

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université colonel EL HADJ LAKHDAR de BATNA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

Magister en hydraulique

OPTION : Mobilisation des ressources hydriques et leurs impacts sur
l'environnement

Thème :

**Modélisation par la MEF du comportement d'un
remblai granulaire en serre dans une galerie et
soumis à la poussée d'un noyau d'argile gonflante**

Présenté par :

Le :07/07/2010

KHALDI RAMZI

Devant le jury composé de :

Président : A.Boudoukha Pr U de Batna

Rapporteur : T.Karech M.C.A U de Batna

Examineurs : M.Baheddi M.C.A U de Batna

A.Beroual M.C.A U de Constantine

Remerciements

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé dans la préparation de ce mémoire.

Tout d'abord, je veux remercier Monsieur Karech Toufik, Maître de Conférences à l'Université Colonel El hadj L'akhdar Batna , de m'avoir accueilli au sein de son bureau et d'avoir accepté l'encadrement de ce travail. La confiance et la rigueur qu'il m'a témoignées m'ont permis de mener à bien toutes ces recherches malgré les conditions pas toujours évidentes.

Je remercie sincèrement Monsieur Boudoukha Abderrahmane, professeur à l'Université Colonel El hadj L'akhdar Batna, qui me fait l'honneur de présider le jury de mon mémoire. Je lui exprime mon profond respect.

Je veux adresser tous mes remerciements à Monsieur Baheddi mohamed, Maître de Conférences à l'Université Colonel El hadj L'akhdar Batna ; d'avoir accepté d'examiner mon travail et de participer dans son Jury.

J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Beroual Ahmed Maître de Conférences à l'Université de Constantine , qui a accepté d'être membre de mon jury.

J'exprime toute mon amitié à tous mes collègues aidé à l'accomplissement de ce mémoire.

Je terminerai en remerciant mes parents ; ainsi que mes frères et ma sœur, pour leurs encouragements, leur estime et leur patience dont ils ont fait preuve pendant toutes ces longues années.

Résumé

Le stockage en formation géologique profonde est l'une des solutions possibles pour la gestion à très long terme des déchets radioactifs de Haute Activité et à Vie Longue (HAVL). Et les dispositifs de ce stockage les plus couramment invoqués pour ces déchets nucléaires font intervenir une barrière ouvragée argileuse devant assumer un rôle de protection mécanique, de recompression des fissures apparues dans le massif au cours de la réalisation des galeries et des différentes alvéoles de stockage, de confinement et de rétention des éléments. Ainsi assurant un contact intime avec le milieu géologique. Par analogie avec les systèmes naturels, l'augmentation de température autour du colis de déchets peut modifier de manière significative la nature et la configuration de la barrière ouvragée et en particulier ses propriétés mécaniques et physico-chimiques. Pour cela le confinement à court terme du noyau est envisagé par la construction de murs en béton. En revanche à long terme, (la durée de vie de certains radionucléides peut atteindre 10^6 année) le béton perdant sa cohésion, le soutènement doit être envisagé par un remblai granulaire dilatant sous la poussée due au gonflement de l'argile (BO).

le comportement du remblai enserré dans le milieu géologique et soumis à la poussée de la barrière ouvragée d'argile est étudié par une approche de type milieu discret (Samuel Masson, Juan Martinez et J-C Robinet). L'originalité de ce travail est d'étudier une approche continue qui traite le matériau d'un point de vue macroscopique à travers des lois de comportement issues de la mécanique des milieux continus, qui a permis de rendre compte, d'une manière satisfaisante ; de l'ensemble des résultats obtenus par la méthode précédente.

Abstract

Storage in deep geological formations is one of the options for managing very long-term Radioactive Waste High Activity and Long Life (hall). And such storage devices most commonly invoked for those involving nuclear waste a clay engineered barrier to assume a protective role mechanical recompression of cracks in the solid during the realization of galleries and individual cells of storage, containment and retention of components. Thus ensuring an intimate contact with the geological environment. By analogy with natural systems, increasing temperature around the waste packages can significantly alter the nature and configuration of the engineered barrier and in particular its mechanical properties and physico-chemical. To this the short-term containment of the nucleus is considered by the construction of concrete walls. In contrast to long term (life of some radionuclides can reach 10^6 years) concrete loses its cohesion, retaining walls must be considered by dilating granular fill his thrust due to swelling clay (BO).

Behavior of embankment contained in the geological environment and subjected to the thrust of the fence wrought clay is studied by an approach like environment discrete (Samuel Masson, Juan Martinez and JC Robinet). The originality of this work is to investigate a continuous approach that treats the material point of view through macroscopic behavior laws from mechanics continus. that media has allowed to report satisfactorily; of all results obtained by the previous method.

ملخص

إن التخزين في التكوينات الجيولوجية العميقة هي إحدى الخيارات المتاحة للمعالجة الجيدة على المدى الطويل للنفايات النووية المشعة، العالية النشاط وذات العمر الطويل ، و مخططات تخزين هذه النفايات النووية الأكثر شيوعا تنطوي على حاجز من الطين ليتولي هذا الأخير دورا وقائيا ألا وهو مقاومة التصدعات الناتجة عن أعمال انجاز الأنفاق وخلايا التخزين الفردية ، كذلك احتواء ، والاحتفاظ بالعناصر المشعة. وأيضا لضمان وجود اتصال حميم مع المحيط الجيولوجي. و قياسا بالنظم الطبيعية، وبارتفاع درجة الحرارة في جميع أنحاء حزم النفايات يمكن أن يغير كثيرا من طبيعة وتكوين الحاجز وعلى وجه الخصوص الخصائص الميكانيكية والفيزيائية والكيميائية. وللحفاظ على هذا السد يعتبر بناء الجدران الخرسانية حلا لكن للمدى القصير لان الجدران الخرسانية الساندة تفقد تماسكها بسبب الحرارة . في المقابل على المدى الطويل (حياة بعض النويدات المشعة يمكن أن تصل إلى مليون سنة) ولهذا توجب للحفاظ على الحاجز أن يكون مسندا بواسطة كتبان رملية قابلة للتمدد تحت قوة دفع حاجز الصلصال.

إن دراسة التغيرات الميكانيكية للرمال المحجوز في الوسط الجيولوجي و الخاضع لقوة دفع الحاجز الطيني كان موضوع دراسة عن طريق استعمال الأوساط المنفصلة، في حين إن (Samuel Masson, Juan Martinez et J-C Robinet) براءة هذه الدراسة تكمن في استعمال العناصر المنتهية التي تدرس المادة (الرمال) من ناحية المنظار الشامل عن طريق قوانين دراسة التغيرات المستخلصة من ميكانيكا الأوساط المستمرة، التي مكنتنا من الحصول على نتائج مرضية مقارنة بالمحصل عليها بالطريقة السابقة.

Sommaire

Remerciements	1
Résumé	2
Sommaire.....	4
Listes de figures	9
Listes de tableaux	13
Notations principales	14
Introduction générale	17
1 Les déchets radioactifs	21
1.1 Introduction.....	21
1.2 Définition.....	21
1.3 Nature et classification des déchets radioactifs... ..	21
1.3.1 Le niveau de radioactivité.....	21
1.3.2 La période radioactive	21
1.4 Différents types de déchets.....	22
1.4.1 Les déchets de haute activité (HA) et les déchets de moyenne activité et à vie longue (MAVL)	22
1.4.2 Les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (FMA-VC)	22
1.4.3 Les déchets de très faible activité (TFA)	23
1.4.4 Les déchets de faible activité à vie longue (FA-VL).....	23
1.4.4.1 Les déchets radifères	23
1.4.4.2 Les déchets de graphite	23
1.5 Conclusion	23
2 Stockage géologique.....	25
2.1 Introduction.....	25
2.2 Principe et problématique.....	25
2.3 Phénoménologie d'un stockage.....	26

