conséquence l'outil de simulation numérique ne doit pas être une boîte noire qui offre uniquement une solution aux données introduites. Mais plutôt, il doit permettre aussi des expérimentations numériques "*Numerical Laboratory*". Le code *FLAC* respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

FLAC utilise la méthode des différences finies avec la même souplesse de la méthode des éléments finis. Il n'est pas compétitif pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec les codes utilisant la Méthode des Eléments Finis. Par contre il l'est pour les systèmes physiques complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations, de grands déplacements ou des instabilités physiques.

La richesse du code en modèles incorporés de comportement des sols et des roches, en changement de charges, en commandes (permettant de fabriquer des procédures de modélisation adaptées aux problèmes en géotechnique), en éléments d'interface et en éléments de structure (poutre, câble...) rend cet outil de simulation très compétitif en géotechnique. Ceci justifie le choix de ce code dans la présente analyse numérique du comportement de l'interaction sol-écran sous l'effet d'écoulement d'eau pour étudier la stabilité des excavations dans des sols (sables) homogènes non cohésifs isotropes et anisotropes.

Chapitre 6

Analyse numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement

6.1. Introduction :

La conception des batardeaux et des excavations profondes soutenues par des rideaux en palplanches ou par des parois moulées est souvent dominée par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement. L'écoulement des eaux d'infiltration, du côté amont vers le côté aval de l'écran induit par le rabattement de la nappe phréatique (pour la mise hors d'eau ou la mise à sec de l'excavation), influe sur la stabilité globale de la paroi et la stabilité de la base et/ou du fond de l'excavation. Où un soulèvement d'un bloc de sol « *heaving* » devant la fiche (longueur d'encastrement de l'écran), un phénomène de renard « *uplift* », une liquéfaction du sol, ou une rupture mécanique par réduction de la pression passive des terres (butée) peuvent se produire en fonction des propriétés du sol et des conditions et types de la structure de soutènement.

Il existe de nombreuses méthodes publiées par *Terzaghi* (1943), *McNamee* (1949), *Marsland* (1953) et *Davidenkoff & Franke* (1965), pour l'évaluation de la stabilité du fond de l'excavation vis-à-vis de la rupture hydraulique du sol, basées sur un facteur de sécurité par rapport à la rupture par le phénomène de renard ou le soulèvement, mais la rupture se produit parfois même dans des excavations profondes conçues par ces méthodes [*Tanaka* (2002)]. Les caractéristiques de l'écoulement des eaux d'infiltration et la rupture hydraulique du sol dans différentes conditions d'écoulement ont été également discutés par *Tanaka & al.* (2009). Ces méthodes proposées dans la littérature pour l'analyse de la stabilité reposent sur des hypothèses assez restrictives. Elles ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet de réduction de la pression passive des terres est ignoré.

Autres mécanismes de rupture très dépendant des conditions aux limites hydrauliques et mécaniques peuvent se produire avec des pertes de charges hydrauliques inférieures aux valeurs correspondantes à la rupture du fond de l'excavation.

Pour une revue conséquente de la littérature référentielle, des descriptions plus détaillées et des discussions plus développées relatives aux travaux antérieurs (état de l'art) publiés dans la littérature, traitant les méthodes d'évaluation de la stabilité des fonds de fouilles vis-à-vis de la rupture hydraulique, et ayant une relation directe avec les cas considérés dans la présente étude, le lecteur pourra se référer au "chapitre 4" dans la première partie (synthèse bibliographique...) de cette thèse (pp. 155 à 206).

Le présent chapitre est consacré à la présente modélisation analytique et numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement autour des écrans étanches de soutènement libres et fixes.

Dans ce chapitre, on présente, en premier, une modélisation analytique formulant la charge hydraulique limite $(H/D)_{lim}$ caractérisant l'équilibre limite des écrans libres en cas d'isotropie de perméabilité, en considérant les cas de pression hydrostatique et de présence de gradient hydraulique, en utilisant la méthode classique et en adoptant un mécanisme de rupture par rotation ;

Puis, on expose la présente analyse numérique réalisée au moyen du code numérique FLAC^{2D} (en différences finies) et estimant les valeurs numériques de la charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ provoquant la rupture hydraulique (soulèvement ou renard) ou la rupture par rotation des écrans fixes et des écrans libres respectivement. Ceci en présence du gradient hydraulique et en fonction des caractéristiques du sol et de l'interface sol / écran.

Après la description du modèle numérique utilisé, les conditions aux limites et la procédure de simulation et de vérification de la stabilité en présence d'écoulement, on expose les présents résultats analytiques et numériques sous forme de tableaux et de graphes pour les différents types de sables dilatent et non dilatent. En mettant en évidence l'influence des caractéristiques du sol et de l'interface sol/structure, et de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol sur la perte de charge critique $(H/D)_{crit}$ et sur les formes des différents mécanismes de rupture des cas étudiés.

En outre, on présente l'évaluation du coefficient de sécurité globale vis-à-vis de la rupture hydraulique, pour les cas étudiés, en utilisant l'approche traditionnelle du gradient critique et en se basant sur les résultats de la présente simulation et ceux proposés dans la littérature par les travaux référentiels.

Ce chapitre est jalonné par des comparaisons, des discussions et remarques. Et achevé par des conclusions.

6.2. Modélisation analytique d'un écran en palplanches libre (Écran simplement encastré en pied) :

La présente modélisation analytique utilise la méthode classique en tenant compte de l'écoulement d'une manière grossière pour les cas de pression hydrostatique et en présence d'écoulement (gradient hydraulique) autour d'un écran en palplanches étanche (ou une paroi moulée) simplement encastré en pied dans un dépôt de sable non cohésif homogène et isotrope ($k_h/k_v = 1$).

L'objectif de la présente modélisation analytique est l'expression théorique de la solution analytique donnant les valeurs de la perte de charge hydraulique relative limite $(H/D)_{\text{lim}}$ caractérisant l'équilibre limite en présence d'écoulement des eaux d'infiltration dans le sol. Ceci, en fonction des caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. On a considéré cinq valeurs de l'angle de frottement de sol $\varphi = 20^\circ ; 25^\circ ; 30^\circ ; 35^\circ \text{ et } 40^\circ$. Et pour chaque valeur de φ , correspond cinq valeurs de l'angle de l'interface sol/écran $\delta = 0 ; \varphi/3 ; \varphi/2 ; 2\varphi/3 \text{ et } \varphi$.

Dans la présente modélisation analytique on a adopté les hypothèses suivantes :

- $\varphi \neq 0 \text{ et } c = 0$: sol purement pulvérulent (sable non cohésif) ;
- $\delta \neq 0$: prise en considération du frottement de l'interface sol/écran ;
- Le centre de rotation est supposé, pour des raisons de simplification, situé sur la pointe du pied de l'écran (extrémité inférieure de l'écran) (fig. 6.2 et 6.5) ;
- Les coefficients des pressions latérales actives et passives (K_a et K_p) sont pris d'après les tables de *Caquot & Kérisel* en fonction de φ et de δ/φ ;
- Mécanisme de rupture par rotation (c.à.d. vérification de l'équation d'équilibre des moments par rapport au centre de rotation)

6.2.1. Cas 1 : La pression d'eau étant hydrostatique :

Dans ce premier cas nous supposons que l'effet de l'eau sur un écran simplement encastré en pied (fig. 6.1) est dû à une pression hydrostatique (Hypothèse : l'eau est en équilibre hydrostatique c.-à-d. gradient hydraulique nulle ($i = 0$)).

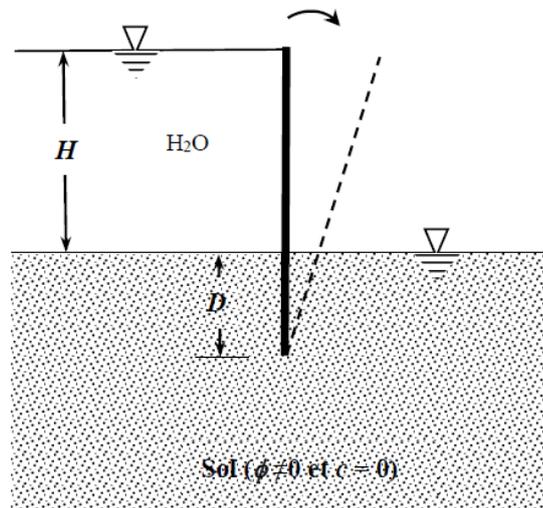


Figure 6.1 : Ecran en palplanches simplement encastré en pied
(Cas de pression hydrostatique)

➤ Les pressions d'eau :

D'après la figure 6.2, montrant l'allure des diagrammes des pressions hydrostatiques exercées par l'eau sur l'écran de côté amont et aval, on a respectivement :

$$P_{e1} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot (H + D)^2, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{e1}} = \left(\frac{H + D}{3} \right); \quad (6.1)$$

$$P_{e2} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot D^2, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{e2}} = \frac{D}{3}; \quad (6.2)$$

➤ Les pressions latérales des terres :

D'après la figure 6.3 on a :

$$P_{s1} \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma' \cdot D^2 \cdot \cos \delta, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{s1}} = \frac{D}{3} \quad (6.3)$$

$$P_{s2} \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma' \cdot D^2 \cdot \cos \delta, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{s2}} = \frac{D}{3} \quad (6.4)$$

Avec $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

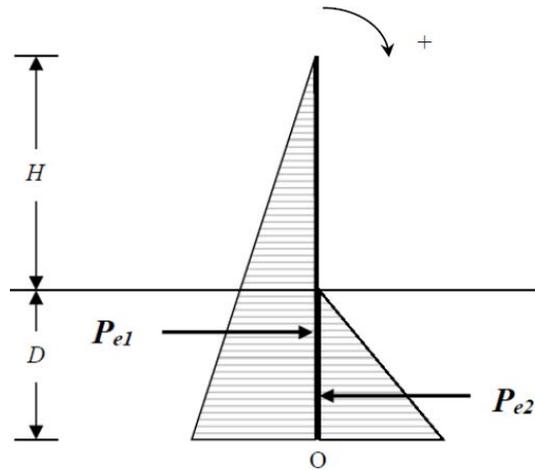


Figure 6.2 : Diagrammes des pressions d'eau contre l'écran
(Cas de pression hydrostatique)

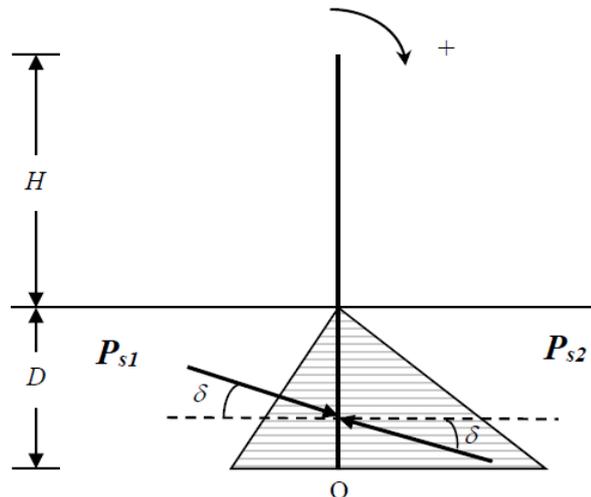


Figure 6.3 : Diagrammes des pressions latérales actives et passives des terres contre l'écran
(Cas de pression hydrostatique)

➤ **Condition d'équilibre :**

La condition d'équilibre exige que la somme des moments des forces agissant sur l'écran, par rapport à l'extrémité inférieure (centre de rotation O) de l'écran doit être nulle :

$$\Sigma M / o = 0 \quad (6.5)$$

D'où :

$$P_{e1} \cdot y_{Pe1} + P_{s1} \cdot \cos \delta \cdot y_{Ps1} - P_{e2} \cdot y_{Pe2} - P_{s2} \cdot \cos \delta \cdot y_{Ps2} = 0 \quad (6.6)$$

En remplaçant, dans cette dernière équation (6.6), les pressions et les bras de leviers par leurs expressions correspondantes on aura l'équation (6.7) :

$$\left[\frac{1}{2} \gamma_w \cdot (H + D)^2 \cdot \left(\frac{H + D}{3} \right) + \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma' \cdot D^2 \cdot \cos \delta \cdot \left(\frac{D}{3} \right) - \frac{1}{2} \gamma_w \cdot D^2 \cdot \left(\frac{D}{3} \right) - \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma' \cdot D^2 \cdot \cos \delta \cdot \left(\frac{D}{3} \right) \right] = 0 \quad (6.7)$$

D'où :

$$\left[\frac{1}{6} \gamma_w \cdot (H + D)^3 + \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma' \cdot D^3 \cdot \cos \delta - \frac{1}{6} \gamma_w \cdot D^3 - \frac{1}{6} K_p \cdot \gamma' \cdot D^3 \cdot \cos \delta \right] = 0 \quad (6.8)$$

D'où :

$$\gamma_w \cdot (H + D)^3 + D^3 \cdot (K_a \cdot \gamma' \cdot \cos \delta - \gamma_w - K_p \cdot \gamma' \cdot \cos \delta) = 0 \quad (6.9)$$

D'où :

$$\gamma_w \cdot (H + D)^3 = D^3 \cdot (K_p \cdot \gamma' \cdot \cos \delta + \gamma_w - K_a \cdot \gamma' \cdot \cos \delta) \quad (6.10)$$

D'où :

$$\frac{H + D}{D} = \sqrt[3]{\frac{K_p \cdot \gamma' \cdot \cos \delta + \gamma_w - K_a \cdot \gamma' \cdot \cos \delta}{\gamma_w}} \quad (6.11)$$

On obtient donc :

$$\left(\frac{H}{D} \right)_{\text{lim}} = \left(\sqrt[3]{\frac{K_p \cdot \gamma' \cdot \cos \delta + \gamma_w - K_a \cdot \gamma' \cdot \cos \delta}{\gamma_w}} \right) - 1 \quad (6.12)$$

L'équation (6.12) est facile à résoudre manuellement, il suffit de remplacer les différentes variables, dans le deuxième membre, par leurs valeurs correspondantes pour obtenir la valeur de la perte de charge hydraulique relative limite $(H/D)_{\text{lim}}$ caractérisant l'état d'équilibre limite de l'écran en palplanches simplement encastré en pied en cas de pression d'eau hydrostatique. Toutefois, un programme informatique en langage Fortran a été élaboré pour résoudre cette équation afin d'éviter le risque d'erreurs et permettre une grande économie de temps dans l'obtention d'un maximum de résultats en faisant varier automatiquement l'angle de frottement interne du sol φ (20° ; 25° ; 30° ; 35° et 40°) et l'angle de frottement de l'interface sol- écran δ/φ (0 ; 1/3 ; 1/2 ; 2/3 et 1). Le programme nécessite comme données : γ_w , γ_{sat} , K_a et K_p pour fournir les résultats qu'on trouve regroupés dans le tableau 6.1.

6.2.2. Cas 2 : En présence d'écoulement (gradient hydraulique) :

Dans ce deuxième cas on suppose qu'après la mise hors d'eau du côté aval de l'écran en palplanches, un écoulement souterrain (gradient hydraulique) s'établit autour de l'écran du côté amont, où l'écoulement est descendant, vers le côté aval où l'écoulement est ascendant (fig. 6.4).

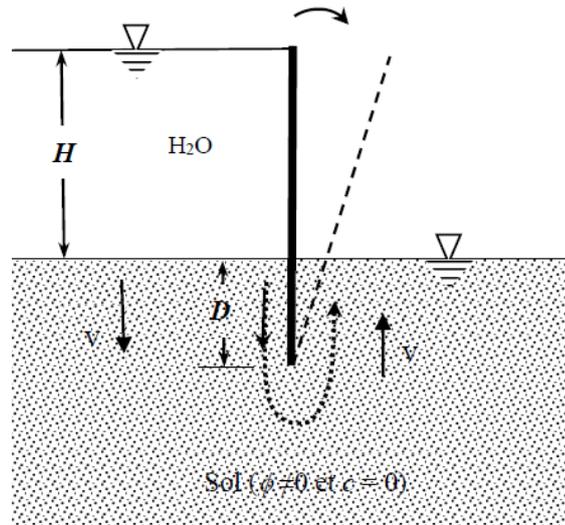


Figure 6.4 : Ecran en palplanches simplement encastré en pied
(En présence d'écoulement d'eau (gradient hydraulique))

a) Expressions des pressions latérales et de la condition d'équilibre :

➤ **Les pressions latérales d'eau :**

D'après la figure 6.5 on a :

$$P_{e1} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{e1}} = \left(D + \frac{H}{3} \right); \quad (6.13)$$

$$P_{e2} = \gamma_w \cdot H \cdot D, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{e2}} = \frac{D}{2}; \quad (6.14)$$

$$P_{e3} = \frac{1}{2} (\gamma_w - i \gamma_w) \cdot D^2 = \frac{1}{2} \gamma_w (1 - i) D^2, \text{ avec } y_{P_{e3}} = \frac{D}{3}; \quad (6.15)$$

$$\text{Et, } P_{e4} = \frac{1}{2} (\gamma_w + i \gamma_w) \cdot D^2 = \frac{1}{2} \gamma_w D^2 (1 + i), \text{ avec } y_{P_{e4}} = \frac{D}{3} \quad (6.16)$$

Avec, i = le gradient hydraulique moyen.