2.4 Constitution de système de stockage.....	27
2.5 Le milieu géologique - critères techniques de choix de site.....	27
2.5.1 Introduction.....	27
2.5.2 Stabilité	28
2.5.3 Hydrogéologie	28
2.5.4 Respect d'une profondeur minimale	28
2.5.5 Les étapes du choix.....	29
2.6 Les sites favorables de stockage en couche géologique profonde à l'international.....	29
2.7 Choix du concept.....	31
2.8 Conclusion.....	34
3 Barrières ouvragées.....	36
3.1 Introduction.....	36
3.2 Constitution	37
3.3 Perméabilité de la barrière ouvragée	37
3.4 Problématique.....	37
3.5 Les sables.....	37
3.5.1 Présentation du remblai granulaire.....	37
3.5.2 Propriétés	38
3.6 Différentes échelles d'observation.....	38
3.6.1 Echelle microscopique.....	39
3.6.1.1 Désordre microstructural anisotrope.....	39
3.6.1.2 La théorie de diffusion des vides	39
3.6.2 Approche macroscopique.....	39
3.7 Conclusion.....	40
4 La modélisation.....	42

4.1 Introduction.....	42
4.2 Mécanique des milieux continus appliquée aux sols.....	42
4.2.1 Lois de comportement et mécanique des milieux continus.....	42
4.2.2 Écriture d'une loi de comportement pour un matériau.....	43
4.2.3 Restrictions imposées aux lois de comportement.....	43
4.2.4 Fonctionnelle mémoire et écriture incrémentale.....	44
4.2.5 Lois de comportement et essais de laboratoire.....	46
4.3 Lois de comportement des sols.....	46
4.3.1 Introduction.....	46
4.3.2 Principes de modélisation du comportement des sols.....	46
4.3.3 Schémas théoriques de comportement.....	47
4.3.4 Essais de laboratoire et lois de comportement des sols.....	48
4.3.4.1 Essais triaxiaux.....	48
4.3.4.2 Essais œdométriques.....	50
4.4 Comportement des argiles naturelles.....	51
4.4.1 Comportements typiques des argiles.....	51
4.4.2 Effets du temps sur le comportement des argiles.....	53
4.4.3 Anisotropie du comportement des argiles.....	53
4.4.4 Autres paramètres d'état.....	53
4.5 Comportement des sables.....	54
4.5.1 Généralités.....	54
4.5.2 Notion d'état critique.....	55
4.5.3 Notions d'état caractéristique et de dilatance.....	55
4.5.4 Relation contrainte-dilatance de Rowe.....	57
4.6 Développement et validation des lois de comportement.....	57
4.6.1 Principes de développement d'une loi de comportement.....	57
4.6.2 Aspect tridimensionnel des lois de comportement.....	57

4.7 Lois de comportement usuelles.....	58
4.7.1 Généralités.....	58
4.7.2 Loi de comportement de Mohr-Coulomb.....	59
4.7.3 Modèles de Cambridge (ou modèles Cam-Clay).....	60
4.7.3.1 Étude de l'essai de compression isotrope.....	60
4.7.3.2 Notion d'état critique.....	62
4.7.3.3 Équations des modèles Cam-Clay.....	62
4.7.3.4 Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié.....	64
4.7.4 Modèle de comportement MÉLANIE.....	65
4.7.4.1 Équations du modèle MÉLANIE en déformation plane.....	65
4.7.4.2 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE.....	69
4.7.4.3 Extension du modèle MÉLANIE aux problèmes tridimensionnels.....	70
4.7.5 Modèle de Nova.....	72
4.7.5.1 Équations de la loi de comportement.....	72
4.7.5.2 Détermination des paramètres du modèle de Nova.....	74
4.8 Modélisation des massifs de sols saturés	74
4.8.1 Modèles de calcul pour les massifs de sols saturés.....	74
5 Modélisation numérique des lois de comportement.....	78
5.1 Introduction.....	78
5.2 Modélisation des interactions sols-fluide-structure.....	78
5.3 Approche simplifiée : comportements à court terme et à long terme.....	79
5.3.1 Cas des sols cohérent.....	79
5.3.2 Comportement des sols pulvérulents.....	80
5.4 Élaboration des modèles.....	80
5.4.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques.....	80
5.4.2 Hypothèses sur le comportement des matériaux.....	82
5.4.3 État initial hydraulique et mécanique.....	83

5.4.4 Pratique de la modélisation numérique.....	84
5.5 Conclusion.....	84
6. analyse numérique du model.....	87
6.1 Code de calcul.....	87
6.2. Choix de la loi de comportement	87
6.2.1 Le module d'Young (E)	87
6.2.2 Le coefficient de Poisson (ν).....	88
6.2.3 Autres paramètres dont dépend la rigidité du sol	88
6.2.4 La cohésion (c).....	89
6.2.5 L'angle de frottement (ϕ).....	89
6.2.6 L'angle de dilataance (Ψ).....	90
6.3 Application numérique du modèle.....	90
6.4 Propriétés des couches de remblai.....	90
6.5 Calcul d'interaction.....	90
6.5.1 Phasage de calcul.....	91
6.6 Etude paramétrique.....	97
6.6.1 Influence du poids volumique sec.....	97
6.7 Etude comparative.....	115
6.8 Conclusion.....	117
7. Conclusion générale.....	118
8. Références bibliographique.....	119

Liste de figure

Figure 2-1 Principe de stockage du projet Yucca Mountain.....	25
Figure 2-2 Modèle informatique du comportement du stockage Yucca Mountain.....	26
Figure 2-3 - Éléments d'une installation de stockage.....	31
Figure 2-4 - Éléments d'une installation de stockage. Principe de la séparation des zones de stockage des différents colis stockables.....	32
Figure 2-5 - Éléments d'une installation de stockage. Vue en perspective avec position de différents bouchons et scellements.....	33
Figure 3-1 barrière ouvragée.....	36
Figure 4-1 -Les modèles élastiques non linéaires ou hypoélastiques et isotropes comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang.....	47
Figure 4-2 - Etats de chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique.....	48
Figure 4-3 - Résultats typiques d'un essai de cisaillement consolidé isotropiquement et non drainé (CIU) à l'appareil triaxial.....	49
Figure 4-4 -Résultats typiques d'un essai de cisaillement consolidé isotropiquement et drainé (CID) à l'appareil triaxial.....	50
Figure 4-5 - Résultats typiques d'un essai de consolidation anisotrope à l'appareil triaxial...50	50
Figure 4-6 -limites du domaine des faibles déformations pour l'argile de Cubzac-les- ponts à 4,5m de profondeur, représentée dans l'espace des contraintes effectives $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_2) / 2$; $t = (\sigma'_1 - \sigma'_2) / 2$	52
Figure 4-7 -définition de l'état caractéristique.....	56
Figure 4-8 – Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.....	60
Figure 4-9 – Représentation d'un essai de compression isotrope.....	61
Figure 4-10 – Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q).....	63
Figure 4-11 – Représentation de l'écroûissage pour le modèle Cam-Clay.....	63
Figure 4-12 - Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE.....	66
Figure 4-13 – Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE.....	67
Figure 4-14 – Définition du paramètre d'écroûissage s'_p	69

Figure 4-15 – Surfaces de charge du modèle MÉLANIE.....	71
Figure 6-1- Définition de E_0 et de E_{50}	87
Figure 6-2 - Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.....	89
Figure 6-3 - Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.....	89
Figure 6-4 - Principe de l'ouvrage.....	90
Figure 6-5 - Contraintes effectives phase initiale.....	91
Figure 6-6 - Génération du maillage.....	92
Figure 6-7 - Déplacements horizontaux totaux.....	92
Figure 6-8 - Déplacement horizontal observé à $x=5m$ du front ($\gamma_d=15.0kn/m^3$).....	93
Figure 6-9 - Déplacement horizontal observé à $x=10m$ du front ($\gamma_d=15.0kn/m^3$).....	93
Figure 6-10 - Déplacement horizontal observé à $x=15m$ du front ($\gamma_d=15.0kn/m^3$).....	94
Figure 6-11- Courbe d'évolution déplacements – forces point A.....	94
Figure 6-12 -Courbe d'évolution déplacements – forces point B.....	95
Figure 6-13- Courbe d'évolution déplacements – forces point C.....	95
Figure 6-14- Courbe d'évolution déplacements – forces point.....	96
Figure 6-15 - Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d=15.0kn/m^3$).....	96
Figure 6-16 -essai Proctor.....	97
Figure 6-17 -Déformation de maillage ($\gamma_d=17.2 kn/m^3$).....	98
Figure 6-18- Déplacement horizontal extrême ($\gamma_d=17.2 kn/m^3$).....	98
Figure 6-19- Déplacement horizontal observé à $x=5m$ du front ($\gamma_d=17.2 kn/m^3$).....	99
Figure 6-20- Déplacement horizontal observé à $x=10m$ du front ($\gamma_d=17.2 kn/m^3$).....	99
Figure 6-21- Déplacement horizontal observé à $x=15m$ du front ($\gamma_d=17.2 kn/m^3$).....	100
Figure 6-22- Courbe évolution déplacement force.....	100