➤ **Les pressions latérales des terres :**

$$P_{s1} \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} (\gamma' + i \gamma_w) K_a \cdot D^2 \cdot \cos \delta, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{s1}} = \frac{D}{3} \quad (6.17)$$

$$P_{s2} \cdot \cos \delta = \frac{1}{2} (\gamma' - i \gamma_w) K_p \cdot D^2 \cdot \cos \delta, \text{ avec un bras de levier } y_{P_{s2}} = \frac{D}{3} \quad (6.18)$$

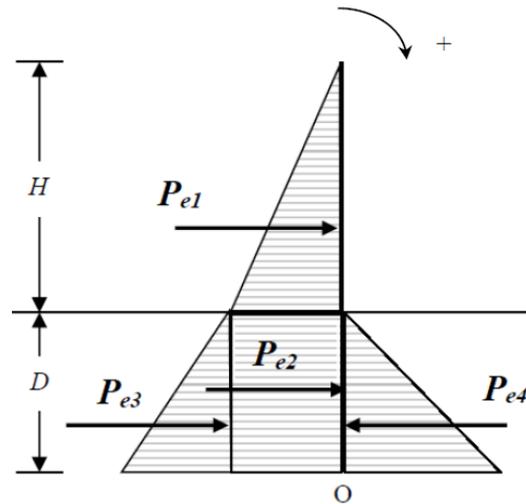


Figure 6.5 : Diagrammes des pressions d'eau contre l'écran
(En présence d'écoulement)

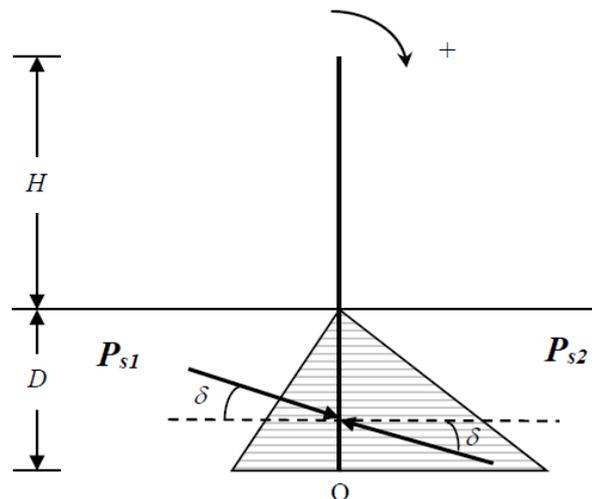


Figure 6.6 : Diagrammes des pressions latérales actives et passives des terres contre l'écran
(En présence d'écoulement)

➤ **Condition d'équilibre :**

La somme des moments par rapport au centre de rotation O doit être nulle : $\Sigma M / o = 0$.

$$\text{D'où : } P_{e1} \cdot y_{Pe1} + P_{e2} \cdot y_{Pe2} + P_{e3} \cdot y_{Pe3} - P_{e4} \cdot y_{Pe4} + P_{s1} \cdot \cos \delta \cdot y_{Ps1} - P_{s2} \cdot \cos \delta \cdot y_{Ps2} = 0 \quad (6.19)$$

En remplaçant, dans cette dernière équation (6.19), les différentes pressions latérales et les bras de leviers appropriés par leurs expressions correspondantes on obtient l'équation (6.20) :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{1}{2}\gamma_w.H^2.\left(D+\frac{H}{3}\right)+\gamma_w.H.D.\left(\frac{D}{2}\right)+\frac{1}{2}\gamma_w.D^2.(1-i).\left(\frac{D}{3}\right)-\frac{1}{2}\gamma_w.D^2.(1+i).\left(\frac{D}{3}\right)+ \\ \frac{1}{2}(\gamma'+i\gamma_w).K_a.D^2.\cos\delta.\left(\frac{D}{3}\right)-\frac{1}{2}(\gamma'-i\gamma_w).K_p.D^2.\cos\delta.\left(\frac{D}{3}\right) \end{array} \right] = 0 \quad (6.20)$$

D'où, l'équation (6.21) :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{1}{2}\gamma_w.H^2.D+\frac{1}{6}\gamma_w.H^3+\frac{1}{2}\gamma_w.H.D^2+\frac{1}{6}\gamma_w.D^3-\frac{1}{6}\gamma_w.i.D^3-\frac{1}{6}\gamma_w.D^3-\frac{1}{6}\gamma_w.i.D^3+ \\ \frac{1}{6}K_a.\gamma'.D^3.\cos\delta+\frac{1}{6}K_a.\gamma_w.i.D^3.\cos\delta-\frac{1}{6}K_p.\gamma'.D^3.\cos\delta+\frac{1}{6}K_p.i.\gamma_w.D^3.\cos\delta \end{array} \right] = 0 \quad (6.21)$$

Après simplification on obtient :

$$\left[\begin{array}{l} 3\gamma_w.H^2.D+\gamma_w.H^3+3\gamma_w.H.D^2- \\ D^3.(2i\gamma_w-K_a.\gamma'.\cos\delta-K_a.i.\gamma_w.\cos\delta+K_p.\gamma'.\cos\delta-K_p.i.\gamma_w.\cos\delta) \end{array} \right] = 0 \quad (6.22)$$

D'où :

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_w.H^3+3\gamma_w.H^2.D+3\gamma_w.H.D^2+\gamma_w.D^3-\gamma_w.D^3- \\ D^3.(2i\gamma_w-K_a.\gamma'.\cos\delta-K_a.i.\gamma_w.\cos\delta+K_p.\gamma'.\cos\delta-K_p.i.\gamma_w.\cos\delta) \end{array} \right] = 0 \quad (6.23)$$

D'où :

$$\gamma_w.(H+D)^3-D^3.[i\gamma_w(2-K_a.\cos\delta-K_p.\cos\delta)-K_a.\gamma'.\cos\delta+K_p.\gamma'.\cos\delta+\gamma_w]=0 \quad (6.24)$$

D'où :

$$\left(\frac{H+D}{D}\right)=\sqrt[3]{\frac{i\gamma_w(2-K_a.\cos\delta-K_p.\cos\delta)-K_a.\gamma'.\cos\delta+K_p.\gamma'.\cos\delta+\gamma_w}{\gamma_w}} \quad (6.25)$$

On obtient finalement :

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{\text{lim}}=\left(\sqrt[3]{\frac{i\gamma_w(2-K_a.\cos\delta-K_p.\cos\delta)-K_a.\gamma'.\cos\delta+K_p.\gamma'.\cos\delta+\gamma_w}{\gamma_w}}\right)-1 \quad (6.26)$$

Avec, $i \approx H/2D$, est le gradient hydraulique moyen. Dont la démonstration est formulée ci-dessous (§6.3.2.b).

La résolution manuelle de l'équation (6.26) de troisième degré et fonction de (H/D) , est trop fastidieuse car elle nécessite l'emploi de la méthode itérative, laquelle nécessite beaucoup d'itérations. De ce fait, l'outil numérique s'avère nécessaire.

A cet effet, un programme informatique en langage Fortran a été mis au point pour faciliter la résolution. Ce programme est basé sur la méthode itérative habituelle : en commençant par une valeur initiale de (H/D) , exemple $H/D = 0$, et en fixant une tolérance de 10^{-6} (une précision de 1/1 Million) et un critère de convergence: $|(H/D)_i - (H/D)_{i-1}| \leq 10^{-6}$. A la satisfaction de cette dernière condition (critère de convergence) le programme donne la valeur de $(H/D)_{\text{lim}}$ après un certain nombre d'itérations. Le programme nécessite comme données : $\gamma_w, \gamma_{\text{sat}}, K_a$ et K_p . Et fournit les valeurs de $(H/D)_{\text{lim}}$ pour différentes valeurs de ϕ : (20° ; 25° ; 30° ; 35° et 40°) et δ/ϕ : (0 ; 1/3 ; 1/2 ; 2/3 et 1). Les résultats sont rassemblés aussi dans le tableau 6.1.

b) Expression du gradient hydraulique moyen :

Pour formuler le gradient hydraulique moyen, on utilise l'approche du *Terzaghi* (1943), (voir fig. 6.1), qui consiste à exprimer le critère de rupture hydraulique par soulèvement d'un prisme rectangulaire du sol adjacent à l'écran de soutènement de son côté aval, ayant une largeur égale à $D/2$ et un volume $V = D^2/2$. Soit le prisme $(abcd)$ sur la figure 6.7 ci-dessous.

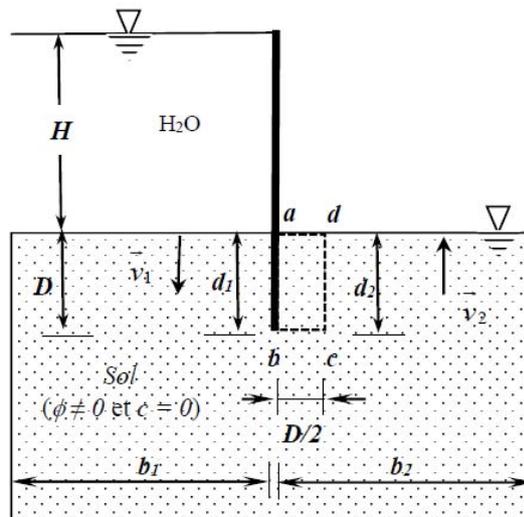


Figure 6.7 : Critère de rupture hydraulique par soulèvement en présence d'écoulement.

Les forces principales agissantes sur le prisme ($abcd$) sont le poids du sol W' sous l'effet de la pesanteur et la composante verticale de la force d'écoulement d'eau U . Ces deux forces sont de sens opposés :

$$W' = \gamma'V \quad (6.27)$$

$$U = \gamma_w iV \quad (6.28)$$

Avec :

γ' = poids volumique déjaugé du sol ;

γ_w = poids volumique de l'eau ;

i = gradient hydraulique moyen

A l'état d'équilibre limite du prisme ($abcd$) on doit avoir :

$$W' = U \quad (6.29)$$

$$\text{D'où : } \gamma'V = \gamma_w iV \Rightarrow i = \frac{\gamma'}{\gamma_w} ;$$

Cet état d'équilibre limite correspond au gradient hydraulique critique :

$$i_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (6.30)$$

Le gradient hydraulique moyen peut être déterminé par :

$$i_{moy} \approx \frac{1}{2}(i_b + i_c) \quad (6.31)$$

Avec i_b et i_c les gradients hydrauliques au niveau des points b et c (fig. 6.7) :

$$i_b = \frac{\Delta h}{D} = \frac{(h_b + h_d)}{D}$$

$$i_c = \frac{\Delta h}{D} = \frac{(h_c + h_d)}{D}$$

En se référant à la figure 6.7, on a :

- côté amont : la vitesse \vec{v}_1 et le gradient hydraulique \vec{i}_1 . Avec $\vec{v}_1 = k\vec{i}_1$
- côté aval : \vec{v}_2 et \vec{i}_2 . Avec $\vec{v}_2 = k\vec{i}_2$

Le débit d'écoulement q est exprimé par :

$$q = \vec{v}_1 b_1 = \vec{v}_2 b_2$$

$$\text{D'où : } q = k \vec{i}_1 b_1 = k \vec{i}_2 b_2 \quad (6.32)$$

D'après l'équation (6.32) on aura :

$$\vec{i}_1 = \vec{i}_2 \frac{b_2}{b_1} \quad (6.33)$$

$$\vec{i}_2 = \vec{i}_1 \frac{b_1}{b_2} \quad (6.34)$$

D'après la figure (6.7), le chemin d'écoulement est : $l = d_1 + d_2$;

La charge hydraulique est : $H = \Delta h_1 + \Delta h_2$

Le gradient hydraulique moyen est : $i = \frac{H}{l} \approx \frac{\Delta h_1 + \Delta h_2}{d_1 + d_2} = \frac{\Delta h_1}{(d_1 + d_2)} + \frac{\Delta h_2}{(d_1 + d_2)}$

$$\text{D'où : } i = \frac{H}{l} \approx \frac{\Delta h_1}{d_1 \left(1 + \frac{d_2}{d_1}\right)} + \frac{\Delta h_2}{d_2 \left(\frac{d_1}{d_2} + 1\right)} \quad (6.35)$$

Avec : $\vec{i}_1 = \frac{\Delta h_1}{d_1}$ et $\vec{i}_2 = \frac{\Delta h_2}{d_2}$, on aura :

$$i \approx \vec{i}_1 \frac{d_1}{(d_1 + d_2)} + \vec{i}_2 \frac{d_2}{(d_1 + d_2)} \quad (6.36)$$

Sachant que $(d_1 + d_2) = l$, on obtient :

$$i \approx \vec{i}_1 \frac{d_1}{l} + \vec{i}_2 \frac{d_2}{l} \quad (6.37)$$

Remplaçons \vec{i}_1 par son expression (Eq. 6.33) dans l'équation (6.37), on aura :

$$i \approx \vec{i}_2 \cdot \frac{b_2}{b_1} \cdot \frac{d_1}{l} + \vec{i}_2 \cdot \frac{d_2}{l} \quad (6.38)$$

Remplaçons \vec{i}_2 par son expression (Eq. 6.34) dans l'équation (6.37), on aura :

$$i \approx \vec{i}_1 \cdot \frac{d_1}{l} + \vec{i}_1 \cdot \frac{b_1}{b_2} \cdot \frac{d_2}{l} \quad (6.39)$$

$$\text{D'où : } i = \frac{H}{l} = \vec{i}_1 \cdot \frac{d_1}{l} + \vec{i}_1 \cdot \frac{b_1}{b_2} \cdot \frac{d_2}{l} \Rightarrow H = \vec{i}_1 \left(d_1 + \frac{b_1}{b_2} \cdot d_2 \right)$$

$$\text{D'où : } \vec{i}_1 = \frac{H}{\left(d_1 + \frac{b_1}{b_2} \cdot d_2 \right)} \quad (6.40)$$

En procédant de la même manière, on aura pour \bar{i}_2 :

$$\bar{i}_2 = \frac{H}{\left(d_2 + \frac{b_2}{b_1} \cdot d_1\right)} \quad (6.41)$$

Pour un écran de soutènement isolé et long, on peut déduire que $\frac{b_1}{b_2} \rightarrow 1$ et $\frac{b_2}{b_1} \rightarrow 1$.

Posons : $d_1 = d_2 = D$. Alors : $l = d_1 + d_2 = 2D$

$$D'où : \bar{i}_1 = \bar{i}_2 = \frac{H}{(d_1 + d_2)} = \frac{H}{2D}$$

Et l'équation (6.38), exprimant le gradient hydraulique moyen, devient :

$$i \approx \bar{i}_1 \cdot \frac{D}{2D} + \bar{i}_2 \cdot \frac{D}{2D} = \frac{1}{2}(\bar{i}_1 + \bar{i}_2) = \frac{1}{2} \left(\frac{H}{2D} + \frac{H}{2D} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{H}{D} \right)$$

Donc le gradient hydraulique moyen peut être exprimé par :

$$i_{moy} \approx \frac{H}{2D} \quad (6.42)$$

Discussions des résultats de la présente solution analytique :

En analysant les valeurs de $(H/D)_{lim}$, obtenues par la présente solution analytique, dans le tableau 6.6 on constate bien que :

- Dans les deux cas, cas1 ($i = 0$) et cas2 ($i \neq 0$), on trouve que la perte de charge hydraulique relative $(H/D)_{lim}$, correspondant à l'équilibre limite, croît avec l'accroissement de l'angle de frottement interne du sol (φ) et de l'angle (δ) de l'interface sol- écran (voir fig.6.8 et fig.6.9) ;
- La valeur limite de la charge hydraulique relative $(H/D)_{lim}$ en présence d'écoulement (gradient hydraulique) est toujours inférieure à celle obtenue dans le cas de pression hydrostatique. Et que l'écart entre ces deux dits cas se creuse d'avantage avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol (φ) et de l'angle (δ) de l'interface sol- écran (voir fig. 6.8 et 6.9).

Ceci nous ramène à conclure, en premier lieu, que le cas de présence de gradient hydraulique ($i \neq 0$) est plus critique que celui où on considère la pression d'eau comme étant hydrostatique ($i = 0$).

Tableau 6.1 : Présente solution analytique de $(H/D)_{lim}$ caractérisant l'équilibre limite d'un rideau en palplanches simplement encastré en pied dans un sol homogène et non cohésif, en présence d'écoulement.

φ	δ/φ	Présente Solution analytique (Mécanisme de rotation)		<i>Houlsby</i> (2006) [11]	Différence (2) par rapport à (3)
		Pression hydrostatique $(H/D)_{lim}$ (1)	En présence d'écoulement $(H/D)_{lim}$ (2)	En présence d'écoulement $(H/D)_{crit}$ (3)	
20°	0	0,38	0,36	/	/
	1/3	0,44	0,42	/	/
	1/2	0,48	0,44	/	/
	2/3	0,5	0,46	/	/
	1	0,56	0,5	/	/
25°	0	0,46	0,43	/	/
	1/3	0,56	0,51	/	/
	1/2	0,61	0,54	/	/
	2/3	0,65	0,57	/	/
	1	0,73	0,63	/	/
30°	0	0,56	0,51	0,52	- 1,96 %
	1/3	0,69	0,61	/	/
	1/2	0,77	0,66	0,67	- 1,52 %
	2/3	0,84	0,7	/	/
	1	0,95	0,77	0,78	- 1,30 %
35°	0	0,66	0,58	/	/
	1/3	0,85	0,72	/	/
	1/2	0,98	0,79	/	/
	2/3	1,08	0,85	/	/
	1	1,27	0,95	/	/
40°	0	0,77	0,66	0,69	- 4,55 %
	1/3	1,06	0,84	/	/
	1/2	1,23	0,94	1,00	- 6,38 %
	2/3	1,37	1,01	/	/
	1	1,69	1,16	1,25	- 7,76 %

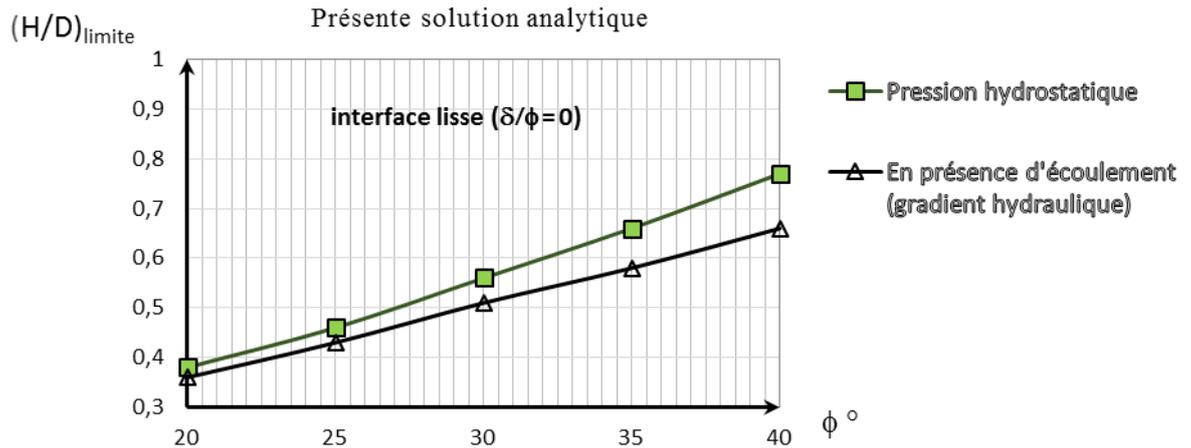


Figure 6.8 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement interne du sol sous l'effet d'écoulement pour une paroi parfaitement lisse ($\delta/\phi = 0$).

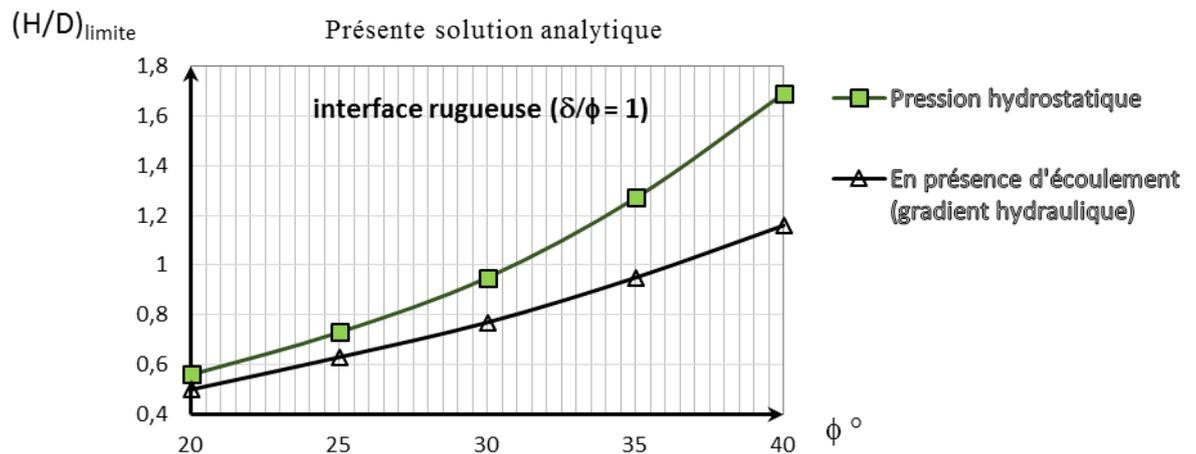


Figure 6.9 : Variation de $(H/D)_{lim}$ en fonction de l'angle de frottement interne du sol sous l'effet d'écoulement pour une paroi parfaitement rugueuse ($\delta/\phi = 1$).

Rappelons que la valeur limite caractérise l'état d'équilibre limite, et que la rupture se déclenche pour une valeur, un peu plus grande que la valeur limite, appelée : valeur critique. Cependant, en comparant les valeurs de $(H/D)_{lim}$, que nous avons obtenu à l'issue de la présente solution analytique en présence de gradient hydraulique (tableau 6.1), avec les valeurs de $(H/D)_{crit}$ présentées par *Houlsby* (2006) dans la discussion publiée dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)] seulement pour $\phi = 30^\circ$ et $\phi = 40^\circ$; et $\delta = 0$; $\phi/2$ et ϕ , (voir tableau 6.6 ; fig.6.10 et 6.11). Lorsque δ/ϕ passe de 0 (interface parfaitement lisse) à 1 (interface parfaitement rugueuse), les écarts constatés sont de -1.96% à -1.30% pour $\phi = 30^\circ$, et de -4.55% à -7.76% pour $\phi = 40^\circ$.