Figure 6-23- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 17.2 \text{ kn/m}^3$).....	101
Figure 6-24- Déformation du maillage ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$)	101
Figure 6-25- Déplacement horizontal extrême ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$)	101
Figure 6-26- Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$).....	102
Figure 6-27- Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$).....	102
Figure 6-28- Déplacement horizontal observé à $x=15\text{m}$ du front ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$).....	103
Figure 6-29- Courbe évolution déplacement force.....	103
Figure 6-30- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 19.3 \text{ kn/m}^3$).....	103
Figure 6-31- Courbes récapitulatif des déplacements à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 15.0 ; 17.2$ et 19.3).....	104
Figure 6-32- Génération du maillage ($\gamma_d = 15.0 \text{ kn/m}^3$).....	105
Figure 6-33- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d = 15.0 \text{ kn/m}^3$).....	105
Figure 6-34- Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front.....	105
Figure 6-35- Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front.....	106
Figure 6-36- Déplacement horizontal observé à $x=15\text{m}$ du front.....	106
Figure 6-37- Courbe évolution déplacement force point A.....	107
Figure 6-38- Courbe évolution déplacement force point B.....	107
Figure 6-39- Courbe évolution déplacement force point C.....	107
Figure 6-40- Courbe évolution déplacement force.....	108
Figure 6-41- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 15.0 \text{ kn/m}^3$).....	108
Figure 6-42- Déformation du maillage ($\gamma_d = 17.2 \text{ kn/m}^3$).....	108
Figure 6-43- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d = 17.2 \text{ kn/m}^3$).....	109
Figure 6-44- Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front.....	109
Figure 6-45- Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front.....	110
Figure 6-46- Déplacement horizontal observé à $x=15\text{m}$ du front.....	110

Figure 6-47- Courbe évolution déplacement –force.....	111
Figure 6-48- déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 17.2 \text{kn/m}^3$).....	111
Figure 6-49- Déformation du maillage ($\gamma_d = 19.3 \text{kn/m}^3$).....	112
Figure 6-50- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d = 19.3 \text{kn/m}^3$).....	112
Figure 6-51- Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front.....	112
Figure 6-52- Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front.....	113
Figure 6-53- Déplacement horizontal observé à $x=15\text{m}$ du front.....	113
Figure 6-54- Courbe évolution déplacement –force.....	114
Figure 6-55- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 19.3 \text{kn/m}^3$).....	114
Figure 6-56- Récapitulatif des déplacements à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 15.0 ; 17.2$ et 19.3) et pour un déplacement imposé égale 1m	115
Figure 6-57- Graphe récapitulatif des déplacements horizontaux à 5m du front.....	116
Figure 6-58- Graphe récapitulatif des déplacements horizontaux à 10m du front.....	116
Figure 6-59- Graphe récapitulatif des déplacements horizontaux à 5m du front.....	117

Liste de tableaux

Tableau 1- Critères de plasticité usuels pour les sols.....	58
Tableau 2- Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écroutissage p_c	62
Tableau 3- Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay.....	65
Tableau 4- Détermination des paramètres de modèle de Mélanie.....	69
Tableau 5- Expression de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (modèle de Nova).....	73
Tableau 6- Comportements et modélisation des sols saturés.....	75
Tableau 7- Elaboration des modèles et étude géotechnique.....	82

Notations principales

Paramètres	Définition
C	la cohésion.....KN/m ²
C _c	indice de compression.....-
de ^p	l'indice des vides incrémental.....-
Dσ _{ij}	taux de contrainte-
dε _a	taux de déformation axial.....-
dε _{kl}	taux de déformation.....-
dε ^p _{vol}	taux de déformation volumique pour l'écoulement plastique.....-
e _i	indice de vide correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p ₁ (p ₁ =1 kPa)-
e _o	indice de vide initial.....-
e ^p	paramètre d'écrouissage
E' _h	module de déformation linéaire effective horizontal KN/m ²
E' _v	module de déformation linéaire effective verticale(module d'Young) KN/m ²
F	fonction de charge.....-
f _i	forces de masse KN
F* _{ij}	fonctionnelle mémoire.....-
G(p, q, pc)	potentiel plastique.....
G' _{th}	module de cisaillement effectif dans un plan vertical.....
K	caractéristiques de la résistance au glissement des grains.....
k _h	coefficient de perméabilité horizontalem/day
k _v	coefficient de perméabilité verticale..... m/day
K ^{nc} _o	coefficient de pression des terres au repos.....
K ^{oc} _o	coefficient de pression des terres au repos dans l'état surconsolidé initial.....
M	constante du sable.....

P'	contrainte effective moyenne.....	KN/m^2
p_c	contrainte correspond à l'intersection de la surface de charge avec l'axe de	
p	compression isotrope.....	KN/m^2
q	déviateur des contraintes.....	KN/m^2
s_r	degré de saturation	
s'_p	contrainte liée au paramètre d'écroutissage.....	KN/m^2
$U_{i,j}$	la dérivation de la composante U_i du déplacement par rapport à la	
	composante j	
$U_{j,i}$	la dérivation de la composante U_j du déplacement par rapport à la	
	composante i	
\ddot{U}_i	la dérivation seconde de la composante du déplacement par rapport du temps	
v	volume spécifique.....	m^3
α_w	coefficient de compressibilité.....	
τ	contrainte de cisaillement	KN/m^2
σ'_1	contrainte effective principale dans la direction principale numéro 1.	KN/m^2
σ'_2	contrainte effective principale dans la direction principale numéro 2.	KN/m^2
σ'_3	contrainte effective principale dans la direction principale numéro 3.	KN/m^2
σ'_{ho}	contrainte effective initiale horizontale	KN/m^2
σ'_p	pression de consolidation.....	KN/m^2
σ'_{vo}	contrainte effective initiale verticale	KN/m^2
ϵ_a	déformation axial.....	-
ϵ_{ij}	tenseur de déformation.....	-
ϵ_{vol}	déformation volumique.....	-
ϵ_1	déformation dans la direction principale numéro 1	-
ϵ_2	déformation dans la direction principale numéro 2.....	-

ε_3	déformation dans la direction principale numéro 3.....-
ρ	la masse volumique kg/m^3
ν'_{vh}	coefficient de poisson dans un plan vertical..... -
ν'_{hh}	coefficient de poisson dans un plan horizontal.....-
φ_c	angle de frottement interne caractéristique..... $^\circ$
φ'	l'angle de frottement..... $^\circ$
Ψ	angle de dilatance $^\circ$
δ_{ij}	le tenseur de Kronecker.....-

Introduction générale

Le contexte industriel (le stockage des déchets nucléaires)

L'essentiel de l'électricité consommée en pays développés est actuellement issu de la production nucléaire. Divers avantages ont contribué à l'essor de ce mode de production (indépendance énergétique vis à vis des pays pétroliers, rendement élevé, faible coût, peu de dégagement de gaz à effet de serre...). Ainsi, les propriétés des rayonnements radioactifs permettent leur utilisation dans de nombreux domaines : recherche scientifique, sous-marins et porte-avions à propulsion nucléaire, imagerie médicale, radiothérapie, conservation des aliments, datation de sites préhistoriques au carbone 14, l'aérospatial, etc.

Ces avantages ont cependant désormais un prix, celui de la gestion des déchets nucléaires.