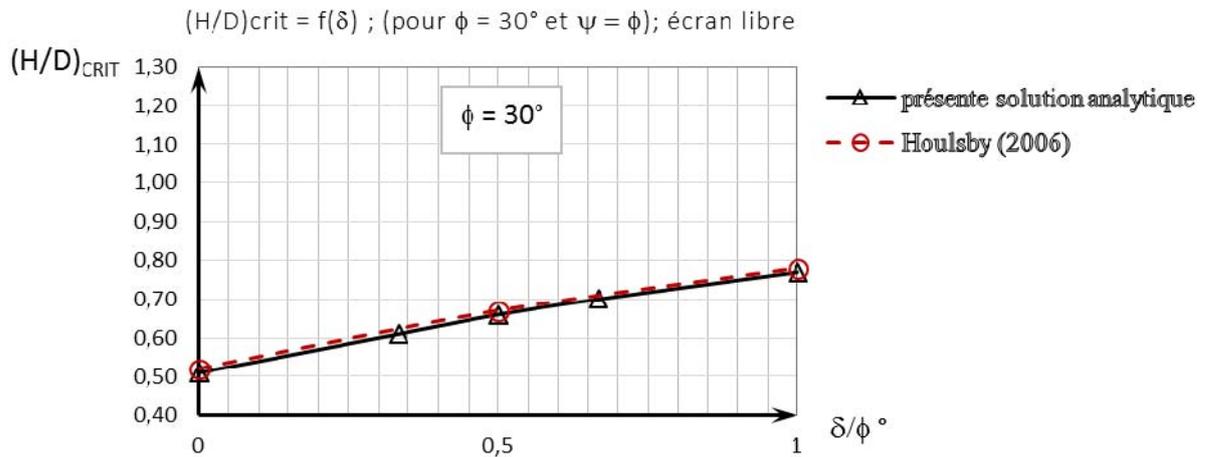


Figure 6.10 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement de l'interface sol/structure et comparaison des valeurs [présente solution analytique vs *Housby* (2006)] pour $\phi = 30^\circ$ et $\psi = \phi$.

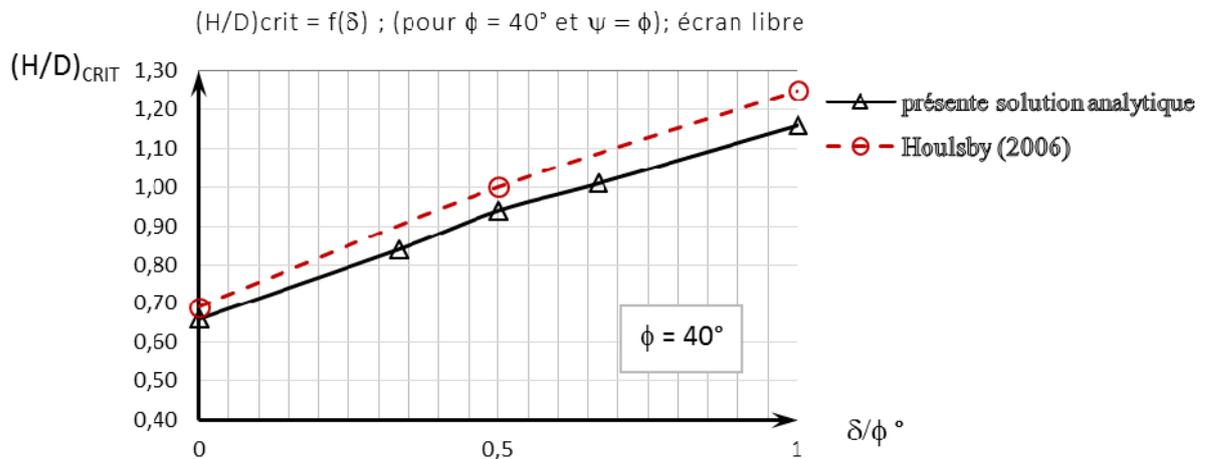


Figure 6.11 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement de l'interface sol/structure et comparaison des valeurs [présente solution analytique vs *Housby* (2006)] pour $\phi = 40^\circ$ et $\psi = \phi$.

On constate bien que les écarts sont minimes et que les valeurs de la présente solution analytique sont en accord très satisfaisant avec celles présentées par *Housby* (2006) dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)]. Ceci est rassurant et nous permet d'utiliser la présente solution analytique comme un deuxième moyen de comparaison dans notre travail de la présente analyse numérique pour le cas d'un écran libre (simplement encastré en pied).

6.3. Simulation numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement :

La simulation numérique de la stabilité des excavations en présence d'écoulement autour des écrans étanches est réalisée à l'aide du code numérique *FLAC*^{2D} en différences finies explicites.

6.3.1. Présentation des cas étudiés :

Dans la présente étude, on considère un écran en palplanches ayant une profondeur d'encastrement égale à (D) dans un milieu sol semi-infini horizontal formé d'un sol non cohésif (sable) homogène, isotrope et anisotrope en perméabilité.

Dans le premier cas, l'écran en palplanches est supposé être fixe (fig. 6.12a) afin d'imiter le cas de la pratique d'un écran de soutènement étayé sur plusieurs niveaux et de se conformer exactement à l'expérimentation réalisée par *Terzaghi* (1943) ; *Tanaka & al.* (1999) et *Kodaka & al.* (2001) où l'écran du modèle réduit expérimental est fixé afin d'obtenir la rupture hydraulique sous l'effet de l'écoulement de l'eau autour de l'écran de soutènement.

Dans le second cas, l'écran est considéré comme étant libre (fig. 6.4) reproduisant le cas réel et pratique d'un rideau en palplanche simplement encastré en pied dans le sol en présence d'écoulement d'eau (Exemple : batardeaux infiniment larges et long et les écrans longs isolés servant de protection contre les inondations dues aux crues). Dans ce deuxième cas le mécanisme de rupture par rotation est le plus propice.

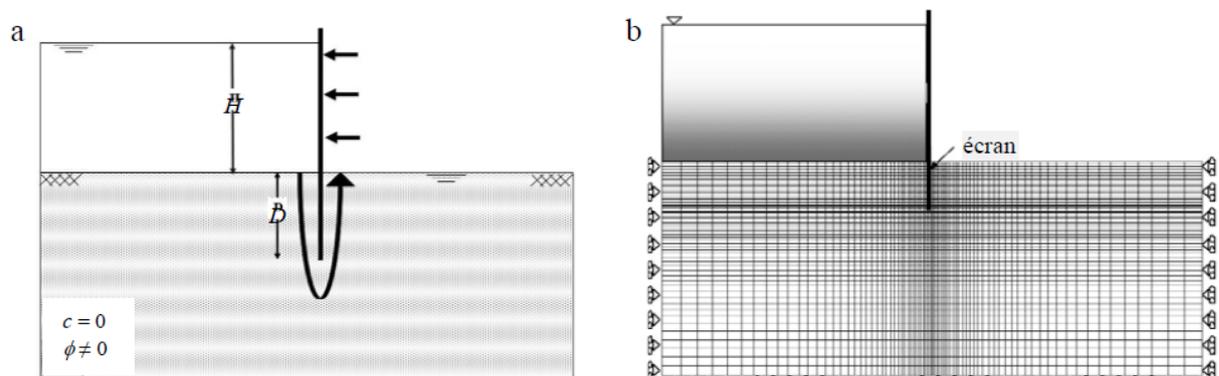


Figure 6.12 : (a) Cas étudié ; (b) Maillage utilisé

Dans les deux cas, l'écran de soutènement est soumis, du côté amont, à une augmentation progressive de la perte de charge hydraulique (H) jusqu'au déclenchement de la rupture en utilisant la simulation numérique avec le code FLAC ^{2D}.

6.3.2. Maillage et conditions aux limites :

6.3.2.1. Maillage :

La figure 6.12b montre le maillage (80x40 éléments) utilisé dans cette analyse. Le maillage est bien raffiné au voisinage de l'écran de soutènement où les déformations et le gradient hydraulique sont concentrés. Afin de minimiser les effets de bord, la distance séparant l'écran du bord latéral et la profondeur du maillage (géomodèle) font respectivement six et cinq fois la longueur d'encastrement (D) de l'écran.

6.3.2.2. Conditions aux limites :

a) Conditions aux limites mécaniques :

La figure 6.12b montre les conditions aux limites mécaniques utilisées dans la présente analyse numérique. Comme règle générale pour les conditions aux limites mécaniques, la limite inférieure est supposée être fixe dans les deux sens (horizontal et vertical), et les limites latérales droite et gauche sont fixées dans le sens horizontal. L'écran en palplanches est modélisé par une structure d'éléments poutre connectés au maillage du sol par l'intermédiaire d'éléments d'interface décrits par la loi de *Coulomb* et attachés sur les deux côtés des éléments poutre. Dans le cas de l'écran en palplanches fixe, les nœuds de la structure sont fixés dans la direction horizontale.

b) Conditions aux limites hydrauliques :

La figure 6.13, où ϕ est le potentiel, indique les conditions aux limites hydrauliques considérées dans le calcul où :

AD : ligne de courant (limite imperméable) ;

DF : ligne de courant (limite imperméable) ;

FC : ligne de courant (limite imperméable) ;

AB : ligne équipotentiel de charge H ;

BC : ligne équipotentiel de charge 0 ;

BE : ligne de courant (écran imperméable).

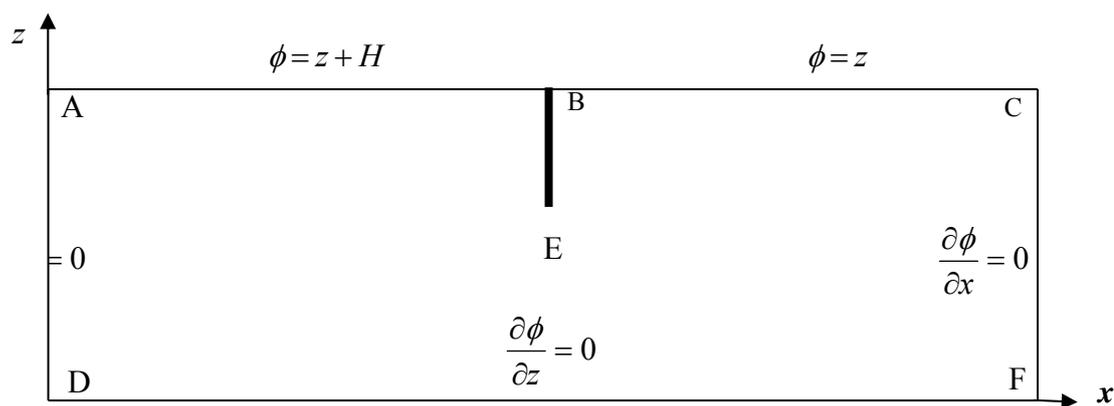


Figure 6.13 : Conditions aux limites hydrauliques

Dans le code *FLAC* les limites non déclarées sont considérées par défaut comme des limites imperméables (lignes de courant).

6.3.3. Modèles de comportement utilisés :

Le comportement du sol est modélisé par le modèle, intégré dans *FLAC*, de *Mohr-Coulomb* élastique parfaitement plastique avec une règle d'écoulement non associée. Tous les résultats de la présente analyse numérique sont donnés pour $\gamma_{sat}/\gamma_w = 2$, le module volumique élastique $K = 30 \text{ MPa}$, le module de cisaillement $G = 15 \text{ MPa}$, une cohésion nulle ($c = 0$), un angle de frottement (φ) et un angle de dilatance (ψ).

L'écran est modélisé par des éléments poutres. Il est connecté au sol via des éléments d'interface de type *Mohr-Coulomb*.

Le modèle d'interface intégré dans le code *FLAC* a été utilisé pour simuler le contact sol/structure décrit par la loi de *Coulomb*. Le contact logique de part et d'autre de l'interface est similaire à la nature de l'interface utilisée dans la méthode des éléments distincts [*FLAC* (2007)]. L'interface est caractérisée par un angle de frottement (δ), une cohésion nulle ($c = 0 \text{ kPa}$), une rigidité normale $K_n = 10^{10} \text{ Pa/m}$ et une rigidité de cisaillement $K_s = 10^{10} \text{ Pa/m}$. Les valeurs des rigidités de l'interface sont choisies de manière à simuler un contact rigide entre le sol et le rideau.

Pour étudier l'influence des paramètres du sol, de la structure, de l'interface sol/structure et de l'anisotropie en perméabilité du milieu sur la perte de charge hydraulique critique, nous avons pris en considération une série de cinq valeurs de l'angle du frottement interne du sol ($\varphi = 20^\circ$ à 40° avec un incrément de 5°), et pour chaque valeur de φ , une série

de cinq valeurs de l'angle de l'interface sol/paroi ($\delta/\varphi = 0 ; 1/3 ; 1/2 ; 2/3$ et 1). Et trois valeurs de l'angle de dilatance du sol ($\psi/\varphi = 0 ; 1/2$ et 1). Cette analyse est effectuée pour trois valeurs de rapports de perméabilités du sol $k_h/k_v = 1$ (cas de l'isotropie), et $k_h/k_v = 10$ et 100 (cas de l'anisotropie).

6.3.4. Procédure de simulation :

Pour identifier la hauteur critique de l'eau sur le côté amont de l'écran en palplanches relative aux deux types de ruptures, à savoir : la *rupture hydraulique* et la *rupture mécanique* par un mécanisme de rotation, les trois étapes de simulation suivantes sont adoptées :

- 1) Dans la **première étape**, les pressions interstitielles initiales et les contraintes effectives initiales sont établies en supposant que :
 - Le niveau de la nappe phréatique est située à la surface du sol sur les deux côtés de l'écran en palplanches (c.à.d. il n'y a pas d'écoulement d'eau lors de cette étape) ;
 - Le coefficient du sol au repos K_0 (rapport de la contrainte effective horizontale et de la contrainte effective verticale) est pris égal à $0,5$.

A ce stade, un certain nombre de pas de calcul mécanique est nécessaire pour ramener le modèle à l'équilibre, c.à.d. rétablir l'état de contraintes initiales. Parce que, les raideurs supplémentaires provenant des éléments poutres représentant la paroi et l'interface produisent un déséquilibre qui nécessite un certain nombre de pas pour équilibrer le modèle.

- 2) Dans la **deuxième étape**, une perte de charge hydraulique (H) est appliquée derrière l'écran en palplanches. Le champ correspondant décrivant la distribution des pressions interstitielles est calculé en utilisant l'option d'écoulement des eaux souterraines « *groundwater flow* » incorporée dans *FLAC*.

- 3) Dans la **troisième étape**, la réponse mécanique est examinée pour la distribution de la pression interstitielle établie dans l'étape précédente. Dans cette étape, l'écran se trouve soumis, comme dans les conditions réelles, aux pressions latérales actives et passives exercées par le sol et par l'écoulement de l'eau. Le calcul est poursuivi en faisant varier la hauteur d'eau (charge hydraulique) en amont de l'écran, jusqu'à détection de l'instabilité.

Les étapes 2 et 3 sont répétées avec l'augmentation progressive de la perte de charge hydraulique (hauteur d'eau en amont de l'écran) jusqu'à détection de la rupture, à travers le

suiti de l'historique du déplacement et des vecteurs de vitesse. Afin de trouver la charge hydraulique relative critique $(H/D)_{crit}$ correspondant à une rupture hydraulique ou à un mécanisme de rupture par rotation dû à la réduction de la butée engendrée par les forces d'écoulement des eaux d'infiltration autour de l'écran.

6.3.5. Résultats et discussions :

On doit signaler que l'évaluation des valeurs précises de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$, causant la rupture hydraulique des écrans fixes et la rupture par rotation suite à la réduction de la butée devant les écrans libres, est très fastidieuse. Plusieurs essais de simulation étaient nécessaires pour chaque valeur de $(H/D)_{crit}$.

6.3.5.1. Cas 1 : Ecran en palplanches fixe :

Pour le premier cas étudié où l'écran est supposé être fixe, imitant les expérimentations citées dans la littérature et reproduisant le cas réel des écrans étayés (butonnés) sur plusieurs niveaux, la présente simulation numérique prédit la rupture hydraulique observée dans la littérature. Les résultats numériques des valeurs critiques de $(H/D)_{crit}$ induisant la rupture hydraulique pour le milieu isotrope ($k_h/k_v = 1$) publiés par *Benmebarek & al.* (2005) sont reportés dans le tableau 6.2 et complétés par les résultats de la présente simulation numérique correspondant au cas d'un milieu anisotrope ($k_h/k_v = 10$).

Le tableau 6.2 présente les résultats pour ($k_h/k_v = 1$) et ($k_h/k_v = 10$). On constate bien que les valeurs critiques de $(H/D)_{crit}$ augmentent avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol (φ), de l'angle de frottement (δ) de l'interface sol/écran (fig. 6.14 & 6.15) et de l'angle de dilatance (ψ) du sol (fig. 6.16 & 6.17). Les résultats indiquent clairement que la stabilité, en aval de l'écran, vis-à-vis de la rupture hydraulique correspond toujours à un soulèvement d'un bloc de sol « *heaving* », sauf dans le cas d'un sable dense ($\varphi > 40^\circ$), un matériau de dilatance ($\psi/\varphi > 1/2$), et une interface sol/écran rugueuse ($\delta/\varphi > 2/3$) pour un milieu isotrope ($k_h/k_v = 1$) où un phénomène de renard « *uplift* » se produirait. On peut distinguer que le phénomène de renard commence à partir d'une perte de charge hydraulique critique de $(H/D)_{crit} = 3.16$. Cette valeur est très proche de la valeur théorique critique de la perte de charge $(H/D)_{crit} = 3.14$ [*Terzaghi* (1943)], et les résultats expérimentaux de *Kodaka & al.* (2001).

Tableau 6.2 : Présente solution numérique pour le cas d'un écran en palplanches fixe.

ϕ	δ/ϕ	Valeurs numérique de $(H/D)_{crit}$					
		Benmebarek & al. (2005)			Présente solution numérique		
		$k_h/k_v = 1$ (isotrope)			$k_h/k_v = 10$ (anisotrope)		
		$\psi = 0$	$\psi/\phi = 1/2$	$\psi/\phi = 1$	$\psi = 0$	$\psi/\phi = 1/2$	$\psi/\phi = 1$
20°	0	2.63*	2.64**	2.64**	2.40*	2.40**	2.40**
	1/3	2.67*	2.68**	2.68**	2.40*	2.40**	2.40**
	1/2	2.70*	2.71**	2.71**	2.40*	2.40**	2.40**
	2/3	2.72*	2.73**	2.73**	2.40*	2.40**	2.40**
	1	2.73*	2.73**	2.73**	2.41*	2.41**	2.41**
25°	0	2.68*	2.70**	2.71**	2.40*	2.40**	2.40**
	1/3	2.78*	2.82**	2.84**	2.40*	2.40**	2.41**
	1/2	2.80*	2.83**	2.85**	2.41*	2.42**	2.42**
	2/3	2.81*	2.84**	2.86**	2.41*	2.42**	2.42**
	1	2.84*	2.87**	2.90**	2.42*	2.43**	2.43**
30°	0	2.74*	2.79**	2.82**	2.43*	2.44**	2.45**
	1/3	2.84*	2.88**	2.91**	2.44*	2.45**	2.45**
	1/2	2.87**	2.90**	2.92**	2.46*	2.49**	2.50**
	2/3	2.90*	2.92**	2.93**	2.47*	2.49**	2.50**
	1	2.91*	2.94**	2.98**	2.49*	2.52**	2.54**
35°	0	2.77*	2.82*	2.84**	2.46*	2.50**	2.51**
	1/3	2.90*	2.94**	2.97**	2.49*	2.51**	2.52**
	1/2	2.91*	2.96**	3.01**	2.51*	2.53**	2.55**
	2/3	2.92*	2.99**	3.04**	2.54*	2.57**	2.58**
	1	2.93*	3.03**	3.05**	2.57*	2.60**	2.61**
40°	0	2.80*	2.90**	2.93**	2.50*	2.54**	2.55**
	1/3	2.93*	2.98**	3.03**	2.54*	2.57**	2.59**
	1/2	2.95*	3.11**	3.14**	2.57*	2.61**	2.66**
	2/3	2.97*	3.12**	3.16***	2.65*	2.71**	2.72**
	1	2.99*	3.13**	3.16***	2.73*	2.81**	2.82**

Note : Rupture par soulèvement d'un bloc de sol de la forme d'un prisme rectangulaire (*) ou triangulaire (**), ou rupture par le phénomène de renard (boulance) (***)

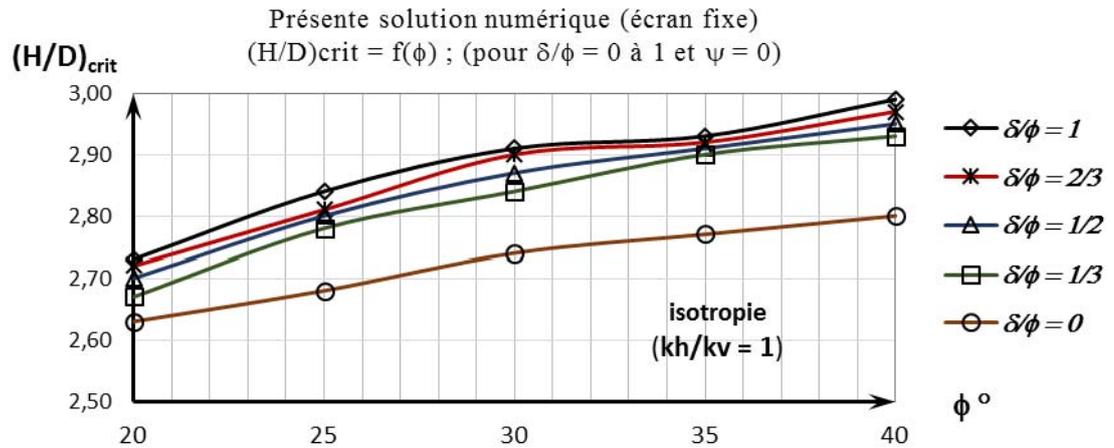


Figure 6.14 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (ϕ) et de l'interface sol/structure (δ/ϕ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran fixe dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$)

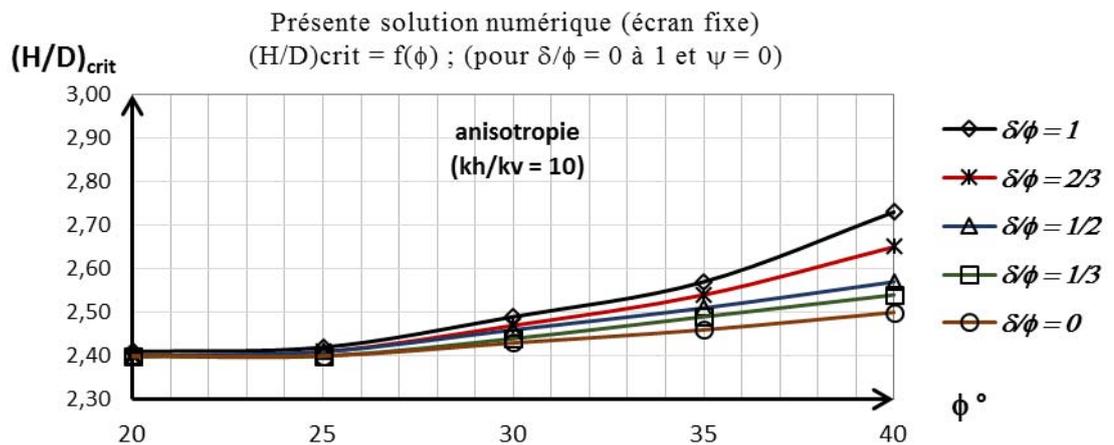
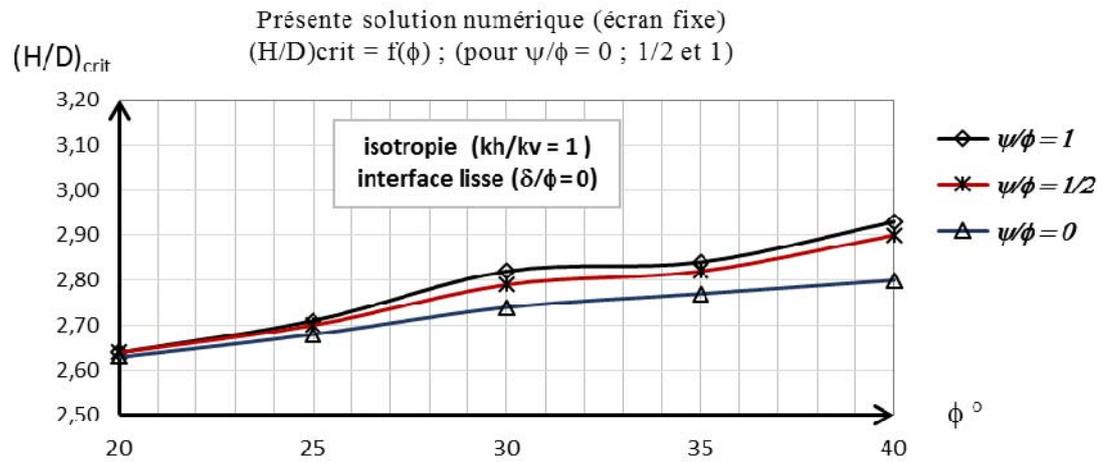
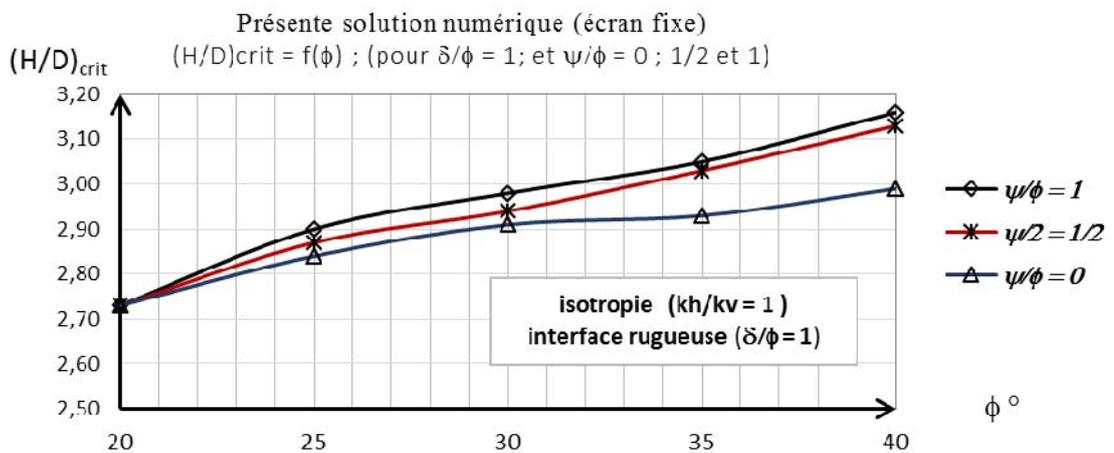


Figure 6.15 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (ϕ) et de l'interface sol/structure (δ/ϕ), sous l'effet d'écoulement pour un écran fixe dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 10$)



(a)



(b)

Figure 6.16 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (ϕ) et de l'angle de dilataance (ψ) du sol, sous l'effet d'écoulement pour un écran fixe dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$)

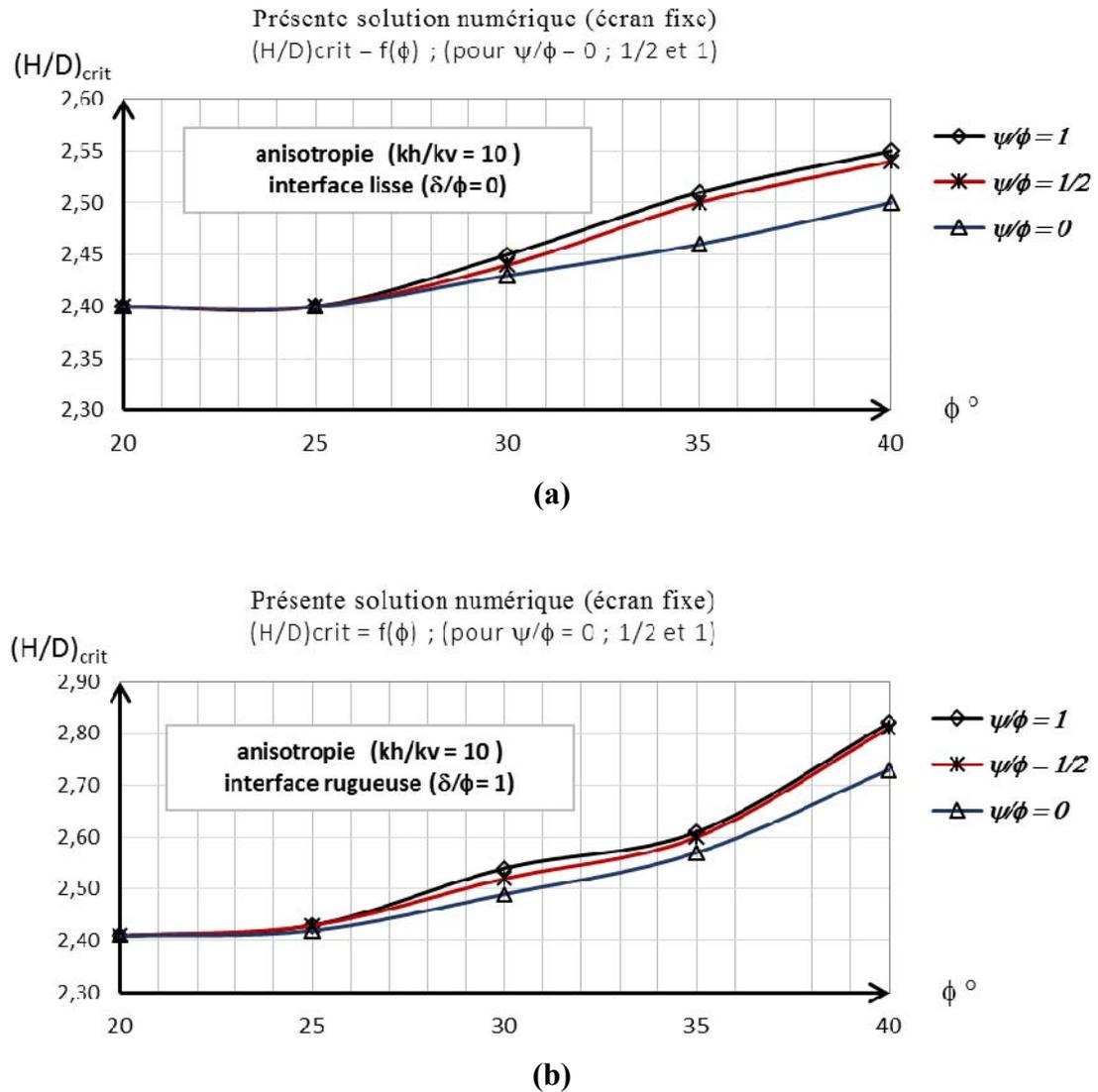


Figure 6.17 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (ϕ) et de l'angle de dilataance (ψ) du sol, sous l'effet d'écoulement pour un écran fixe dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 10$)

Pour un matériau non dilatant, cas d'un sable lâche ($\psi/\phi = 0$), un bloc de sol sous forme d'un *prisme rectangulaire* similaire à celui proposé par *Terzaghi* (1943) est observé.

La figure 6.18 montre le mécanisme de rupture dans les cas de $\phi = 35^\circ$ (sol frottant), $\psi/\phi = 0$ (sol non dilatant), $\delta/\phi = 2/3$ (interface rugueuse), pour $k_h/k_v = 1$ (isotropie) avec $(H/D)_{crit} = 2.92$ et pour $k_h/k_v = 10$ (anisotropie) avec $(H/D)_{crit} = 2.54$; où le soulèvement d'un prisme rectangulaire de sol est observé. Mais, pour le cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$) (fig. 6.18a) la largeur du prisme est inférieure à celle de la méthode de *Terzaghi* ($D/2$).

Cependant, pour un sol dilatant, cas d'un sable dense ($\psi/\varphi \geq 1/2$) un *prisme triangulaire* est obtenu. A titre d'exemple, la figure 6.19 montre le cas de $\varphi = 35^\circ$, $\psi/\varphi = 1/2$, $\delta/\varphi = 2/3$ pour $k_h/k_v = 1$ $(H/D)_{crit} = 2.99 \approx 3$, et pour $k_h/k_v = 10$, $(H/D)_{crit} = 2.57 \approx 2.60$ où un soulèvement d'un prisme du sol triangulaire est observé.

Ce comportement peut être expliqué comme suit : lorsque le sol adjacent à la paroi se dilate par expansion à la rupture, les forces de cisaillement induites sur les faces verticales du prisme bloquent la montée du prisme rectangulaire. Par conséquent, une rupture d'un prisme triangulaire apparaît à la place. Ce phénomène a été observé expérimentalement par *Kastner* (1982). La présente simulation numérique démontre que l'angle de dilatance du sol a une influence significative sur la forme du mécanisme de rupture hydraulique du sol.

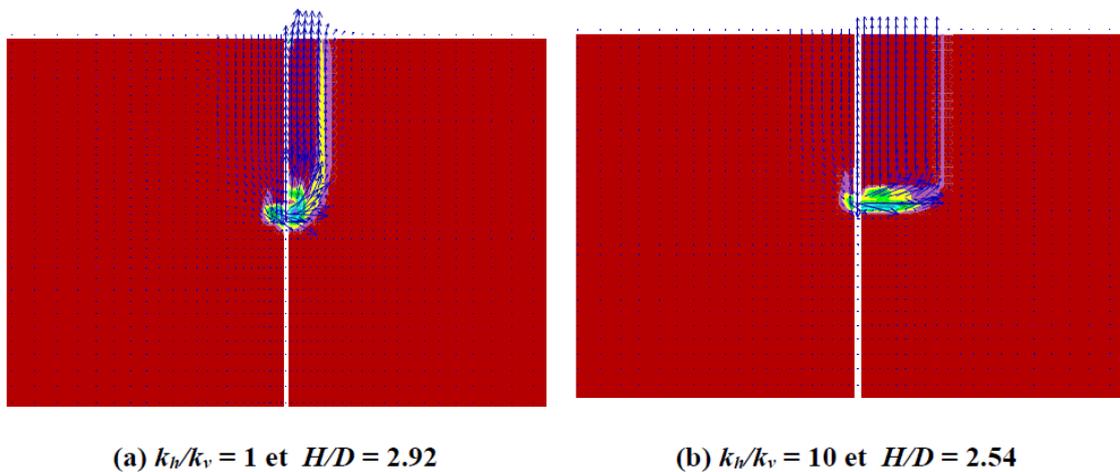


Figure 6.18 : Champ de déplacement et de la distribution correspondante du taux de déformation maximale en cisaillement à la rupture lorsque $\varphi = 35^\circ$, $\psi/\varphi = 0$ et $\delta/\varphi = 2/3$ (Cas d'un écran fixe).

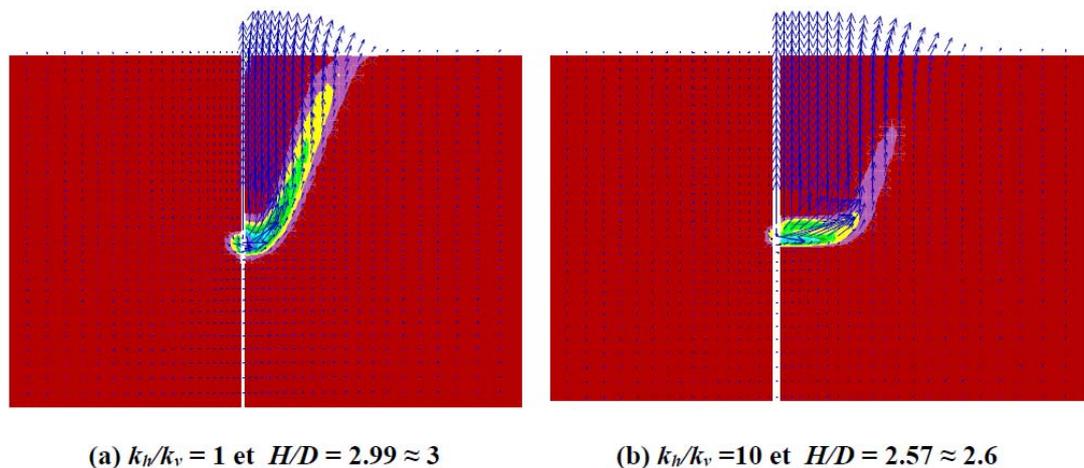


Figure 6.19 : Champ de déplacement et de la distribution correspondante du taux de déformation maximale en cisaillement à la rupture lorsque $\varphi = 35^\circ$, $\psi/\varphi = 1/2$ et $\delta/\varphi = 2/3$ (Cas d'un écran fixe).

Il convient de noter qu'une augmentation du rapport (k_h/k_v) (c.à.d. augmentation de l'anisotropie) induit une augmentation de la largeur du prisme du sol (fig. 6.18 et 6.19), et une diminution à la fois dans les valeurs de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ et de sa sensibilité aux caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran (tableau 6.2 ; & fig. 6.20). Par exemple, pour le cas de $k_h/k_v = 1$ et 10, les valeurs de $(H/D)_{crit}$ sont comprises dans les intervalles $[2.63 \div 3.16]$ et $[2.40 \div 2.82]$, respectivement.

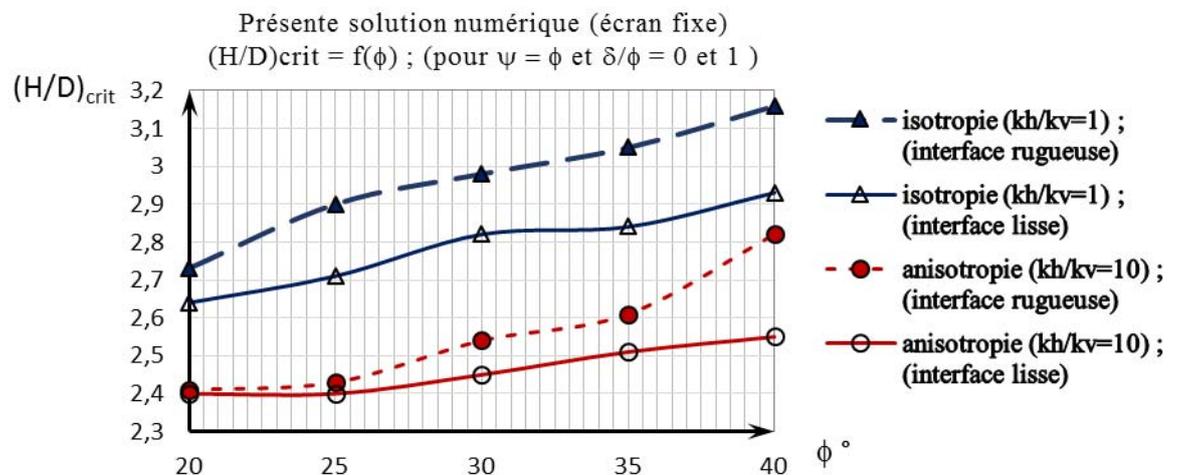


Figure 6.20 : Effet de l'anisotropie sur la valeur et la sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Cas d'un écran fixe.

6.3.5.2. Cas 2 : Ecran en palplanches libre (simplement encastré en pied) :

Il convient de mentionner, pour les conditions aux limites mécaniques et hydrauliques considérées dans la présente simulation (fig. 6.12b et 6.13) pour le second cas où l'écran est considéré comme libre (cas des écrans simplement encastré en pied dans le sol), que tous les résultats numériques ont montré que la rupture se produit par le mécanisme de rotation (rupture mécanique générée par l'écoulement des eaux d'infiltration autour de l'écran).

Les résultats numériques de la hauteur critique d'eau $(H/D)_{crit}$ sur le côté amont de l'écran en palplanche pour un milieu isotrope ($k_h/k_v = 1$) et un milieu anisotrope ($k_h/k_v = 100$) qui causerait la rupture sont présentés dans le tableau 6.3.

Tableau 6.3 : Présente solution numérique pour le cas d'un écran en palplanches libre (simplement encastré en pied).