Pour cela, et à titre d'exemple l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA) a été chargée, en coopération avec le Commissariat à l'Energie Atomique, de participer à la définition et de contribuer aux programmes de recherche et de développement concernant la gestion à long terme des déchets radioactifs'' (extrait du journal officiel de la République française, du 01.01.1992, pp10-12). En collaboration avec les deux organismes cités précédemment, les centres de recherches d'EDF et du Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC) participent activement aux recherches sur la caractérisation et la modélisation des matériaux susceptibles d'être utilisés pour les ouvrages de stockage des déchets nucléaires. Le travail présenté ci-dessous concerne l'un de ces matériaux d'étude, le sable. La décroissance radioactive des déchets les plus actifs pouvant s'étendre sur plusieurs milliers d'années, les concepts de stockage doivent répondre à de nombreux impératifs, tant du point de vue de la sûreté des colis que de la protection de l'environnement. A cet effet, certains scénarios envisagent la présence d'une zone intermédiaire entre les "colis" et le site d'accueil. Cette zone intermédiaire est plus couramment désignée sous le nom de barrière ouvragée (B.O.).

La B.O. a pour principale fonction de protéger le site d'une éventuelle diffusion des radionucléides. En effet, à long terme, l'altération partielle ou totale des colis ne peut être exclue. La B.O. doit alors pouvoir exercer un confinement efficace des radionucléides qui se seraient échappés. Dans certains concepts de stockage, la B.O. pourrait être fabriquée à l'aide de briques. Pour ce type de construction, des vides technologiques restent à la fin de la mise en place de la barrière (entre les briques et à la périphérie de l'ouvrage). Ces vides viennent modifier les propriétés de la B.O. par rapport à celles déterminées sur des échantillons de matériau B.O.. Les possibilités d'écoulement qu'offrent ces vides viennent notamment modifier la perméabilité à l'eau. L'efficacité de la B.O. dépend donc non seulement des propriétés du matériau B.O. Mais aussi de la continuité du milieu et des surfaces d'échanges développées avec le site d'accueil et les colis. Par rapport à la continuité du milieu, le gonflement de certains matériaux lorsqu'ils s'hydratent pourrait être

une propriété intéressante pour le colmatage des vides, ainsi que pour la cicatrisation des fissures qui pourraient se produire au cours du vieillissement de la barrière.

La faible perméabilité à l'eau et le pouvoir de gonflement de certains matériaux argileux font d'eux des candidats potentiels pour ces barrières.

Le cadre de l'étude

Au moment de sa mise en place dans la galerie souterraine, la barrière d'argile est non saturée. Progressivement, avec l'arrivée des eaux du site, l'argile située au niveau du périmètre extérieur de la B.O. (interface site/B.O.) se ré sature. A l'opposé (interface B.O./colis), sous l'effet de la chaleur dégagée par les déchets, l'argile proche des colis se dé sature. Sous l'action de ces deux phénomènes antagonistes, la B.O. se déforme (les vides technologiques laissés pour la mise en place de la B.O. contribuent également à la déformation initiale de la barrière). Le confinement à long terme de la B.O. (noyau d'argile) est envisagé par un remblai granulaire dilatant et avec le temps, la température des colis diminue et la ré- saturation s'accroît. Si la B.O. conserve sa capacité de gonflement malgré les sollicitations thermiques, elle devrait donc se retrouver confinée entre le site et les colis.

Dans ce mémoire la modélisation du comportement de la B.O. va s'accroître sur le remblai de sable portant donc sur les aspects mécaniques du comportement à l'échelle macroscopique.

Le contenu du mémoire

Le premier chapitre de ce Mémoire est une présentation du problème générale où nous définissons les déchets radioactifs ainsi que les critères de classifications et les solutions prévues à leur gestion, à la fin de ce chapitre on spécifie le mode de gestion adéquat pour lequel le reste de ce travail se déroule.

Le deuxième chapitre est consacré au concept de stockage en formation géologique profonde. Nous expliquons les différents critères de choix du site, et les étapes qui en découlent. Ainsi nous faisons une revue rapide des roches susceptibles d'intéresser le stockage.

Le troisième chapitre est consacré à la barrière ouvragée. Où on dévoile le type de matériau pour sa constitution (smectite) ainsi le scénario d'évolution de sa perméabilité au fur et à mesure qu'on avance dans le temps de stockage (durée de vie des déchets radioactifs), et montrons la solution fiable pour le confinement de la B.O. qui n'est que le remblai de sable que nous parlons dans ce même chapitre de ses propriétés et des différentes échelles d'observation mécanique.

Le chapitre suivant aborde la modélisation, en décrivons au premier lieu l'écriture d'une loi de comportement ainsi les restrictions imposées et le lien avec les essais aux laboratoires. Puis nous nous focalisons la formulation de lois de comportement sur deux types de sol : sol

cohérent (argile), et sol pulvérulent (sable). Et comme phase finale de ce chapitre nous citons les lois de comportement usuelles et leur intégration avec les éléments finis.

Le dernier chapitre concerne l'expérimentation numérique. Il débute par une description succincte du code de calcul. Et le choix de la loi de comportements. Puis nous réalisons quelques applications (modélisation numérique) au champ proche de notre modèle confinement de la B.O. dans un contexte de stockage. Et pour y en finir ce dernier une comparaison graphique entre les bases de résultats des deux approches microscopiques et macroscopiques a été menée.

Chapitre 1

Les déchets radioactifs

1 Les déchets radioactifs

1.1 Introduction

Dans ce mémoire on expose l'un du plus grand souci que l'homme a fait face durant son histoire d'existence ;(ou qu'il se soit lui-même donné ; d'ailleurs),c'est la gestion des déchets radioactifs qui concerne l'ensemble des pays industriels dotés de moyens de production d'électricité nucléaire ainsi le même problème se pose pour les déchets radioactifs militaire.

Avant d'entamé cette gestion, nous y sommes trouvé obligés de cité quelque définitions afin d'éclaircissez les choses ainsi d'assurer un déroulement harmonique dans cette thèse. Pour cela commençant par :

1.2 Définition :

Un déchet radioactif est une substance qui n'est pas réutilisable ni recyclable dans les conditions techniques et économiques du moment, et que son propriétaire destine à l'abandon. La particularité de ce déchet tient au fait qu'il contient des éléments radioactifs (radionucléides) en quantité telle que son rejet ou sa dispersion dans l'environnement n'est pas autorisé. [1]

1.3 Nature et classification des déchets radioactifs

Le système de classification des déchets radioactifs ne dépend pas directement de la façon dont sont générés les déchets. Ils sont classés notamment selon les deux critères suivants :

1.3.1 Le niveau de radioactivité

Il s'exprime généralement en becquerels (Bq) par gramme ou par kilogramme. Egalement appelé activité, le niveau de radioactivité correspond à la quantité de rayonnement émis par les éléments radioactifs (radionucléides) contenus dans les déchets. On distingue 4 niveaux d'activités différentes : haute activité (HA), moyenne activité (MA), faible activité (FA) et très faible activité (TFA).

1.3.2 La période radioactive

Elle s'exprime en années, jours, minutes ou secondes. Egalement appelé demi-vie, elle quantifié le temps au bout duquel l'activité initiale d'un radionucléide est divisée par deux. On distingue les déchets dont les principaux radionucléides ont une période courte (inférieure ou égale à 31ans) et ceux de période longue (supérieure à 31 ans).on considère généralement pour les premiers que la radioactivité est très fortement atténuée au bout de 10 périodes, soit près de 300 ans

On notera aussi le cas particulier des radionucléides utilisés pour les besoins de diagnostic en médecine, de durée de vie « très courte », c'est-à-dire dont la période est inférieure à 100 jours. Au bout d'un temps réduit, leur radioactivité atteint des niveaux très faibles. [4]

D'autres critères de classification font intervenir la dangerosité chimique et la nature physico-chimique des déchets.