φ	δ/φ	Présente solution numérique $(H/D)_{crit}$ pour :						Houlsby (2006) ($\psi/\varphi=1$ et $k_h/k_v=1$) (3)	Ecart (3) par rapport à (1)
		$k_h/k_v=1$ (isotrope)			$k_h/k_v=100$ (anisotrope)				
		(1)			(2)				
		$\psi=0$	$\psi/\varphi=1/2$	$\psi/\varphi=1$	$\psi=0$	$\psi/\varphi=1/2$	$\psi/\varphi=1$		
20°	0	0.35	0.35	0.36	0.33	0.34	0.34	/	/
	1/3	0.40	0.40	0.40	0.37	0.37	0.37	/	/
	1/2	0.42	0.42	0.42	0.38	0.38	0.38	/	/
	2/3	0.42	0.43	0.43	0.39	0.39	0.39	/	/
	1	0.44	0.44	0.44	0.40	0.41	0.41	/	/
25°	0	0.42	0.43	0.43	0.40	0.41	0.42	/	/
	1/3	0.48	0.49	0.49	0.46	0.47	0.47	/	/
	1/2	0.50	0.51	0.52	0.47	0.49	0.50	/	/
	2/3	0.51	0.53	0.53	0.48	0.50	0.51	/	/
	1	0.53	0.54	0.54	0.49	0.51	0.52	/	/
30°	0	0.49	0.50	0.51	0.46	0.48	0.49	0.52	+ 1.96 %
	1/3	0.57	0.59	0.60	0.52	0.54	0.55	/	/
	1/2	0.60	0.62	0.63	0.55	0.57	0.58	0.67	+ 6.35 %
	2/3	0.61	0.64	0.65	0.56	0.59	0.60	/	/
	1	0.62	0.65	0.67	0.57	0.60	0.61	0.78	+ 16.42 %
35°	0	0.56	0.60	0.61	0.53	0.57	0.58	/	/
	1/3	0.65	0.68	0.69	0.61	0.64	0.65	/	/
	1/2	0.67	0.72	0.74	0.63	0.67	0.68	/	/
	2/3	0.69	0.74	0.76	0.64	0.69	0.70	/	/
	1	0.70	0.75	0.77	0.65	0.70	0.72	/	/
40°	0	0.64	0.67	0.68	0.60	0.64	0.65	0.69	+ 1.47 %
	1/3	0.74	0.80	0.81	0.69	0.74	0.75	/	/
	1/2	0.76	0.84	0.86	0.72	0.78	0.79	1.00	+ 16.28 %
	2/3	0.77	0.89	0.92	0.74	0.82	0.84	/	/
	1	0.78	0.91	0.94	0.75	0.84	0.86	1.25	+ 32.98 %

Dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$), pour une interface sol/écran parfaitement lisse ($\delta = 0$), un sol standard ($\psi = \varphi$) et frottant ($\varphi = 20^\circ ; 25^\circ ; 30^\circ ; 35^\circ$ et 40°), les ruptures par rotation se produisent pour des valeurs de $(H/D)_{crit} = 0.36 ; 0.43 ; 0.51 ; 0.61$ et 0.68 , respectivement aux valeurs de φ .

Tandis que pour une interface sol/écran parfaitement rugueuse ($\delta = \varphi$), un sol standard ($\psi = \varphi$), et frottant ($\varphi = 20^\circ ; 25^\circ ; 30^\circ ; 35^\circ$ et 40°), les ruptures par rotation se produisent pour des valeurs de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit} = 0.44 ; 0.54 ; 0.67 ; 0.77$ et 0.94 respectivement aux valeurs de φ .

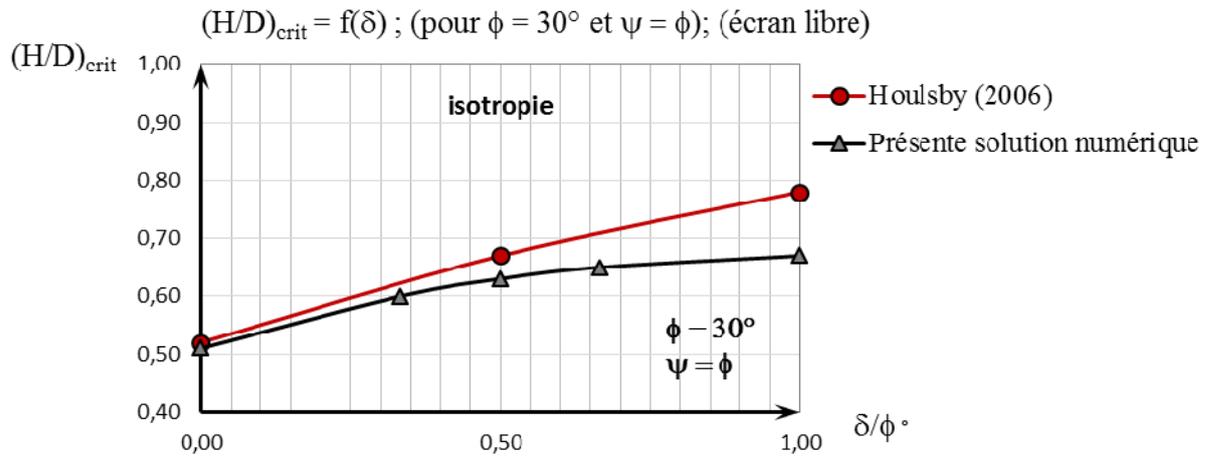
Les résultats obtenus par *Houlsby* présentés dans la discussion publiée dans [Benmebarek & al. « Discussion » (2006)] sont également juxtaposés dans le Tableau 6.1 pour la comparaison avec les résultats de la présente simulation dans le cas d'un matériau sol standard ($\psi = \varphi$) et isotrope ($k_h/k_v = 1$).

La comparaison montre un accord parfait pour des parois parfaitement lisses ($\delta/\varphi = 0$) malgré l'utilisation de différentes approches (fig. 6.21), et la différence ne dépasse pas 2 %. Toutefois, les différences augmentent avec l'augmentation de la rugosité de la paroi. Par exemple, lorsque $\delta/\varphi = 1$, les différences sont de 16.42 % pour $\varphi = 30^\circ$ (Tableau 6.3 & fig. 6.21a), et atteignent 33 % pour $\varphi = 40^\circ$ (Tableau 6.3 & fig. 6.21b). Et on constate que les valeurs de la présente solution sont plus critiques.

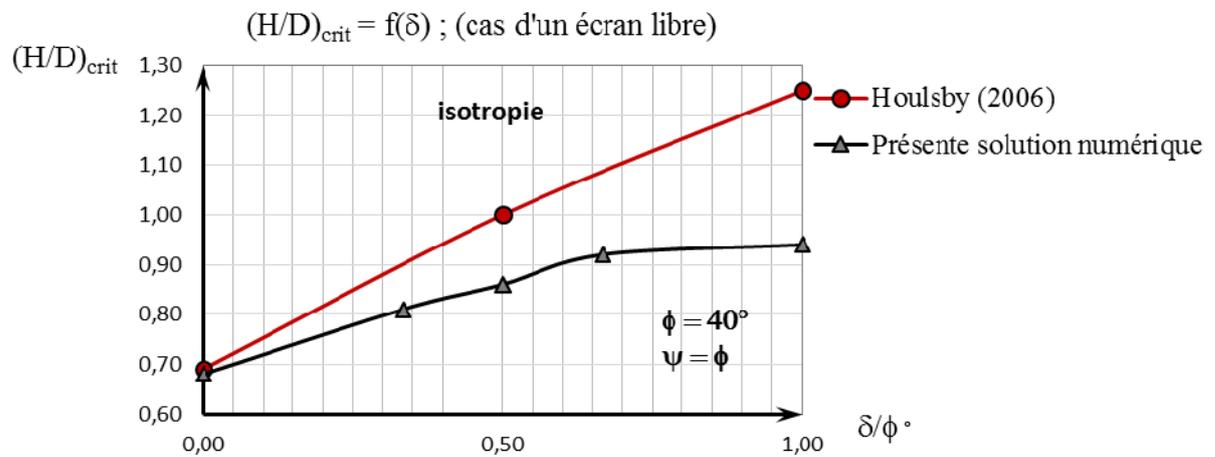
Comme on le remarque dans le tableau 6.3, les valeurs de $(H/D)_{crit}$ augmentent avec l'augmentation de l'angle de frottement (φ) du sol et de l'angle (δ) de l'interface sol/écran (voir fig. 6.22 et 6.23).

Les présents résultats (Tableau 6.3), pour un sol isotrope ($k_h/k_v=1$) et standard ($\psi = \varphi$), montrent que l'augmentation de l'angle de l'interface, de $\delta/\varphi = 0$ (parfaitement lisse) à $\delta/\varphi = 1$ (parfaitement rugueuse), fait augmenter $(H/D)_{crit}$ d'un taux qui atteint 31.37 % et 38.24 % pour φ égale à 30° et 40° respectivement.

Cependant, les taux enregistrés dans les résultats de *Houlsby* (2006) publiés dans [Benmebarek & al. « Discussion » (2006)] atteignent 50 % et 81.16 % pour φ égale à 30° et 40° respectivement.



(a)



(b)

Figure 6.21 : Comparaison de la présente solution numérique avec les valeurs de Houlby (2006).

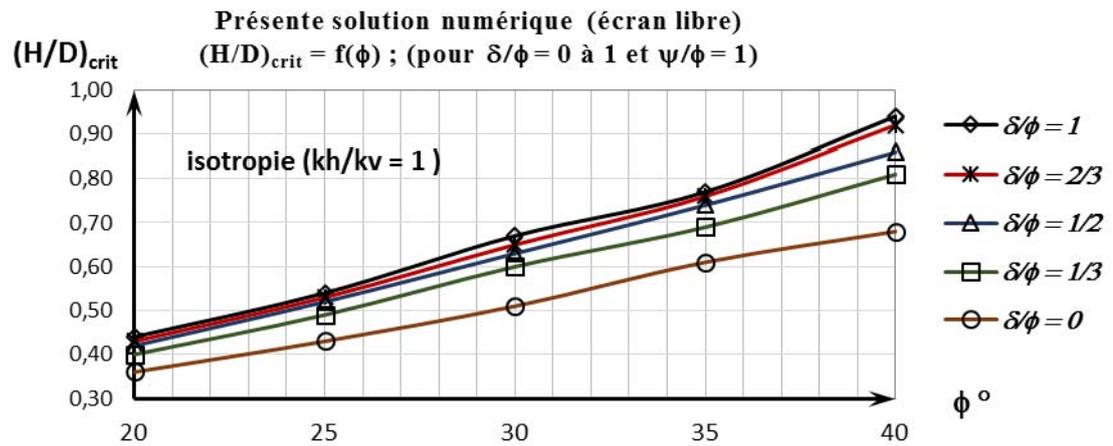


Figure 6.22 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (ϕ) et de l'interface sol/structure (δ/ϕ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$)

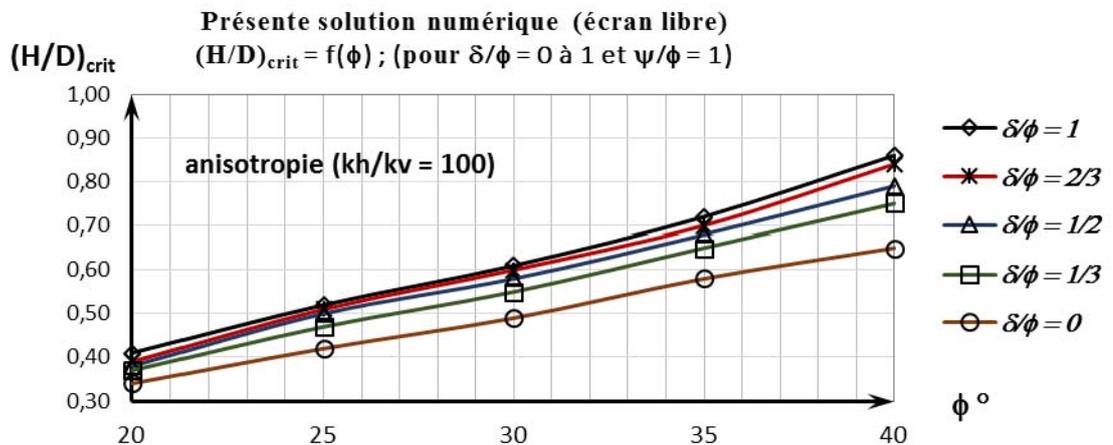


Figure 6.23 : Variation de $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement du sol (ϕ) et de l'interface sol/structure (δ/ϕ), sous l'effet d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 100$)

Les présents résultats numériques de l'effet de l'angle de dilatance du sol montrent une diminution de la perte de charge hydraulique critique avec la diminution de l'angle de dilatance pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne du sol (voir tableau 6.1 ; fig. 6.24 et fig. 6.25). Par exemple, pour $\delta/\phi = 2/3$ et lorsque ψ/ϕ diminue de 1/2 à 0, la diminution atteint 4.9 %, 7.25 %, et 15.58 % pour ϕ égale à 30°, 35° et 40°, respectivement.

On a constaté que la diminution est plus importante pour ψ/ϕ compris dans l'intervalle $[0, 1/2]$ que celle de ψ/ϕ compris dans l'intervalle $[1/2, 1]$; c.-à-d. en considérant les mêmes conditions, on a obtenu des diminutions de 1.56 %, 2.70 % et 3.37 % respectivement aux valeurs de ϕ , lorsque ψ/ϕ diminue de 1 à $1/2$.

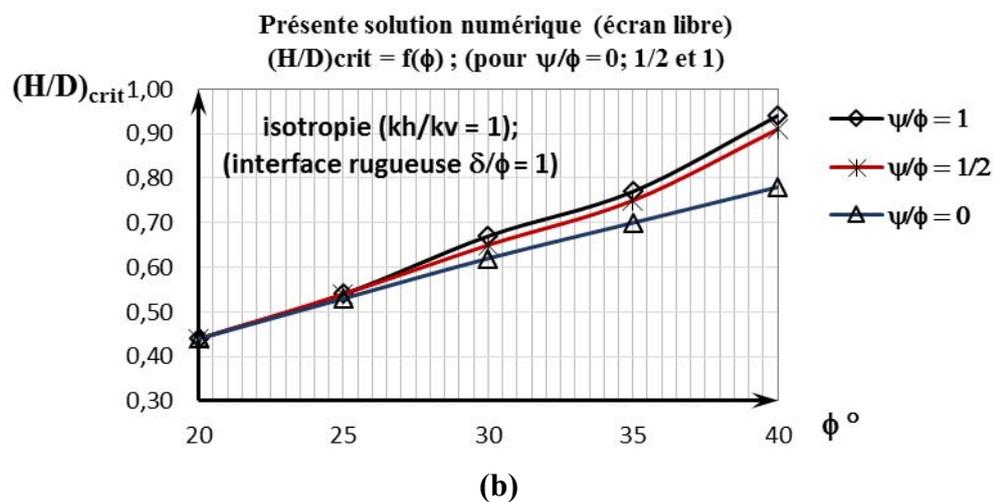
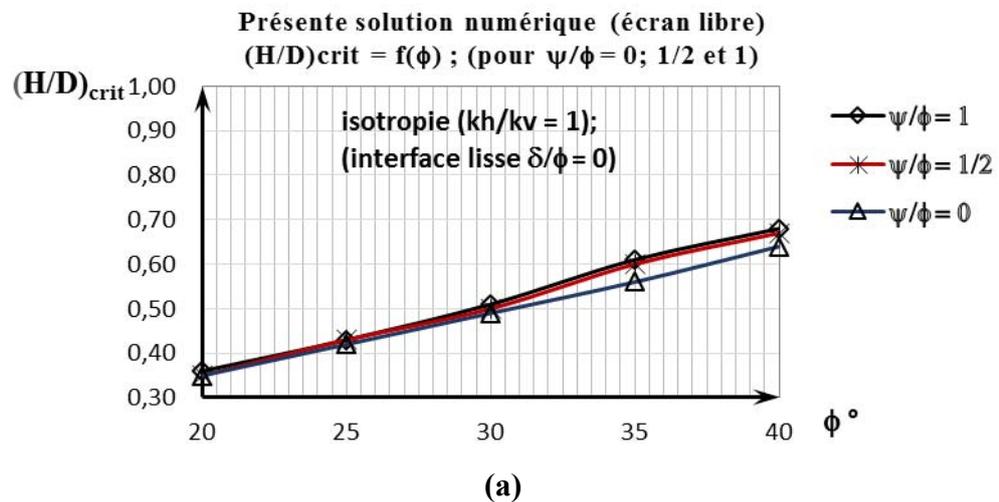


Figure 6.24 : Effet de l'angle de dilatance (ψ) sur $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (ϕ) du sol et de l'angle de l'interface sol/écran (δ), en présence d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol isotrope ($k_h/k_v = 1$)

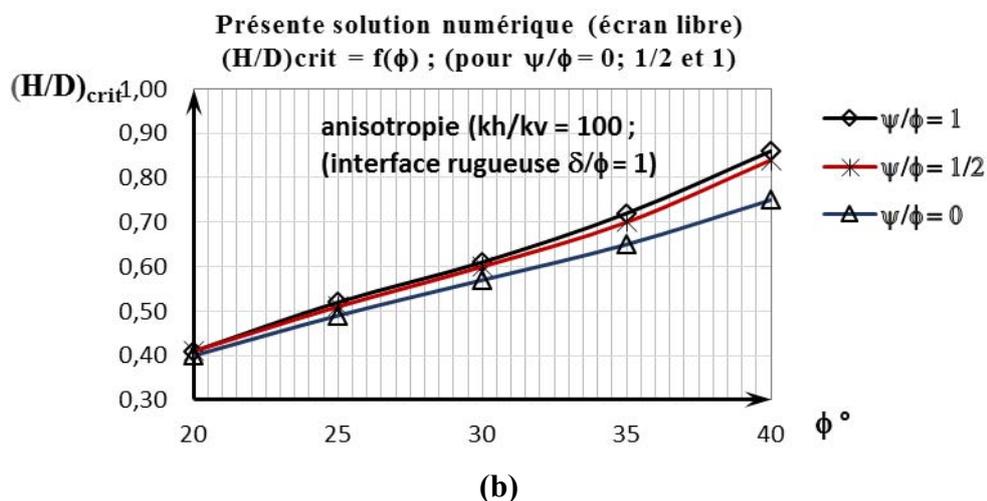
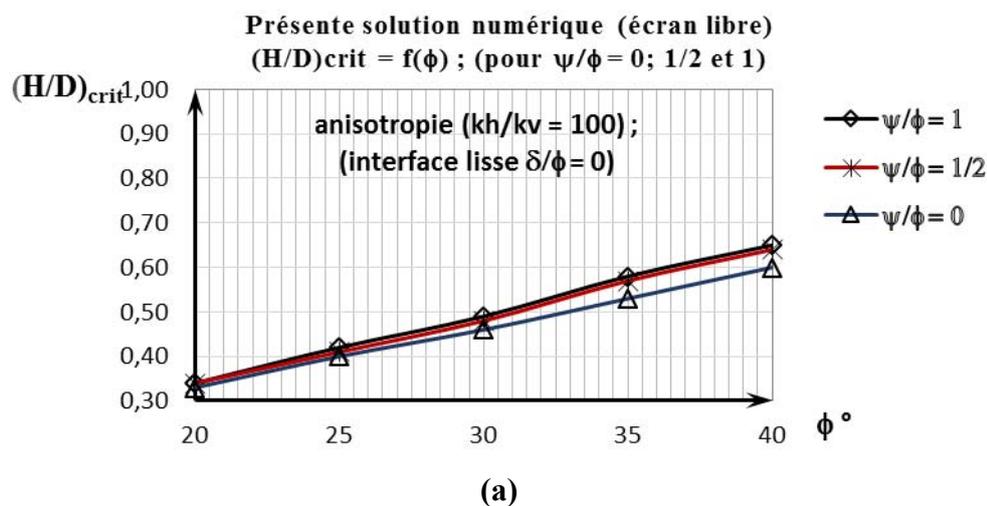


Figure 6.25 : Effet de l'angle de dilatance (ψ) sur $(H/D)_{crit}$ en fonction de l'angle de frottement (ϕ) du sol et de l'angle de l'interface sol/écran (δ), en présence d'écoulement autour d'un écran simplement encastré dans un milieu sol anisotrope ($k_h/k_v = 100$)

La figure 6.26 montre, pour deux valeurs de l'angle de l'interface ($\delta/\phi = 0$ et $2/3$), les mécanismes de rupture présentés par la distribution du taux de déformation maximale en cisaillement à l'état limite de l'écoulement plastique lorsque $\phi = 40^\circ$ et $\psi/\phi = 1/2$. Ces mécanismes de rupture sont obtenus lorsque la perte de charge hydraulique $(H/D)_{crit}$ atteint les valeurs critiques 0,67 et 0,89 pour un milieu isotrope ($k_h/k_v = 1$).

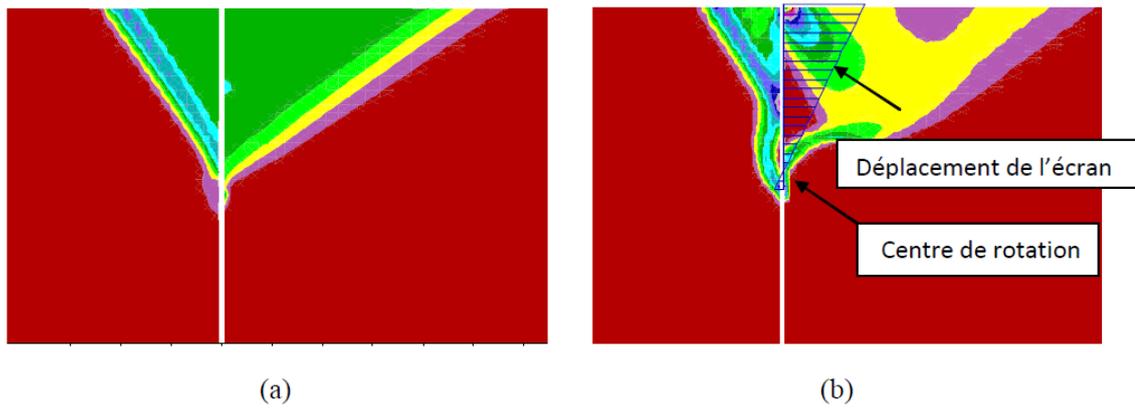


Figure 6.26 : Distribution du taux de déformation maximale en cisaillement lorsque :
 (a) $\delta/\phi = 0$, $(H/D)_{crit} = 0.68$; (b) $\delta/\phi = 2/3$, $(H/D)_{crit} = 0.89$. Pour $\phi = 40^\circ$ et $\psi/\phi = 1/2$

Les tests numériques de l'effet d'anisotropie montrent une faible sensibilité de la perte de charge critique à l'anisotropie du milieu. Les résultats listés dans le tableau 6.3 pour $(k_h/k_v = 100)$ sont très proches de $(k_h/k_v = 1)$, (voir fig. 6.27).

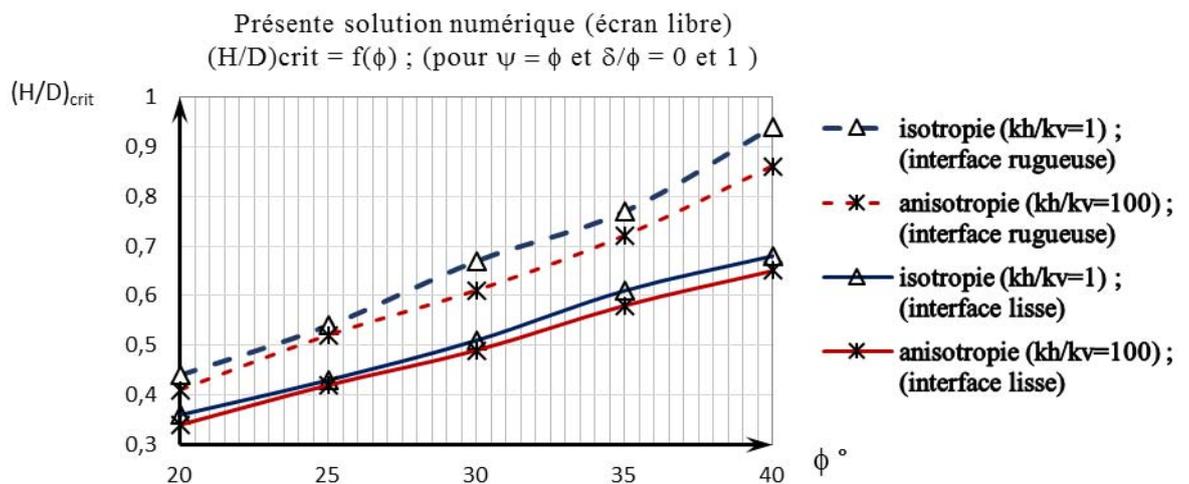


Figure 6.27 : Effet de l'anisotropie sur la valeur et la sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Cas d'un écran libre (simplement encastré)

Ces résultats montrent que la sensibilité à l'anisotropie du milieu est pratiquement négligeable pour le mécanisme de rupture par rotation - (rupture mécanique due à la réduction de la butée sous l'effet du gradient hydraulique) – correspondant aux écrans de soutènement, en palplanches ou en paroi moulée, simplement encastrés en pieds. Ceci peut être expliqué par les faibles valeurs de $(H/D)_{crit}$ induisant la rupture et le fait que les lignes équipotentielles en face de l'écran en palplanches semblent être quasi-horizontale au-delà d'une certaine valeur de (k_h/k_v) et, par conséquent, le champ potentiel ne change plus dans la zone concernée par la

rupture. Donc latéralement, la même pression de l'eau interstitielle se répand dans la zone de rupture.

Pour $\delta/\varphi = 0$, correspondant à une interface sol/écran parfaitement lisse, la surface de rupture en aval de l'écran (fig. 6.26a) est semblable à la surface plane proposé par *Rankine* (1857). Toutefois, pour $\delta/\varphi = 2/3$, correspondant à une interface parfaitement rugueuse, le mécanisme de rupture (fig. 6.26b) est similaire au mécanisme de *Prandtl* (1921) avec une zone de cisaillement radial suivi d'un coin passive de *Rankine*.

Comme est illustré sur la figure 6.26b, le mécanisme de rupture obtenu est un mécanisme par rotation autour d'un centre situé légèrement au-dessus de la pointe de l'écran en palplanche d'environ 10% de la profondeur d'encastrement (D) de l'écran. D'où la présente approche est plus rigoureuse que l'approche de *Houlsby* (2006) publiée dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)] qui est basée sur une hypothèse simplificatrice concernant la position du centre de rotation.

6.3.5.3. Evaluation du coefficient de sécurité :

L'évaluation du coefficient de sécurité globale (OFS_l), a été effectuée en utilisant « l'approche traditionnelle du *gradient critique* » habituellement appliquée et exposée précédemment. Ceci pour les cas des écrans fixes (écrans butonnés ou ancrés) et des écrans libres (simplement encastré en pieds) examinés dans la présente étude, en tenant compte des caractéristiques du sol, de celle de l'interface sol/écran et de l'anisotropie en perméabilité du milieu.

On a constaté avant que la rupture hydraulique par soulèvement ou par le phénomène de renard apparaissait pour le cas des écrans fixes. Et que la rupture par rotation (due à la réduction de la buté sous l'effet du gradient hydraulique) survenait pour le cas des écrans libres.

On rappelle aussi que l'approche du gradient critique consiste à comparer la valeur calculée du gradient hydraulique à la valeur du gradient critique, c.-à-d., l'évaluation d'un coefficient de sécurité globale (OFS_l) donné par l'équation (4.7) ; à savoir : $OFS_l = \frac{i_c}{i}$.

La condition de sécurité exige que le coefficient de sécurité doive être, au minimum, supérieur à l'unité ($OFS_l > 1$).

$$\text{Avec : } i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{20 - 9.81}{9.81} = \frac{10.19}{9.81} = 1.04$$

Dans le présent calcul, on s'est basé sur la valeur de calcul du gradient hydraulique moyen exprimé par l'équation (6.42) par : $i_{moy} \approx \frac{1}{2}(H/D)$, et en considérant la valeur critique de la perte de charge hydraulique relative $(H/D)_{crit}$, caractérisant l'état critique correspondant au début du déclenchement d'un mécanisme de rupture. Par conséquent l'Eq.4.7 et l'Eq.6.42 deviennent respectivement :

$$OFS_1 = i_c / i_{moy} \quad (6.73)$$

$$i_{moy} \approx \frac{1}{2}(H/D)_{crit} \quad (6.74)$$

Par exemple :

- Ecran fixe : pour le cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$), pour $\varphi = 30^\circ$; $\delta/\varphi = 2/3$ et $\psi/\varphi = 1/2$, d'après le tableau 6.2, on a : $(H/D)_{crit} = 2.92$. L'application de l'Eq.6.74 donne : $i_{moy} = 1.46$. Et en remplaçant cette valeur calculée du gradient hydraulique moyen (i_{moy}) dans l'Eq.6.73 on obtient la valeur du coefficient de sécurité : $OFS_1 = \frac{1.04}{1.46} = 0.71 < 1$; (condition favorable).

- Ecran libre : pour le cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$), pour $\varphi = 30^\circ$; $\delta/\varphi = 2/3$ et $\psi/\varphi = 1/2$, (voir tableau 6.3), la présente solution numérique donne : $(H/D)_{crit} = 0.64$.

De la même manière on a obtenu : $i_{moy} = 0.32$; et $OFS_1 = 3.25 > 1$; (condition défavorable).

On a calculé les valeurs du coefficient de sécurité (OFS_I) pour l'ensemble des valeurs $(H/D)_{crit}$ de la présente solution numérique (tableaux 6.2 et 6.3). Ainsi que pour tous les résultats référentiels proposés dans la littérature par les auteurs antérieurement cités. Pour des raisons de comparaison, tous les résultats de (OFS_I) du présent calcul ont été représenté graphiquement, en fonction de $(H/D)_{crit}$, sur la figure 6.28 (cas d'un écran fixe) et la figure 6.29 (cas d'un écran libre) pour les cas d'isotropie et d'anisotropie du milieu sol. Et les différents intervalles enregistrés pour OFS_I sont récapitulés dans les tableaux 6.4 et 6.5 ci-dessous.

Tableau 6.4 : Intervalles des valeurs du coefficient de sécurité (OFS_I) calculées par l'approche du gradient critique selon les valeurs de $(H/D)_{crit}$ fournies, vis-à-vis de la rupture hydraulique (soulèvement ou renard) d'un écran fixe.

Auteurs	OFS_I	
	Isotropie ($k_h/k_v = 1$)	Anisotropie ($k_h/k_v = 10$)
Présente solution numérique	/	0.74 ÷ 0.87
Benmebarek & al. (2005)	0.66 ÷ 0.79	/
Kodaka & al. (2001)	0.56 ÷ 0.60	/
Tanaka & al. (1999)	0.74 ÷ 0.79	/
Terzaghi (1943)	0.66 ÷ 0.74	/

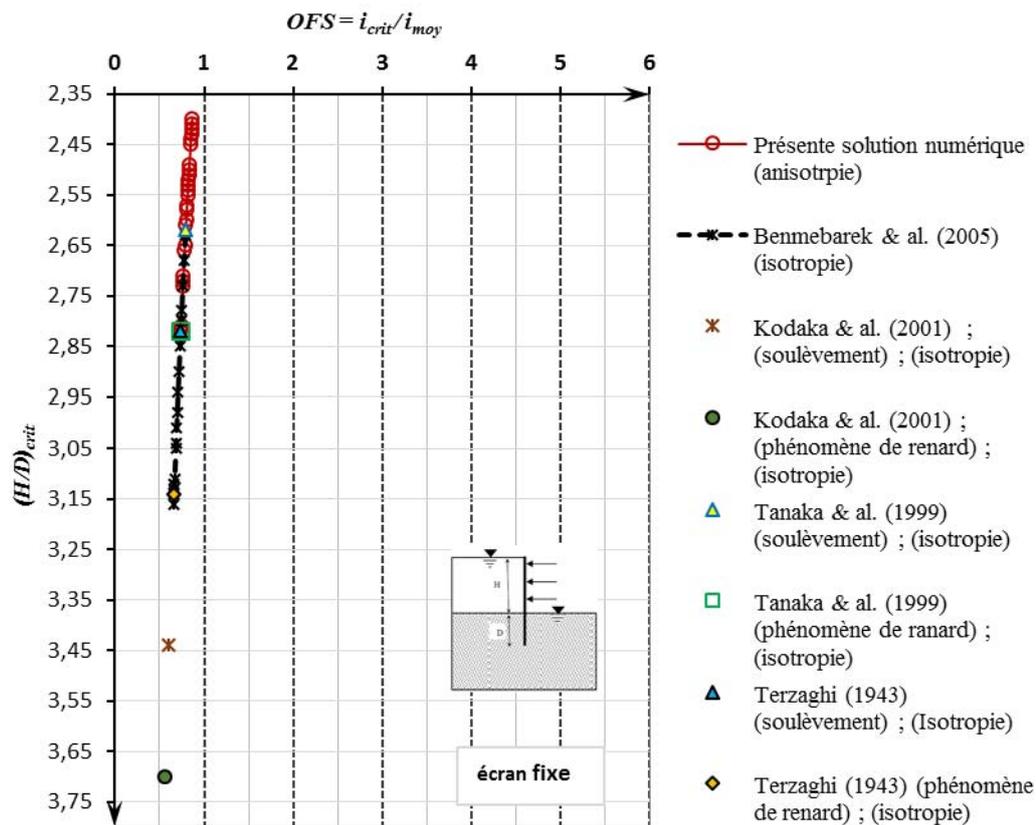


Figure 6.28 : Variation du coefficient de sécurité globale (OFS) en fonction de $(H/D)_{crit}$ en présence d'écoulement autour d'un écran fixe ancré dans un sol sableux isotrope et anisotrope.

Tableau 6.5 : Intervalles des valeurs du coefficient de sécurité (OFS_I) calculées par l'approche du gradient critique selon les valeurs de $(H/D)_{crit}$ fournies, vis-à-vis de la rupture par rotation d'un écran libre.

Auteurs	OFS_I	
	Isotropie ($k_h/k_v = 1$)	Anisotropie ($k_h/k_v = 100$)
Présente solution numérique	2.21 ÷ 5.94	2.42 ÷ 6.30
Mozò & al. (2014)	1.04	1.04
Houlsby (2006)	1.66 ÷ 4.00	/

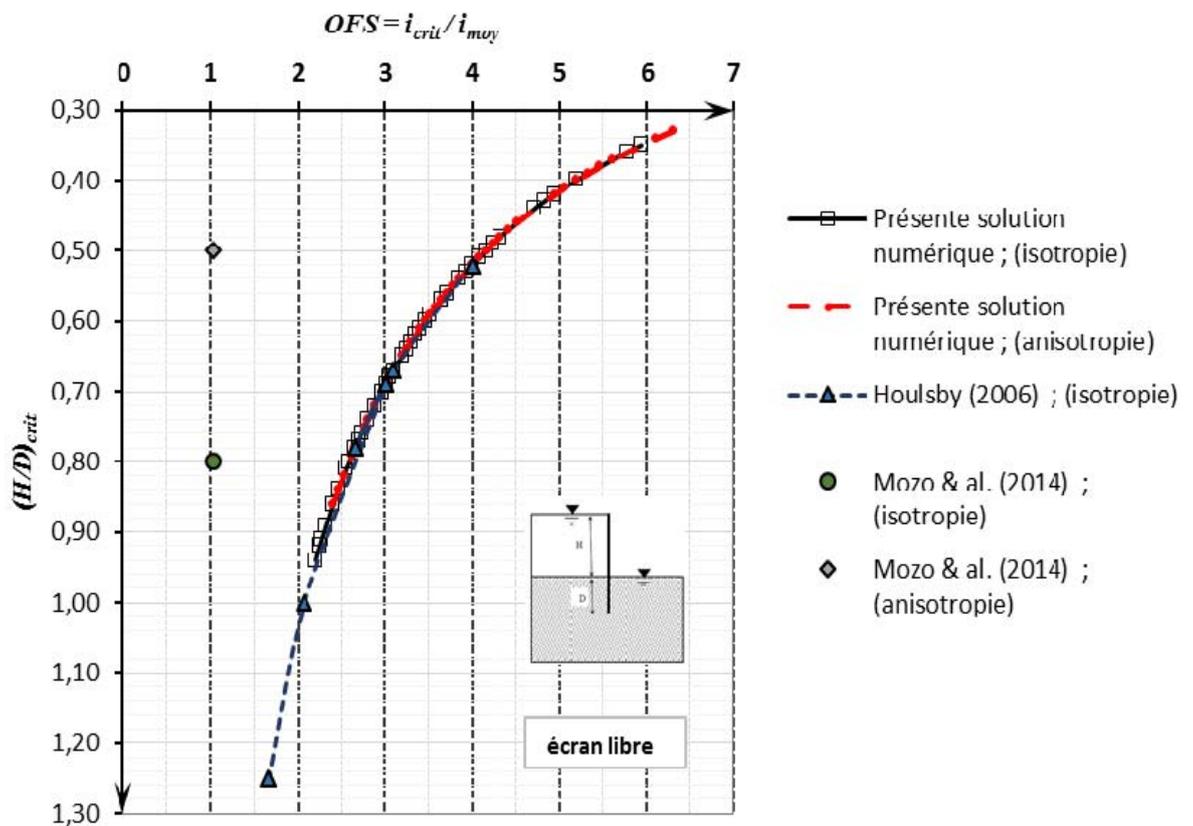


Figure 6.29 : Variation du coefficient de sécurité globale (OFS) en fonction de $(H/D)_{crit}$ en présence d'écoulement autour d'un écran libre simplement encasté dans un sol sableux isotrope et anisotrope.

Pour le cas des écrans fixes, on a constaté que l'ensemble des valeurs calculées du coefficient de sécurité (OFS_I), en utilisant l'approche du gradient critique et en fonction de $(H/D)_{crit}$ selon les différentes méthodes, sont cohérentes et inférieures à l'unité ($OFS_I < 1$) (voir tableau 6.4 et fig.6.28). D'où on peut déduire que l'approche du gradient critique prédit correctement la rupture hydraulique (par soulèvement ou par le phénomène de renard) pour ce type d'ouvrages considérés dans la présente étude.

Le tableau 6.4 et la figure 6.28 ont permis de déduire aussi que le coefficient de sécurité (OFS_I) augmente lorsque la perte de charge critique $(H/D)_{crit}$ diminue. Donc, la méthode qui offre la valeur maximale du coefficient de sécurité ($OFS_{I;Max}$) - (c.à.d. qui se rapproche au maximum de la valeur critique ($OFS_{crit} = 1$)) - correspondant à la valeur minimale de la perte de charge critique $(H/D)_{crit;min}$ est la plus sûre. Ainsi, de telle méthode détecte avec plus de précision le début de la naissance d'une rupture hydraulique (l'état critique).

A cet effet, dans le cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$), l'approche numérique de *Benmebarek & al.* (2005) est la plus sûre relativement aux autres méthodes (voir tableau 6.4 & fig. 6.28), en proposant la valeur maximale du dit coefficient ($OFS_{I;Max} = 0.79 \approx 0.8$) correspondant à la valeur minimale de la perte de charge hydraulique soit $(H/D)_{crit;min} = 2.63$.

Et dans le cas d'anisotropie ($k_h/k_v = 10$), et malgré l'absence de travaux référentiels de comparaison, la présente solution numérique (cas des écrans fixes) est plus avérée, car elle se rapproche davantage de la valeur critique ($OFS_{crit} = 1$) en fournissant pour ce coefficient un maximum de $OFS_{I;Max} = 0.87 \approx 1$, correspondant à une perte de charge critique minimale de $(H/D)_{crit;min} = 2.40$.

Par contre, pour le cas des écrans libres, l'ensemble des valeurs calculées du coefficient de sécurité (OFS_I) sont supérieures à la valeur critique ($OFS_{crit} = 1$), et dans la majorité des cas les valeurs calculées du (OFS_I) la dépassent largement, de 2 à 6 fois plus ($OFS_{I;Max} = 6.30$); (voir tableau 6.5 et fig.6.29). Excepté la valeur ($OFS_I = 1.04 \approx 1$) proposée par *Mozo & al.* (2014), commune entre les cas d'isotropie et d'anisotropie. Vu que ces auteurs ont uniquement vérifié la stabilité hydraulique au moyen du critère du gradient hydraulique en se

basant sur un calcul (approche numérique) purement hydraulique, et la stabilité mécanique n'a pas été examinée [Mozò & al. (2014)].

D'après la présente approche numérique (*FLAC*^{2D}) et celle d'*Houlsby* (2006) publiée dans [Benmebarek & al. « Discussion » (2006)], les valeurs de $(H/D)_{crit}$ utilisées pour le calcul du coefficient de sécurité, dans le présent calcul, correspondent à une rupture mécanique par rotation due à la réduction de la butée sous l'effet de l'écoulement d'eau autour des écrans libres.