A partir des critères internationalement reconnus, différents types de déchets ont été défini par l'Autorité de Sûreté Nucléaire, chacun nécessitant une gestion différente :

1.4 Différents types de déchets

1.4.1 les déchets de haute activité (HA) et les déchets de moyenne activité et à vie longue (MAVL) : ce sont principalement les déchets issus du cœur du réacteur, hautement radioactifs pendant des centaines de milliers, voire millions d'années.

Ces déchets de haute activité sous forme chimique solide et stable (généralement des oxydes) sont bloqués dans une matrice vitreuse. Ils dégagent de la chaleur et sont donc entreposés dans des installations ventilées.

Alors pour définir le mode de gestion de long terme pour les déchets à haute activité et à vie longue. Trois axes de recherche sont étudiés:

- Séparation chimique et transmutation,
- Stockage en couche géologique profonde définitif ou réversible,
- Entreposage de longue durée en surface ou subsurface.

L'entreposage en surface, voire en subsurface ne peut être, à l'évidence, une solution de long terme puisque, supposant une surveillance continue, elle reposerait sur l'assurance de la stabilité de notre civilisation sur une échelle de temps en rapport avec la durée de vie des radionucléides contenus dans les déchets, et donc, largement plus grande que l'échelle historique. La transmutation-incinération est théoriquement possible comme on peut le voir dans le livre [38]. Elle demande toutefois à être démontrée à un coût raisonnable. Il n'est pas évident qu'elle traite tous les radionucléides avec une efficacité suffisante permettant de supprimer la nécessité d'un stockage en site profond, même si les quantités en jeu devraient être considérablement réduites. Par ailleurs, les opérations de séparation des radioéléments puis de transmutation seraient elles-mêmes génératrices de déchets dont il faudra aussi assurer l'élimination. Le stockage en site profond doit donc être considéré comme la stratégie de référence, et c'est sur elle que porte le reste de cette contribution.

1.4.2 Les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (FMA-VC) : ce sont principalement les déchets technologiques (gants, combinaisons, outils, etc.) qui ont été contaminés pendant leur utilisation en centrale ou dans une installation du cycle. Leur nocivité ne dépasse pas 300 ans.

Les déchets FMA sont destinés à être stockés sur un site de surface. Ils sont d'abord solidifiés pour éviter la dispersion de la radioactivité, puis enrobés de béton, de résine ou de bitume pour éviter toute possibilité de réaction chimique et bloquer le déchet dans son conteneur. Ils sont finalement placés dans des conteneurs métalliques ou en béton, de bonne résistance mécanique et manipulables sans dispositions particulières de radioprotection.

Les conteneurs sont stockés en surface.

1.4.3 Les déchets de très faible activité (TFA) : ce sont principalement des matériaux activés provenant du démantèlement de sites nucléaires : ferraille, gravats, béton... Ils sont peu radioactifs mais les volumes attendus sont plus importants que ceux des autres catégories.

Les déchets TFA, principalement issus du démantèlement, sont compactés et conditionnés en big-bags ou en caissons métalliques. Ils sont rangés dans des alvéoles creusées dans l'argile, dont le fond est aménagé pour recueillir d'éventuelles eaux infiltrées pendant toute la durée du stockage.

1.4.4 Les déchets de faible activité à vie longue (FA-VL) :

Ils recouvrent principalement deux types de déchets dits « radifères » et « de graphite ».

1.4.4.1 Les déchets radifères :

Ils contiennent des radionucléides naturels dont une quantité notable de radium et/ou de thorium. Ils proviennent d'opérations de recherche et de traitement chimique de minerais. D'autres déchets radifères peuvent également provenir de l'assainissement de sites historiquement pollués au radium.

1.4.4.2 Les déchets de graphite :

Ils proviennent du démantèlement des premières centrales nucléaires et de certains réacteurs expérimentaux aujourd'hui arrêtés. Cette catégorie comprend également d'autres types de déchets tels que certaines sources scellées usagées, certains bitumes anciens, des objets radiologiques à usage médical (ORUM)... La durée de vie de ces déchets ne permet pas leur stockage dans les centres de surface. Ils ont besoin d'une période longue, jusqu'à 100 000 ans. Mais leur faible radioactivité ne justifie pas de les stocker à grande profondeur (de l'ordre de cinq cents mètres pour les déchets de haute activité et de moyenne activité à vie longue. [1])

1.5 Conclusion

La gestion des déchets radioactifs est essentiellement liée à la production d'énergie par les centrales nucléaires ; pour cela. La protection de l'environnement et de la santé publique doit être un objectif majeur de cette gestion, en évitant de faire porter aux générations futures le poids tant environnemental que financier de cette gestion. De fait, l'acceptabilité des filières est un critère essentiel quel que soit le pays considéré.

Pour ce travail on s'intéresse aux déchets de haute activité et moyenne activité à longue vie, et comme solution de gestion celle de stockage en milieu géologique profonde.

Chapitre 2

Stockage géologique

2. Stockage géologique

2.1 Introduction

Le stockage en couche géologique profonde est un mode de gestion des déchets radioactifs envisagé dans plusieurs pays pour les déchets de haute et moyenne activité à vie longue. Il consiste à conditionner ces déchets puis à les placer dans une formation géologique stable en interposant des barrières naturelles et artificielles entre les déchets et l'environnement. Ce mode de gestion repose sur la rétention des déchets pendant une durée suffisante pour assurer leur décroissance radioactive.

2.2 Principe et problématique

Le principe du stockage consiste à placer des colis de déchets à un endroit suffisamment éloigné de la biosphère pour que le retour des radionucléides ne puisse se faire qu'à l'issue d'une décroissance suffisante de leur activité. Il existe des milieux naturels à une certaine profondeur qui n'ont pas connu de modification depuis des millions d'années et qui n'ont pas échangé avec la biosphère (couche ou dôme de sel, couches d'argile ou massif de granite). C'est pourquoi on pense assez naturellement qu'un stockage en formation géologique profonde pourrait bénéficier de cette stabilité. Toutefois pour y déposer des colis il faut perturber le milieu et la condition essentielle pour profiter de cette pérennité d'isolement est le retour à « l'état initial » ce qui implique à minima un parfait scellement des accès. Cela dit les problèmes à résoudre sont nombreux, le premier étant de prévoir le comportement des composants du stockage et du stockage scellé lui-même sur des temps extrêmement longs, et le second de prévoir la date et les conditions de retour des radionucléides à la biosphère.

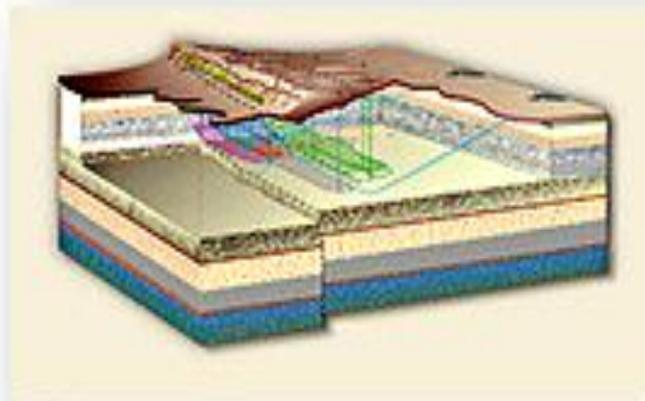


Figure 2-1 Principe de stockage du projet Yucca Mountain

2.3 Phénoménologie d'un stockage

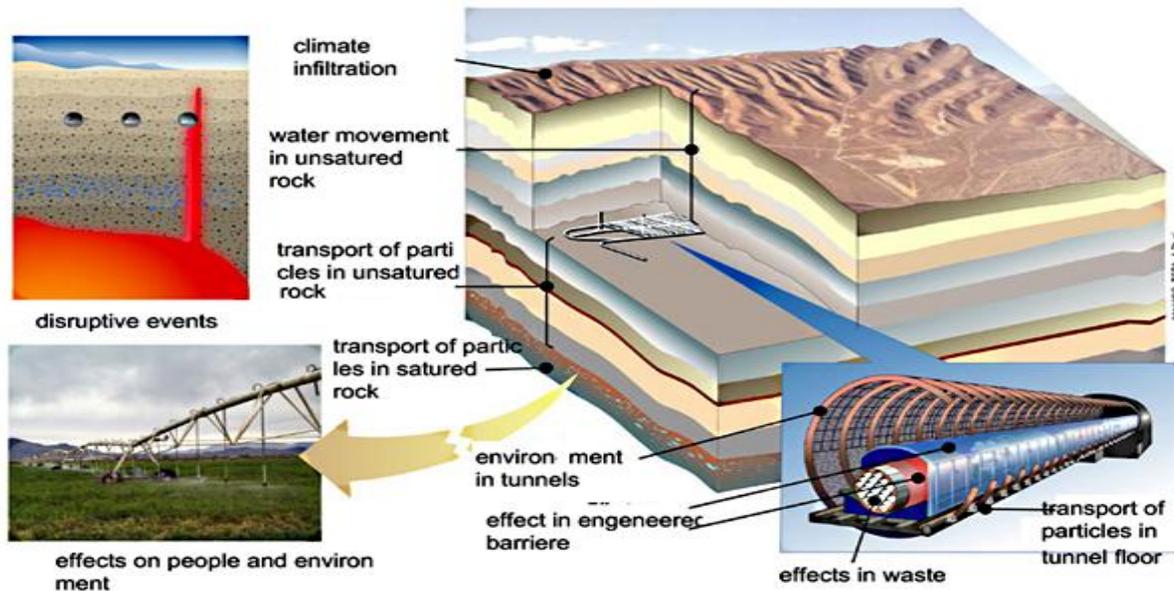


Figure 2-2 Modèle informatique du comportement du stockage Yucca Mountain[42]

L'eau est le principal facteur d'altération des colis de déchets radioactifs d'une part, et le principal vecteur des éléments radioactifs éventuellement relâchés dans la barrière géologique d'autre part. La modélisation des déplacements de l'eau dans le sous-sol est un problème complexe. Elle fait appel à la loi de Darcy qui est relative à un écoulement d'eau dans un milieu poreux. Dans ce type d'écoulement, c'est un différentiel de pression qui entraîne le déplacement de l'eau, celle-ci entraînant, en tout ou en partie, certains éléments avec elle.

Cependant, même si l'eau ne peut se déplacer, des éléments peuvent migrer si un différentiel de concentration est établi (on parle alors de diffusion moléculaire). Les considérations précédentes partent incidemment du principe que tous les atomes radioactifs stockés sont sous forme de composés solubles dans l'eau. Cependant le réacteur naturel d'Oklo (Afrique) qui a fonctionné des centaines de milliers d'années durant il y a près de deux milliards d'années, montre que le plutonium n'a migré que sur quelques décimètres avant de s'être complètement transmuté en uranium, ce qui a dû prendre quelques 100 000 ans environ. L'étude des minéraux naturels montre par ailleurs que des cristaux comme le zircon traversent des ères géologiques entières, et des cycles orogéniques de durée comparable, en restant inaltérés. Or, ils peuvent contenir de l'uranium, partiellement transformé en plomb. Le césium, que l'on pensait pouvoir migrer facilement, est immobilisé dans des minéraux tels que la rhodizite. Il est ainsi clair que la chimie géologique apporte des garanties de confinement pour des durées de l'ordre du milliard d'année, sachant que seulement quelques milliers d'années suffisent pour traiter les déchets ultimes artificiels.

2.4 Constitution de système de stockage

Le stockage souterrain de déchets radioactifs a pour but unique de confiner la radioactivité, c'est-à-dire interdire ou limiter, à un niveau suffisamment faible pour que ses conséquences soient acceptables, le transfert des matières radioactives vers l'environnement. Ici, on entend par « conséquences acceptables » des expositions aux rayonnements ionisants inférieures à des limites définies par la réglementation en vigueur : dans l'hypothèse d'une évolution sans accident, la limite est fixée à une fraction (un sixième) de l'exposition moyenne annuelle d'un individu par due à la radioactivité naturelle ; dans l'hypothèse d'évènements aléatoires, le caractère acceptable des expositions individuelles sera apprécié au cas par cas selon les situations envisagées (séisme, forage intrusif, ...). [13]

Pour atteindre cet objectif, le système de confinement en formation géologique profond a été défini, constitué de trois barrières successives :

1. les colis de déchets, constitué d'une matrice, d'un conteneur et d'un surconteneur,
2. les barrières ouvragées,
3. la barrière géologique.

Ce concept multibarrières est motivé par un principe de précaution en cas de défaillance d'une des barrières. De plus, ces barrières ont des rôles complémentaires, le massif devant a priori assurer le confinement à long terme (néanmoins, les deux autres barrières devront être conçues pour être aussi efficaces et durables que possibles, compte tenu de leurs rôles mais aussi de l'état des connaissances techniques et des facteurs économiques). Globalement, ces barrières auront pour fonctions :

- de protéger les déchets (de l'eau, des actions humaines intrusives).
- de retarder, pendant le délai nécessaire à une décroissance radioactive suffisante des radionucléides concernés, le transfert vers la biosphère des substances radioactives éventuellement relâchées par les déchets.

2.5 Le milieu géologique - critères techniques de choix de site

2.5.1 Introduction

Le milieu géologique isole les déchets des activités humaines et des perturbations géologiques de surface. Il s'oppose à la circulation d'eau au contact des composants ouvragés et des colis de déchets. Le rôle du milieu géologique, en particulier de la roche hôte, consiste également à confiner les substances radioactives relâchées en assurant une migration très lente et en favorisant les phénomènes de sorption dans les terrains traversés. Les investigations à mener sur le site pour caractériser les propriétés du milieu géologique doivent être guidées par des protocoles rigoureux ajustés aux besoins des modélisations quantitatives et aux spécificités du milieu géologique, mettant en œuvre les méthodes et outils les mieux adaptés.

Les critères essentiels de choix d'un site sont les suivants :

2.5.2 Stabilité

La stabilité du milieu géologique devra être telle que les éventuelles modifications des conditions initiales dues aux phénomènes naturels qui peuvent survenir (glaciation, sismicité, mouvements néotectoniques) restent acceptables du point de vue de la sûreté du stockage. Il est recommandé que le choix du site et la conception de l'installation de stockage soient tels que l'évolution du système de stockage puisse être déterminée sur une période de temps permettant une décroissance substantielle de l'activité des radionucléides présents dans l'inventaire des colis de déchets. En particulier, la stabilité du milieu géologique (qui englobe une évolution limitée et prévisible) devra être démontrée pour une période au moins égale à 10 000 ans.

2.5.3 Hydrogéologie

L'hydrogéologie du site devra être caractérisée par une très faible perméabilité de la formation hôte et un faible gradient de charge hydraulique. Un faible gradient régional hydraulique sera par ailleurs recherché pour les formations environnantes de la roche hôte. Des mesures hydrogéologiques devront être réalisées sur une zone beaucoup plus large que celle du site de façon à pouvoir bâtir des modèles d'écoulement prenant en compte les flux depuis les zones d'alimentation jusqu'aux exutoires. Ces modèles régionaux devront permettre de simuler la vitesse et la direction des circulations souterraines. Il convient de repérer, caractériser et prendre en compte les discontinuités ou les hétérogénéités conductrices d'eau dont la nature et la géométrie pourraient localement amoindrir la capacité de la roche hôte à participer aux fonctions de sûreté.

2.5.4 Respect d'une profondeur minimale

Le site devra être choisi de telle sorte que la profondeur retenue pour les ouvrages de stockage des déchets visés par la présente règle permette de garantir que la sûreté du stockage ne sera pas affectée de façon significative par les phénomènes d'érosion (notamment à la suite d'une glaciation), par l'effet d'un séisme, ou par les suites d'une intrusion humaine «banale». L'épaisseur de la zone superficielle pouvant être ainsi perturbée est a priori de l'ordre de 200 mètres.