Mais, l'utilisation de l'approche traditionnelle du gradient critique a abouti à des valeurs considérables et illogiques du coefficient de sécurité comprise, en cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$), dans la fourchette [2.21 ÷ 5.94] pour la présente approche numérique, et dans la fourchette [1.66 ÷ 4] pour l'approche d'*Houlsby* (2006), et en cas d'anisotropie ($k_h/k_v = 100$), la présente approche numérique présente un coefficient de sécurité (OFS_I) appartenant à l'intervalle [2.42 ÷ 6.30].

Ces dites valeurs correspondent à une stabilité hydraulique surabondante qui coïncide avec la naissance d'une rupture mécanique par rotation. C.à.d. pour les écrans libres de se déplacer et sous l'effet du gradient hydraulique, la rupture mécanique par rotation se produit avant même que la rupture hydraulique survienne.

D'où, on peut déduire que contrairement à ce qui a été prédit par ces deux dernières approches, l'approche du gradient critique prédit à tort la sécurité des écrans simplement encastré en pieds. Elle est donc incapable de prendre en considération ce type d'ouvrage. Ceci constitue une limitation supplémentaire dans l'approche traditionnelle du gradient critique en plus de ses limitations signalées antérieurement par *Pane & al.* (2015).

En conséquence, l'approche du gradient critique manque de généralisation. Donc, elle ne doit pas être utilisée dans le calcul de vérification de la stabilité globale des écrans en palplanches ou en paroi moulée simplement encastrés en pieds.

6.4. Conclusion :

L'état critique de la rupture hydraulique (par soulèvement ou par le phénomène de renard) relatif aux écrans fixes, et l'état critique de la rupture par rotation, suite à la réduction de la butée par l'effet de l'écoulement, des écrans libres, sont les plus redoutés et les plus

sévères des états critiques dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Ces deux types de ruptures se produisent souvent avec peu ou pas de prémonition, et qu'il est extrêmement difficile d'arrêter ces phénomènes une fois déclenchés. L'ascension de particules des sols pulvérulents par l'écoulement ascendant de l'eau (c.-à-d. "soulèvement" ou "phénomène de renard") et la réduction de la butée devant la longueur d'encastrement de l'écran peuvent conduire à des ruptures catastrophiques relativement soudaines des structures de soutènement des éléments structuraux et des ouvrages en terre tels que les barrages et les digues.

Et pour ces raisons, et pour les difficultés de l'adoption des contre-mesures efficaces une fois le soulèvement ou le phénomène de renard ou le mécanisme par rotation déclenchés, les marges de sécurité issues des méthodes proposées dans la littérature et associées à ces types de ruptures hydraulique et mécanique sont traditionnellement assez élevées. Ces méthodes pour l'analyse de la stabilité reposent sur des hypothèses assez restrictives. Elles ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet de diminution de la pression passive des terres est ignoré. Ce dernier phénomène provoque des mécanismes de rupture très dépendant des conditions aux limites hydrauliques et mécaniques avec des pertes de charges hydrauliques inférieures aux valeurs correspondantes à la rupture du fond de l'excavation.

L'état critique de la rupture hydraulique des écrans fixes a été étudié numériquement en cas d'anisotropie ($k_h/k_v = 10$) et comparé avec des résultats référentiels disponibles dans la littérature, en cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$). Et l'état critique de la rupture mécanique par rotation des écrans libres a été abordé analytiquement, en cas d'isotropie, par la méthode classique, puis analysé numériquement au moyen de l'approche numérique en tenant compte de l'isotropie et de l'anisotropie ($k_h/k_v = 100$) en perméabilité du milieu sol. Il est à noter que pour ce deuxième état critique, peu de résultats référentiels sont proposés dans la littérature.

Le calcul numérique de la hauteur critique de l'eau sur le côté amont d'un écran en palplanches encastré dans un milieu sol semi infini horizontal, homogène, formé d'un sable non cohésif, et en tenant compte de l'isotropie et de l'anisotropie en perméabilité du milieu a été réalisée en utilisant le code FLAC^{2D}. Les solutions présentées sont données pour de grandes variétés des caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Les résultats de ces simulations ont montré ce qui suit :

- ✓ En dépit de la simplicité de la procédure proposée par simulation numérique, différents mécanismes de rupture et différentes valeurs de la perte de charge hydraulique critique

$(H/D)_{crit}$ décrits dans la littérature ont été obtenus. Et qui dépendent des caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran ;

- ✓ $(H/D)_{crit}$ augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol φ et de l'angle δ de l'interface sol / écran;
- ✓ $(H/D)_{crit}$ diminue avec la diminution de l'angle de dilatance ψ du sol pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne du sol (φ) ; On a constaté que la diminution est plus importante pour ψ/φ compris dans l'intervalle $[0, 1/2]$ que celle de ψ/φ compris dans l'intervalle $[1/2, 1]$
- ✓ Une comparaison entre les résultats de la méthode des caractéristiques publiées par *Houlsby* (2006) dans [*Benmebarek & al. « Discussion »* (2006)] et les présents résultats pour $\psi = \varphi$ montre un bon accord pour un écran libre avec une interface sol/écran parfaitement lisse ($\delta = 0$). Cependant, les solutions actuelles sont plus critiques pour les parois rugueuses. Par exemple, la différence atteint 33% quand $\varphi = 40^\circ$ et $\delta/\varphi = 1$;
- ✓ La rupture par rotation (rupture mécanique) est plus critique que la rupture hydraulique. Pour $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° et $\delta/\varphi = 0$, la rupture par rotation se produit pour des valeurs de la hauteur d'eau critique de $(H/D)_{crit} = 0,36, 0,51, 0,61$ et $0,68$, respectivement, qui sont largement inférieures à $2,82$ correspondant à la rupture hydraulique par le soulèvement du fond de l'excavation présentée par l'approche de *Terzaghi*;
- ✓ La sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface diminue avec l'augmentation de l'anisotropie en perméabilité, (k_h/k_v) du milieu sol pour la rupture hydraulique. Cependant, pour la rupture mécanique suivant un mécanisme par rotation, la sensibilité à l'anisotropie du milieu est pratiquement négligeable ;
- ✓ Pour les écrans en palplanches (ou les parois moulées) fixes, et dans le cas des sols non dilatants ($\psi/\varphi = 0$) on a observé, à la rupture hydraulique, que le prisme du sol soulevé a une forme rectangulaire pour les milieux isotrope ($k_h/k_v = 1$) et anisotrope ($k_h/k_v = 10$). Mais la largeur du prisme dans le milieu isotrope est inférieure à celle de la méthode de *Terzaghi*. Cependant, pour un matériau dilatant $\psi/\varphi > 1/2$, un prisme de sol de forme triangulaire est obtenu.

- ✓ Une augmentation de l'anisotropie des sols augmente la largeur de la zone de rupture hydraulique des écrans fixes.
- ✓ Pour les écrans en palplanches (ou les parois moulées) libres, avec une interface sol/écran parfaitement lisse ($\delta/\varphi = 0$), la surface de rupture en aval de l'écran est semblable à la surface plane proposé par *Rankine* (1857). Toutefois, pour une interface parfaitement rugueuse ($\delta/\varphi = 2/3$), le mécanisme de rupture est similaire au mécanisme de *Prandtl* (1921) avec une zone de cisaillement radial suivi d'un coin passive de *Rankine*.
- ✓ Pour les écrans fixes, on a constaté que l'ensemble des valeurs calculées du coefficient de sécurité (OFS_I), en utilisant l'approche du gradient critique et en fonction de $(H/D)_{crit}$ selon les différentes méthodes, sont cohérentes et inférieures à l'unité ($OFS_I < 1$). D'où on peut déduire que l'approche du gradient critique prédit correctement la rupture hydraulique (par soulèvement ou par le phénomène de renard) pour ce type d'ouvrages.
- ✓ Par contre, pour les écrans libres, l'approche du gradient critique aboutit à des valeurs du coefficient de sécurité (OFS_I) considérables et supérieures à l'unité ; ($1.66 \leq OFS_I \leq 6.30$). Ces marges de sécurité sont illogiques car elles correspondent à une stabilité hydraulique surabondante qui coïncide avec la naissance d'une rupture mécanique par rotation. Donc, contrairement à ce qui a été prédit par la présente solution numérique et les résultats référentiels, l'approche du gradient critique prédit à tort la sécurité des écrans simplement encastré en pieds. Et elle est donc incapable de prendre en considération ce type d'ouvrages.
- ✓ Ce manque de généralisation constitue une limitation supplémentaire dans cette approche en plus de ses limitations signalées antérieurement par *Pane & al.* (2015). Donc l'approche du gradient critique ne doit pas être utilisée dans le calcul de vérification de la stabilité globale des écrans en palplanches ou en paroi moulée simplement encastrés en pieds. En conséquence toutes les méthodes basées sur l'approche du gradient critique ou constituant une extension de celle-ci sont concernées par cette limitation.

Conclusion Générale

La conception des batardeaux est souvent dominée par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement en palplanches ou en parois moulées. Et suite à la différence entre les niveaux d'eau résultant de l'excavation ou la mise à sec de l'enceinte protégée par le batardeau, le mouvement de l'eau survient dans le sol du côté amont vers le côté aval de l'écran et influe sur la stabilité de l'écran de soutènement et de l'excavation. Pendant lequel une rupture hydraulique (soulèvement d'un bloc de sol devant la fiche, un phénomène de renard ou une liquéfaction du sol), ou une rupture mécanique par rotation due à la réduction de la pression passive des terres (butée) peuvent se produire.

L'état critique de la rupture hydraulique relatif aux écrans fixes, et l'état critique de la rupture par rotation des écrans libres, sont les plus redoutés et les plus sévères des états critiques dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Ces deux types de ruptures se produisent souvent avec peu ou pas d'avertissement, et qu'il est extrêmement difficile d'arrêter ces phénomènes une fois déclenchés. L'ascension de particules des sols pulvérulents par l'écoulement ascendant de l'eau (c.-à-d. "soulèvement" ou "phénomène de renard") et la réduction de la butée devant la fiche de l'écran, peuvent conduire à des ruptures catastrophiques relativement soudaines des structures de soutènement. Et causant par la suite d'énormes dégâts matériels et parfois même de regrettables pertes humaines.

Et pour ces raisons, et pour les difficultés de l'adoption des contre-mesures efficaces, une fois le soulèvement ou le phénomène de renard ou le mécanisme par rotation déclenchés, les marges de sécurité issues des méthodes proposées dans la littérature et associées à ces types de ruptures hydrauliques et mécanique sont traditionnellement assez élevées. Et les valeurs de la perte de charge hydraulique critique provoquant la rupture proposées aussi dans la littérature présentent parfois des divergences cruciales. Ces méthodes pour l'analyse de la stabilité reposent sur des hypothèses assez restrictives, et ne peuvent pas prédire les déformations et les mécanismes de rupture. Elles ne prennent que le rôle d'étanchéité des écrans, l'effet de diminution de la pression passive des terres est ignoré. Ce dernier phénomène provoque des mécanismes de rupture très dépendant des conditions aux limites hydrauliques et mécaniques avec des valeurs de pertes de charges inférieures à celles correspondantes à la rupture hydraulique du fond de l'excavation.

Dans la présente étude, exposée dans cette thèse, on a analysé la stabilité des excavations en présence de l'écoulement d'eau autour de ce type d'ouvrages. Ceci à travers, d'une part, l'évaluation numérique (simulation numérique) en utilisant le code FLAC^{2D} (en

différences finies), de la valeur de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ déclenchant la rupture hydraulique des écrans de soutènement fixes et un mécanisme de rupture par rotation des écrans libres. Les ouvrages de soutènement étudiés sont supposés être encastres dans un terrain horizontal, semi infini, et constitué de sol homogène non cohésif. Et en tenant compte des caractéristiques du sol, de celles de l'interface sol/écran et de l'isotropie et de l'anisotropie en perméabilité du milieu. Aussi, pour les écrans libres dans un milieu isotrope, une évaluation analytique (modélisation analytique) en utilisant la méthode classique a été formulée en premier.

D'autre part, la compréhension des comportements et des différents mécanismes de rupture de ces ouvrages en présence d'écoulement, en mettant en évidence leurs dépendances des conditions de l'ouvrage, de paramètres de sol, de ceux de l'interface sol-écran et de la variation de l'anisotropie du milieu sol.

Vu que le sol considéré est purement pulvérulent, le modèle de comportement élastoplastique de *Mohr-Coulomb*, conventionnel pour les sols dont les mécanismes de rupture sont gouvernés par cisaillement, a été utilisé dans la présente étude. En considérant une règle d'écoulement associée et non associée.

La richesse du code numérique (FLAC^{2D}) en modèles incorporés de comportement des sols et des roches, en changement de charges, en commandes, en éléments d'interface et en éléments de structure rend cet outil de simulation très compétitif en géotechnique. Ce qui justifie le choix d'utilisation de ce code dans la présente analyse numérique.

Dans cette thèse on a présenté deux parties. La première contient trois chapitres relatant une synthèse bibliographique en adéquation avec le domaine étudié. Et la deuxième comporte deux chapitres relatifs à la modélisation numérique, aux modèles de comportement utilisés, à la revue de l'état de l'art (en étroite liaison avec les cas étudiés) et à la présente analyse.

En premier lieu, la synthèse bibliographique réalisée a permis de tirer les conclusions suivantes :

✓ L'eau souterraine est toujours une source de difficultés importantes pour la réalisation des ouvrages. Elle est un facteur important et décisif dans la plupart des problèmes géotechniques. Tels que les problèmes liés à l'écoulement de l'eau générée par le creusement (érosion, altération, imbibition de terrains sensibles à l'eau), les problèmes liés à la pression de l'eau et à sa dissipation (pressions interstitielles dans les sols fins, renards, soulèvement) qui a un rôle important dans la déformation des sols, et ceux liés à la modification de l'équilibre hydrogéologique (dénoyage, consolidation engendrant des tassements) ;

- ✓ L'écoulement de l'eau peut donc modifier fondamentalement la réaction du terrain au creusement des excavations, notamment en aggravant considérablement les risques d'instabilité à court terme. En outre, l'irruption d'eau avec des débits importants est susceptible dans certains cas de poser des problèmes d'exhaure ou même de noyer le chantier et de causer des pertes de vie humaines. D'où la nécessité de la prise en considération des effets de l'écoulement d'eau dans le calcul et dans l'analyse des comportements des ouvrages de soutènement ;
- ✓ L'ingénieur, confronté à des problèmes d'eau dans les sols, dispose maintenant d'un éventail de techniques de résolution lui permettant d'en obtenir la solution théorique. Il pourra ainsi mieux prévoir les moyens à mettre en œuvre pour ses travaux, ainsi que l'influence de ceux-ci sur la nappe et le sol. Cependant, ces techniques, si perfectionnées soient-elles ne sont que des outils qui donnent la solution d'expressions mathématiques décrivant de manière approchée la réalité physique ;
- ✓ Les résultats ne vaudront que ce que valent les hypothèses adoptées. Les sols sont essentiellement hétérogènes et anisotropes. Il est toujours très difficile d'en déterminer la perméabilité avec précision en particulier la perméabilité verticale ;
- ✓ Les résultats obtenus ne devront pas être appréciés en fonction de la précision de la méthode de résolution (largement suffisante), mais en fonction de l'incertitude souvent très grande liée aux paramètres du sol et aux conditions aux limites ;
- ✓ La définition du principe des interventions à effectuer pour maîtriser les effets de l'excavation peut se faire à partir de l'analyse et la compréhension des phénomènes entraînés par les excavations telle que la modification de l'état de contrainte et de déformation du massif du sol. Et de l'analyse aussi des contraintes liées aux caractéristiques fonctionnelles du projet et à son environnement ;
- ✓ Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel travaillant sur chantier ;
- ✓ Les soutènements doivent être définis avec une précision suffisante pour garantir leur efficacité. Et on doit porter une attention particulière aux éléments suivants :
 - Capacité d'adaptation à la forme de l'excavation ;
 - Continuité des soutènements, jonction entre éléments (palplanches, parois moulées etc...) mis en place lors des phases successives ;
 - Contact soutènement-terrain, possibilité de conserver un soutènement de forme régulière bien plaqué au terrain malgré les irrégularités de l'excavation ;
 - Possibilité de renforcement rapide du soutènement ;

- Une attention très particulière doit également être apportée aux problèmes liés à la présence d'eau et à ses mouvements dans le sol.
- ✓ Les ouvrages de soutènement ont toujours présenté des particularités importantes et très variées d'un type à l'autre en fonction de la nature et des conditions de leur environnement. Le comportement d'une structure de soutènement ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface « interaction sol-structure » ;
- ✓ Historiquement, le calcul des structures de soutènement s'est développé au cas par cas, ce qui est encore visible aujourd'hui dans les ouvrages de référence traitant de la mécanique des sols appliquée ;
- ✓ Les murs de soutènement semi- flexibles et flexibles ont un comportement beaucoup plus complexe que les murs rigides. Les tirants d'ancrage et les butons compliquent d'avantage l'analyse des rideaux de soutènement, ceci est dû en majeure partie à leur flexibilité et à l'intervention de l'effet de voûte. Actuellement on applique des méthodes semi- empiriques et des calculs par les méthodes en continuum (éléments finis ou différences finies) ;
- ✓ Les premières théories (méthodes classiques) se sont toujours intéressées aux cas simples qui, moyennant certaines simplifications, pouvaient être résolus analytiquement ou graphiquement. La simplification principale à la base de ces théories est généralement de considérer la structure comme un corps rigide indéformable dont le déplacement est assimilable à un bloc en rotation ou en translation. Le sol est alors étudié séparément dans une première étape, alors que le dimensionnement de la structure ne se fait que dans une seconde étape, sur la base de l'estimation préalable de l'effet d'action du sol. Cette étude découplée du sol et de la structure est généralement acceptable pour de tels cas ;
- ✓ Les méthodes de calcul classiques (aux états limites) restent bien adaptées pour le dimensionnement de la grande majorité des rideaux en palplanches. Elles donnent des résultats surabondants. Avec ces méthodes la déformation de l'écran n'intervient pas dans le calcul. Il a été reconnu très tôt que cette simplification n'est pas acceptable dans de nombreux cas pour lesquels la déformation de la structure doit être considérée lors du calcul des pressions de contact. A défaut de théorie représentative, des méthodes semi- empiriques ont été proposées dans un premier temps pour évaluer les charges que devaient supporter ces structures ;
- ✓ Les méthodes au module de réaction horizontal permettent d'optimiser le dimensionnement. Elles prennent en considération les déplacements d'appui tels que ceux causés par la mise en précontrainte des tirants ou des butons. Les différentes phases

d'exécution sont bien suivies dans le calcul, et elles sont applicables aux écrans avec plusieurs niveaux de tirants ou butons. La mesure des paramètres géotechniques (le coefficient de réaction) est impossible, alors que la valeur des déplacements (déformations) dépend de ce coefficient ;

✓ Les méthodes en continuum (éléments finis ou différences finies) connaissent un succès indéniable dans tous les domaines concernés par l'interaction sol- structure. Elles servent alors d'outil de recherche, de conception et de dimensionnement. Elles permettent de reproduire l'interaction entre le sol et la structure de façon réaliste. La compatibilité cinématique et statique entre le sol et la structure est implicitement vérifiée si la structure de soutènement et le sol sont considérés dans l'analyse et si leur interface est modélisée par des éléments de contact adaptés ;

✓ Bien qu'il soit aujourd'hui possible, avec le développement de l'outil informatique et des méthodes de calcul numérique, d'obtenir une représentation assez réaliste du comportement des structures de soutènement des excavations, des efforts importants sont encore nécessaires pour mieux appréhender les phénomènes, tels que les effets de l'écoulement d'eau dans le sol et leurs conséquences sur la stabilité des excavations et le dimensionnement des soutènements. Et saisir ainsi réellement les enjeux de l'interaction sol- structure ;

✓ La modélisation permet la compréhension, la prédiction et la connaissance des phénomènes étudiés en partant d'une conception d'un problème sur la base des hypothèses et des modèles adoptés (géométriques- mécaniques - statistiques). Et de tester l'influence de certains paramètres en utilisant différentes techniques numériques ;

✓ Les modèles doivent être employés tout en exprimant parfaitement les hypothèses qu'ils sous-entendent et les limites dans lesquels ils ont été élaborés et peuvent être utilisés ;

En second lieu, dans la présente étude, l'état critique de la rupture hydraulique des écrans fixes a été analysé numériquement en cas d'anisotropie ($k_h/k_v = 10$) et comparé avec des résultats référentiels disponibles dans la littérature, en cas d'isotropie ($k_h/k_v = 1$). Et l'état critique de la rupture mécanique par rotation des écrans libres a été abordé analytiquement, en cas d'isotropie, par la méthode classique, puis analysé numériquement au moyen de l'approche numérique en tenant compte de l'isotropie et de l'anisotropie ($k_h/k_v = 100$) en perméabilité du milieu sol. Il est à noter que pour ce deuxième état critique, peu de résultats référentiels sont proposés dans la littérature.