- Absence de stérilisation de ressources souterraines extractibles

Le site devra être choisi de façon à éviter des zones pouvant présenter un intérêt exceptionnel en termes de ressources souterraines. D'autres propriétés devront être examinées. Ainsi :

- le choix du site devra tenir compte des propriétés mécaniques et thermiques de la roche qui conditionnent la faisabilité du stockage, c'est-à-dire la possibilité de réaliser une installation de stockage dont les effets sur le milieu géologique sont compatibles, d'une part avec les objectifs de sûreté en exploitation et après la fermeture du stockage, d'autre part avec la réversibilité du stockage ;
- une description quantitative des propriétés géochimiques du système devra être établie pour l'analyse des conditions de migration des radionucléides. En effet, les propriétés géochimiques de la roche jouent un rôle important dans la sûreté du stockage après la fermeture de l'installation dans la mesure où, d'une part elles peuvent avoir un effet sur

l'altération des colis et des composants ouvragés, d'autre part elles gouvernent les phénomènes de migration des radionucléides éventuellement relâchés.

Les différentes évaluations de sûreté réalisées en support du choix d'un site devront montrer que les propriétés du site retenu permettent le respect de l'objectif de protection de la santé des personnes et de l'environnement.

2.5.5 Les étapes du choix

Vers le choix d'un site, la première étape est la reconnaissance d'un site, faisant intervenir plusieurs disciplines des géosciences : géologie, hydrogéologie, géomécanique et géochimie. Cette étape doit permettre de proposer une représentation du fonctionnement initial du milieu géologique.

La deuxième étape consiste en la construction d'un laboratoire souterrain, permettant l'approfondissement des connaissances par la réalisation d'essais en place (in situ).

La troisième étape consiste en l'extrapolation des connaissances acquises à l'emprise du stockage.

Le problème de l'enfouissement a ceci d'original que la sûreté du stockage doit être assurée sur des durées plus longues, de plusieurs ordres de grandeur, que les plus longs essais envisageables. Un ordre de grandeur des durées concernées est 10^5 années, beaucoup plus donc que la durée de vie des ouvrages humains les plus anciens. La preuve de la faisabilité d'un stockage passe ainsi forcément par la modélisation numérique.

En géomécanique, par exemple, les trois phases ci-dessus correspondent aux trois axes majeurs de recherche, caractérisés par les essais de laboratoire, les essais in situ et la modélisation. Naturellement, les itérations sont nécessaires entre ces différentes phases, pour caractériser de plus en plus finement les phénomènes observés et réussir à capter peut-être les phénomènes très lents peu accessibles par l'expérience seule.

Trois types de roches sont envisagés, le sel, le granite et l'argile.

2.6 Les sites favorables de stockage en couche géologique profonde à l'international

Le stockage en couche géologique profonde est aujourd'hui considéré par la plupart des pays concernés comme la solution de référence pour la gestion définitive des déchets de moyenne ou haute activité et à vie longue. Les stratégies adoptées ainsi que le degré d'avancement des programmes en vue de l'ouverture d'un stockage en couche géologique profonde varie d'un pays à l'autre.

Les études et recherche en cours sont principalement centrées sur 3 types de formation géologiques :

- le granite,
- les formations sédimentaires, et plus particulièrement les couches d'argile,
- le sel.

Aux Etats-Unis : le WIPP (Waste Isolation Pilot Plant) accueille depuis 1999 des déchets militaires contenant des transuraniens dans des installations creusées dans une couche de sel.

En Allemagne : des déchets radioactifs de faible et moyenne activité ont été stockés jusqu'en 1978 dans le centre expérimental aménagé dans une ancienne mine exploitée dans un dôme de sel à Asse en Basse-Saxe. A Morsleben, sur le territoire de l'ex-Allemagne de l'Est, une autre ancienne mine de sel a servi d'installation de stockage de déchets radioactifs jusqu'en 1998. Toujours en Allemagne, un autre site vient d'être autorisé pour accueillir un stockage en couche géologique : le site de Konrad dans lequel l'ensemble des déchets radioactifs allemands ne dégageant pas de chaleur devraient être stockés. Il s'agit d'une ancienne mine de fer exploitée dans une formation sédimentaire.

En Finlande : Deux installations de stockages ont été creusées dans des formations granitiques, à des profondeurs de 70 à 100 m pour accueillir les déchets d'exploitation des centrales d'Olkiluoto et de Loviisa. Ces installations implantées à proximité de ces deux centrales sont en service depuis 1992 et 1997.

D'autres pays comme la Corée, le Canada ou la Hongrie envisagent d'avoir recours à des installations souterraines pour stocker leurs déchets de faible et moyenne activité, à vie longue mais aussi à vie courte. Il existe des stratégies de stockage diverses pour cette dernière catégorie de déchets (stockage en couche géologique pour certains et en surface pour d'autres) mais celles-ci sont motivées par des considérations autres que de sûreté (choix politique dépendant généralement du contexte économique et social). Concernant la sûreté des installations de stockage, il est à noter que l'ensemble des pays concernés sont parvenus à partager leurs vues en approuvant en particulier les normes internationales publiées par l'AIEA (Agence internationale de l'énergie atomique) sur le sujet. S'agissant des déchets de haute activité et à vie longue, aucune installation de stockage en formation géologique profonde destinée à les accueillir n'a encore été mise en service. Toutefois, en plus de la France, trois autres sites font l'objet de projets aujourd'hui relativement bien avancés.

Aux Etats-Unis : une procédure de demande d'autorisation de création d'un stockage est en cours sur le site de Yucca Mountain. La formation concernée est un tuff volcanique formé il y a 11 à 14 millions d'années. Des études exploratoires sont menées sur le site depuis une installation souterraine creusée en 1993 pour démontrer la faisabilité d'un stockage.

En Finlande : le processus engagé sur le site d'Olkiluoto prévoit le dépôt d'une demande d'autorisation de construction d'un stockage de combustibles usés dans le granite en 2012, la mise en service étant elle envisagée en 2018. La construction d'un laboratoire souterrain destiné à approfondir la caractérisation du site est en cours.

En Suède : des investigations détaillées se poursuivent en 2008 sur 2 sites granitiques, Östhammar près de Forsmark, et Oskarshamn. Un seul sera retenu en 2009 pour la suite de la procédure qui prévoit l'autorisation de construction d'un stockage en 2011 et sa mise en service en 2020. Dans la plupart des autres pays, les programmes de recherche de site et de conception d'un stockage sont à des stades moins avancés.

Pour avancer dans leur projet de stockage en couche géologique, plusieurs pays ont décidé de la création de laboratoires de recherche souterrains. Ceux-ci répondent en général à deux types de finalité :

- soit développer des connaissances et valider des méthodes et des technologies à portée relativement générale sur un type de roche donné,
- soit caractériser un site spécifique dans le but d'évaluer la faisabilité d'une installation de stockage. [12]

2.7 Choix du concept

Il dépend beaucoup du site puisqu'il doit être adapté à celui-ci pour que l'ensemble site et ouvrages de stockage joue son rôle de confinement. Il faut envisager une architecture multibarrière pour ne pas faire reposer la sûreté sur la non-défaillance d'une seule d'entre elles. Ces barrières doivent être complémentaires et non redondantes. On considère généralement trois barrières physiques : le colis de stockage, la barrière ouvragée et la barrière géologique dont les rôles sont complémentaires, mais plus ou moins accentués, pour assurer le confinement des radionucléides. Le colis de stockage doit avoir des caractéristiques bien définies. Il peut se réduire à un colis d'entreposage ou à un colis primaire. Un stockage constitue un ensemble complexe de plusieurs composants de plus en plus en interaction au fur et à mesure qu'ils sont dégradés.