Les solutions présentées sont données pour de grandes variétés des caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran. Les résultats de ces simulations ont montré ce qui suit :

- ✓ En dépit de la simplicité de la procédure proposée par simulation numérique, différents mécanismes de rupture et différentes valeurs de la perte de charge hydraulique critique $(H/D)_{crit}$ décrits dans la littérature ont été obtenus. Et qui dépendent des caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran ;
- ✓ $(H/D)_{crit}$ augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol (φ) et de l'angle (δ) de l'interface sol / écran ;
- ✓ $(H/D)_{crit}$ diminue avec la diminution de l'angle de dilatance (ψ) du sol pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne du sol (φ) ; On a constaté que la diminution est plus importante pour (ψ/φ) compris dans l'intervalle $[0, 1/2]$ que celle de (ψ/φ) compris dans l'intervalle $[1/2, 1]$;
- ✓ Une comparaison entre les résultats de la méthode des caractéristiques publiées par Houlby (2006) dans [Benmebarek & al. « Discussion » (2006)] et les présents résultats pour $(\psi = \varphi)$ montre un bon accord pour un écran libre avec une interface sol/écran parfaitement lisse ($\delta = 0$). Cependant, les solutions actuelles sont plus critiques pour les parois rugueuses. Par exemple, la différence atteint 33% quand $\varphi = 40^\circ$ et $\delta/\varphi = 1$;
- ✓ La rupture par rotation (rupture mécanique) est plus critique que la rupture hydraulique. Pour $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° et $\delta/\varphi = 0$, la rupture par rotation se produit pour des valeurs de la hauteur d'eau critique de $(H/D)_{crit} = 0.36 ; 0.51 ; 0.61$ et 0.68 , respectivement, qui sont largement inférieures à 2.82 correspondant à la rupture hydraulique par le soulèvement du fond de l'excavation présentée par l'approche de Terzaghi ;
- ✓ La sensibilité de $(H/D)_{crit}$ aux caractéristiques du sol et de l'interface diminue avec l'augmentation de l'anisotropie en perméabilité (k_h/k_v) du milieu sol pour la rupture hydraulique. Cependant, pour la rupture mécanique suivant un mécanisme par rotation, la sensibilité à l'anisotropie du milieu est pratiquement négligeable ;
- ✓ Pour les écrans en palplanches (ou les parois moulées) fixes, et dans le cas des sols non dilatants ($\psi/\varphi = 0$) on a observé, à la rupture hydraulique, que le prisme du sol soulevé a une forme rectangulaire pour les milieux isotrope ($k_h/k_v = 1$) et anisotrope ($k_h/k_v = 10$). Mais la largeur du prisme dans le milieu isotrope est inférieure à celle de la méthode de Terzaghi.

Cependant, pour un matériau dilatant ($\psi/\phi > 1/2$), un prisme de sol de forme triangulaire est obtenu ;

✓ Une augmentation de l'anisotropie des sols augmente la largeur de la zone de rupture hydraulique des écrans fixes ;

✓ Pour les écrans en palplanches (ou les parois moulées) libres, avec une interface sol/écran parfaitement lisse ($\delta/\phi = 0$), la surface de rupture en aval de l'écran est semblable à la surface plane proposée par *Rankine* (1857). Toutefois, pour une interface parfaitement rugueuse ($\delta/\phi = 2/3$), le mécanisme de rupture est similaire au mécanisme de *Prandtl* (1921) avec une zone de cisaillement radial suivi d'un coin passive de *Rankine* ;

✓ Pour les écrans fixes, on a constaté que l'ensemble des valeurs calculées du coefficient de sécurité globale (OFS_1), en utilisant l'approche du gradient critique et en fonction de $(H/D)_{crit}$ selon la présente solution numérique et les différentes méthodes proposées dans la littérature, sont cohérentes et inférieures à l'unité ($OFS_1 < 1$). D'où on peut déduire que l'approche du gradient critique prédit correctement la rupture hydraulique (par soulèvement ou par le phénomène de renard) pour ce type d'ouvrages ;

✓ Par contre, pour les écrans libres, l'approche du gradient critique aboutit à des valeurs du coefficient de sécurité (OFS_1) élevées et supérieures à l'unité ; ($1.66 \leq OFS_1 \leq 6.30$). Ces marges de sécurité sont illogiques car elles correspondent à une stabilité hydraulique surabondante qui coïncide avec la naissance d'une rupture mécanique par rotation. C.à.d. sous l'effet du gradient hydraulique la rupture mécanique par rotation se produit avant même que la rupture hydraulique survienne. Donc, contrairement à ce qui a été prédit par la présente solution numérique et les résultats référentiels, l'approche du gradient critique prédit à tort la sécurité des écrans simplement encastrés en pieds. Et elle est donc incapable de prendre en considération ce type d'ouvrages ;

✓ Ce manque de généralisation, dans l'approche traditionnelle du gradient critique, constitue une limitation supplémentaire dans cette approche en plus de ses limitations signalées antérieurement par *Pane & al.* (2015). Donc, l'approche du gradient critique ne doit pas être utilisée dans le calcul de vérification de la stabilité globale des écrans en palplanches ou en paroi moulée simplement encastrés en pieds. En conséquence, toutes les méthodes basées sur l'approche du gradient critique ou constituant une extension de celle-ci sont concernées par cette limitation.

Références bibliographiques

- Arafati, Nasser. Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement. 1996. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Aulbach, B., Ziegler, M., & Schüttrumpf, H. (2013). Design Aid for the Verification of Resistance to Failure by Hydraulic Heave. *Procedia Engineering*, 57, 113-119.
- Banerjee, S. (1993). Design charts for double-walled cofferdams. *Journal of geotechnical engineering*, 119(2), 214-222.
- Banerjee, S., & Muleshkov, A. (1992). Analytical solution of steady seepage into double-walled cofferdams. *Journal of engineering mechanics*, 118(3), 525-539.
- Bauer, G. E. (1984). Dewatering, hydraulic failure and subsequent analysis of a sheeted excavation.
- Benmebarek, N. « Contribution à la modélisation numérique de l'effet de l'écoulement sur la stabilité des écrans », Thèse de Doctorat, Université de Biskra 2002, 210p.
- Benmebarek, N., Benmebarek, S., & Kastner, R. (2005). Numerical studies of seepage failure of sand within a cofferdam. *Computers and Geotechnics*, 32(4), 264-273.
- Benmebarek, N., Bensmaine, A., Benmebarek, S., & Belounar, L. (2014). Critical Hydraulic Head Loss Inducing Failure of a Cofferdam Embedded in Horizontal Sandy Ground. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 51(4), 173-180.
- Benmebarek, N., S. Benmebarek, S., Kastner, R. and Soubra, A.-H., "Passive earth pressures in the presence of groundwater flow, Discussion," *Geotechnique*, 56 (7), 521-522 (2006).
- Bjerrum, L. (1972, September). Embankments on soft ground. In *Performance of earth and earth-supported structures* (pp. 1-54). ASCE.
- Bouafia, A. (2000). *Mécanique des sols appliquée : Problèmes résolus*. Office des publications universitaires.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1948). *Tables de Poussée et de Butée*. Gauthier-Villars, Paris.
- Centre d'études des tunnels France, « Dossier pilote des tunnels génie civil », [Section 3 : « Conception et dimensionnement » juillet 1998 ; et Section 4 : « Procédés de creusement et de soutènement » juillet 1998].
- Cernica, John N. « Soil mechanics » 1994, edition 1995 by John Wiley and Sons, Inc. New York.

- Clayton, C. et al. 2014. Earth Pressure and Earth-Retaining Structures, 3rd edition. Taylor & Francis, New York.
- Clayton, C. R. I., & Milititsky, J. (1993). Earth pressure and earth-retaining structures. Second edition.
- Clayton, C. R., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2014). Earth pressure and earth-retaining structures, 3rd edition. CRC Press.
- Costet, J. & Sanglerat, G. «Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1 & Tome 2, 3^e édition, Dunod, Paris, 1983.
- Coulomb, C. A. In memories de mathématique et de physique. Academie Royal des Sciences par divers sans, 1773, vol. 7, p. 343-382.
- Davidenkoff, R. N., & Franke, O. L. (1965). Untersuchung der raumlichen Sickerstromung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewassern. Die Bautechnik, 9, 298-307.
- Day, R. A. (2001). Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. Geotechnique, 51(4), 185-188.
- Degoutte, G., & Royet, P. (1999). Aide-mémoire de mécanique des sols. ENGREF.
- Delattre, L. (1999). Comportement des écrans de soutènement Expérimentations et Calculs (Doctoral dissertation).
- Delattre, 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. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, (234).
- Delattre, L., Josseaume, H., Mespoulhe, L., & Delmer, T. (2001). Flexibilité et dimensionnement des écrans de soutènement ancrés. Bulletin-Laboratoires des Ponts et Chaussées, 39-56.
- Delattre, Luc et Marten, Sonja. Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : II : Les approches empiriques et semi-empiriques. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 2003, no 244-45, p. 31-51.
- Delattre, Luc. Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis. Bulletin des laboratoires des ponts & chaussées, 2004, no 252-53, p. 95-117.
- Duncan, James Michael. "State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes." Journal of Geotechnical engineering 122.7 (1996): 577-596.
- FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis (2007).

- Fox, E. N., & McNamee, J. (1948). XXV. The two-dimensional potential problem of seepage into a cofferdam. The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, 39(290), 165-203.
- Hanna, T. H., and G. A. Matallana. "The behaviour of tied-back retaining walls. «Canadian Geotechnical Journal 7.4 (1970): 372-396.
- Hansen, J. B. (1961). Earth pressure calculation.
- Hansen, Jorgen Brinch. Earth pressure calculation, Copenhagen, The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, 1953, 271 pages.
- Harr, M. E. (1962). Groundwater and Seepage, 315 pp. McGraw-Hill, New York.
- Harr, M. E. (1966). Foundations of theoretical soil mechanics.
- Harr, M. E., & Deen, R. C. (1961). Analysis of seepage problems. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 87(5), 91-110.
- Kastner, R. « Ouvrages de soutènement flexibles comportement et dimensionnement », Institut National Des Sciences Appliquées (INSA) De Lyon, Laboratoires Géotechnique.
- Kastner, Richard. (1982). Excavations profondes en site urbain : problèmes liés à la mise hors d'eau, dimensionnement des soutènements butonnés. Thèse de doctorat.
- King, G. J. W., & Cockroft, J. E. M. (1972). The geometric design of long cofferdams. Géotechnique, 22(4), 619-633.
- Kodaka, T., Oka, F., & Morimoto, R. Seepage failure analyses of sandy ground using a liquefaction analysis method based on finite deformation theory. In: Proceedings of the First Asian-Pacific Congress on Computational Mechanics, New Frontiers for the New Millennium. 2001. p. 387-392.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). "Soil mechanics." John Wiley & Sons, Inc
- Lee, Yu-Lin. Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel. 1994. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Leonards, G. A., «Foundations Engineering», Mc-Craw Hill, New York, USA, 1962.
- Logeais, L. «La pathologie des murs de soutènement », éditions du Moniteur, Paris, 1982, 132p.
- Marsland, Arthur. Model experiments to study the influence of seepage on the stability of a sheeted excavation in sand. Geotechnique, 1953, vol. 3, no 6, p. 223-241.
- Masrouri, F. (1986). Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles : Etude théorique et expérimentale (Doctoral dissertation, INSA Lyon).

- Matsuzawa, H., & Hazarika, H. (1996). Analyses of active earth pressure against rigid retaining wall subjected to different modes of movement. *Soils and foundations*, 36(3), 51-65.
- McNamee, John. Seepage into a Sheeted Excavation*. *Geotechnique*, 1949, vol. 1, no 4, p. 229-241.
- Merrien-Soukatchoff, V. (2002). *Eléments de réflexion sur la qualité des modélisations en hydrogéotechnique (Doctoral dissertation)*.
- Mestat, P., & Arafati, N. (1998). Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 19-40.
- Mestat, P., & Prat, M. (1999). *Ouvrages en interaction. Emploie des éléments finis en Génie Civil*. AFPC, Hermes Science Publications.
- Mestat, P., Prat, M., Bisch, P., Millard, A., Pijaudier-CABOT G. (1999), *Ouvrages en interactions*. Éditions Hermès Sciences, 944 pages.
- Mestat, Philippe. *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées - série géotechnique*, 1993, no GT 52.
- Mozó, D., Oróstegui, P., & Villalobos, F. (2014). Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer. *Obras y proyectos: revista de ingeniería civil*, (15), 42-49.
- Pane, V., Cecconi, M., & Napoli, P. (2015). Hydraulic Heave Failure in EC7: Suggestions for Verification. *Geotechnical and Geological Engineering*, 33(3), 739-750.
- Peck, R. B. (1969) "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground." *State-of-the-Art Report*, 7th ICSMFE, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290.
- Peck, R. B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique*, 19(2), 171-187.
- Philipponnat, G., & Hubert, B. « *Fondations et ouvrages en terre* », édition Eyrolles (Deuxième tirage 2000), Paris, 2000, 548p.
- Plumey, S. (2007). *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes, (Doctoral dissertation, école polytechnique fédérale de Lausanne)*.
- Prandtl, G., *Eindringungsfestigkeit and festigkeit von sneiden*, *Angew Math. Mech*, 15 (1921).
- Rankine, W. M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 9-27.

- Rankine, WJ Macquorn. On the mathematical theory of the stability of earthwork and masonry. *Journal of the Franklin Institute*, 1857, vol. 63, no 2, p. 84-85.
- Recordon, E. *Mécanique des sols*. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Département de génie civil, 1985.
- Sanglerat, G., Olivari, G., & Cambou, B. «Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations2. », 2^e édition, Dunod, Paris, 1983. pp 1-124.
- Schneebeli, G. (1955). Expériences sur la limite de validité de la loi de Darcy et l'apparition de la turbulence dans un écoulement de filtration. *La Houille Blanche*, (2), 141-149.
- Schober, P. (2011). Hydraulic heave at the excavation walls with under-flow of small-embedded depth and filter layers at the excavation side of the wall. In *Geotechnical Engineering: New Horizons: Proceedings of the 21st European Young Geotechnical Engineers' Conference*, Rotterdam 2011 (p. 40). IOS Press.
- Schober, P., C. Boley, and B. Odenwald. "Hydraulic Heave Safety at Excavations with Surcharge Filters." 3rd International Symposium on Geotechnical Safty and Risk (ISGSR). Vol. 2. No. 03. 2011.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical state soil mechanics*.
- Soubra, A. H., Kastner, R., & Benmansour, A. (1998). Etude de la butée des terres en présence d'écoulement. *Revue française de génie civil*, 2(6), 691-707.
- Soubra, A.-H., Kastner, Richard, & Benmansour, A. Passive earth pressures in the presence of hydraulic gradients. *Géotechnique*, 1999, vol. 49, no 3, p. 319-330.
- Tanaka, T., & Verruijt, A. (1999). Seepage failure of sand behind sheet piles: The mechanism and practical approach to analyze. *Soils and foundations*, 39(3), 27-35.
- Tanaka, T., Hirose, D., Kusaka, T., & Nagai, S. (2009, January). Characteristics of Seepage Failure of Soil under Various Flow Conditions. In *The Nineteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. International Society of Offshore and Polar Engineers.
- Tanaka, T., Hori, H., & Inoue, K. (2002). Boiling occurred within a braced cofferdam due to two dimensionally concentrated seepage flow. In 3rd international symposium, geotechnical aspects of underground construction in soft ground (Vol. 23, No. 25, pp. 33-8).
- Taylor, Donald W. *Fundamentals of soil mechanics*. Soil Science, 1948, vol. 66, no 2, p. 161.
- Terzaghi, K. 1936. A fundamental fallacy in earth pressure computations. *J. Boston, Soc. Civil Engrs.* 23, 71–88.

- Terzaghi, K., and Peck, R.B. 1967. Soil mechanics in engineering practice. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons.
- Terzaghi, Karl. Theory of Consolidation. John Wiley & Sons, Inc., 1943.
- Vaughan, P. R. (1989). Non-linearity in seepage problems-theory and field observation. *De Mello Volume, Edgard Blucher Ltda., Sao Paulo, Brasil*, 501-516.
- Vermeer, Pieter A., and R. De Borst. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock." *HERON*, 29 (3), 1984 (1984).
- Verruijt, Arnold. "Computational geomechanics", Chap 4: "Beam on elastic foundation" & Chap 5:"Sheet pile walls" 27p. Kluwer Academic Publishers. Dordrecht / Boston / London 1995. ISBN 0-7923-3407-8.
- Verruijt, Arnold. The screen version of the book « Soil Mechanics » 2005 & 2006, used at the Delft University of Technology (<http://géo.verruijt.net>).
- Wilkins, M. L., & Adler, B. (1964). Methods in computational physics. Calculation of elastic-plastic flow, 211-263.
- Wudtke, R. B. (2008, September). Failure Mechanisms of Hydraulic Heave at Excavations. In 19th European young geotechnical engineers' conference, Gyor, Hungary.
- Zienkiewicz, O. C., the Finite Element Method in Engineering Science (1st Edition) McGraw-Hill, New York (1971).

ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE DES FOUILLES EN PRESENCE D'ÉCOULEMENT

Bensmaine Aissa

Résumé

La conception des batardeaux et des excavations est souvent dominée par l'écoulement de l'eau autour des écrans de soutènement en palplanches. Suite à la mise hors d'eau de l'excavation protégée par le batardeau, le mouvement de l'eau dans le sol du côté amont vers le côté aval de l'écran influe sur la stabilité de l'écran, où un soulèvement d'un bloc de sol devant la fiche, un phénomène de renard, une liquéfaction du sol, ou une rupture mécanique par réduction de la pression passive des terres peuvent se produire.

Plusieurs méthodes de calcul de la stabilité vis à vis de la rupture hydraulique ont été proposées dans la littérature, conduisant parfois à des différences cruciales dans les valeurs de la perte de charge hydraulique provoquant la rupture. Dans cette thèse, l'objectif de la présente étude est l'analyse de la stabilité des excavations en présence d'écoulement d'eau autour des écrans de soutènement en palplanches. Ceci, à travers l'évaluation analytique (modélisation analytique) en utilisant la méthode classique, et numérique en utilisant le code FLAC^{2D} en différences finies, de la perte de charge hydraulique critique déclenchant la rupture hydraulique et un mécanisme de rupture par rotation d'un écran de soutènement en palplanches encastré dans un terrain horizontal, semi infini, et constitué de sable homogène, en tenant compte des deux cas de l'isotropie et de l'anisotropie en perméabilité du milieu sol.

Les résultats obtenus montrent que pour un écran en palplanches libre, la rupture est obtenue par un mécanisme de rotation. Cependant, si le mécanisme précédent est empêché, par exemple par l'étalement de l'écran en palplanches, la perte de charge hydraulique critique augmente et la rupture se produit par bouillonnement ou par soulèvement de sol devant la fiche de l'écran du côté aval. Il est également constaté, qu'en présence d'écoulement, la perte de charge critique et les formes du mécanisme de rupture sont fortement influencés par les caractéristiques du sol et de l'interface sol/structure pour un milieu isotrope. La sensibilité diminue avec l'augmentation de l'anisotropie en perméabilité du milieu en cas de rupture hydraulique. Cependant, pour la rupture mécanique par un mécanisme de rotation, la sensibilité à l'anisotropie du milieu est pratiquement négligeable. Mais la perte de charge critique est également influencée par les caractéristiques du sol et de l'interface sol/écran.

Mots clés : batardeau ; rupture hydraulique des sols ; rupture des soutènements, rideaux en palplanche ; parois moulées ; pression latérale des terres ; pressions interstitielles ; excavations profondes ; analyse de la stabilité, anisotropie en perméabilité.