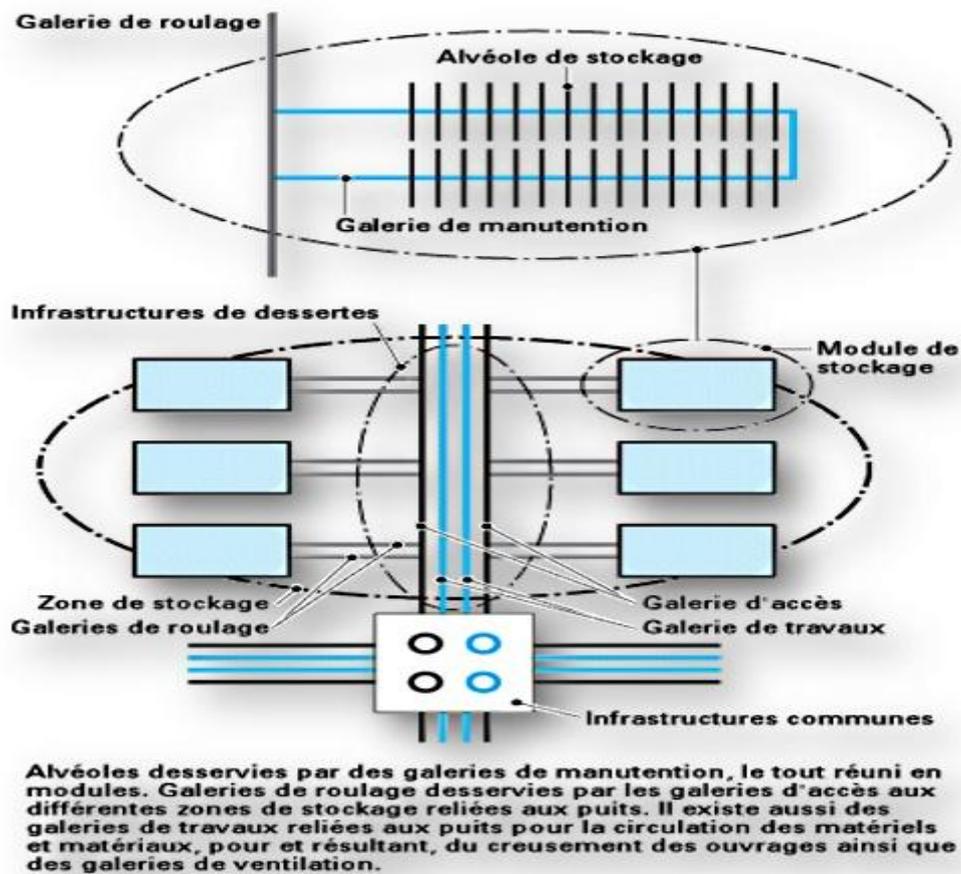


Figure 2-3 - Éléments d'une installation de stockage

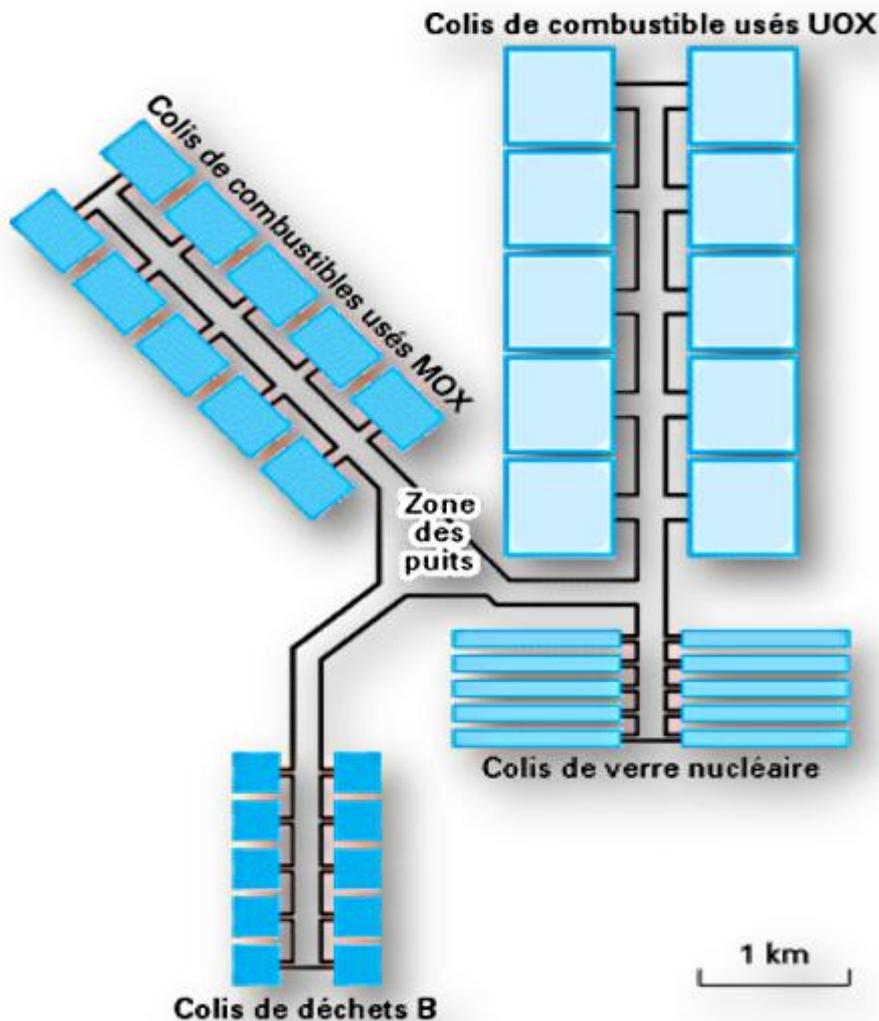


Figure 2-4 - Éléments d'une installation de stockage. Principe de la séparation des zones de stockage des différents colis stockables

Le rôle du colis de stockage est simple et compliqué à la fois. Il doit assurer le confinement des radionucléides pendant le retour du stockage vers l'état initial du site, ce qui peut être long, ou plus longtemps encore. Ainsi dans certains concepts le colis de stockage est l'élément essentiel de la sûreté à long terme. Le rôle de la barrière ouvragée est de restaurer les propriétés mécaniques du milieu naturel, de protéger les colis des eaux, physiquement et en contrôlant la chimie de l'environnement et finalement de retarder la migration des radionucléides. On distingue la barrière ouvragée de proximité qui entoure le colis de celle qui constitue le remblai des galeries ainsi que les scellements. Le rôle de la barrière géologique est d'être le dernier rempart au retour des radionucléides à la biosphère et de pouvoir compenser d'éventuels défauts initiaux des colis déposés en stockage et des barrières ouvragées.

Il existe plusieurs concepts, mais schématiquement on trouve toujours la même architecture. D'abord le principe de modularité est appliqué, qui consiste à séparer les colis de différente nature pour éviter à long terme des interférences et pour minimiser le développement de réactions chimiques. Pour les colis exothermiques il y a des alvéoles de stockage conçues pour le dépôt des quelques colis en position horizontale ou verticale dans des puits. Les alvéoles sont regroupées en modules. Chaque module est desservi par une galerie de manutention. Les galeries de roulement donnent accès à ces dernières. Les alvéoles sont adaptées à la taille des colis qui sont disposés de telle façon que la chaleur puisse se dissiper et que la température reste inférieure à 100 ° C. Cette limite est fixée pour éviter la dégradation des matériaux au contact des colis ou de la roche géologique. Pour les colis froids, il y a des cavités de stockage qui peuvent accommoder de nombreux colis, une galerie leur donnant accès. La taille des galeries doit permettre le transport et la manutention d'objets lourds et encombrants. Enfin, des puits (ou les descenderies) permettent l'accès aux galeries à partir de la surface ou bien assurent la ventilation de l'ouvrage pour la période d'exploitation.

S'agit soit de longs tunnels horizontaux (alvéoles de stockage), soit de grandes cavités avec manutention verticale. Pour les colis de stockage de déchets HAvl (déchetes C), il s'agit soit de courts tunnels horizontaux avec ou sans barrière ouvragée en argile gonflante, soit de puits verticaux de petit diamètre sans barrière ouvragée. Dans les structures horizontales les colis seraient placés (et éventuellement repris) par des chariots élévateurs et par poussage (ou tirage). Enfin pour les combustibles usés, il s'agit soit de courts tunnels horizontaux avec barrière ouvragée en argile, soit de longs caveaux avec barrière ouvragée en béton. Certains seront probablement abandonnés pour les colis de stockage de déchets MAvl au profit d'empilements des colis de stockage plus compacts et plus réversibles c'est-à-dire de manutention plus aisée.

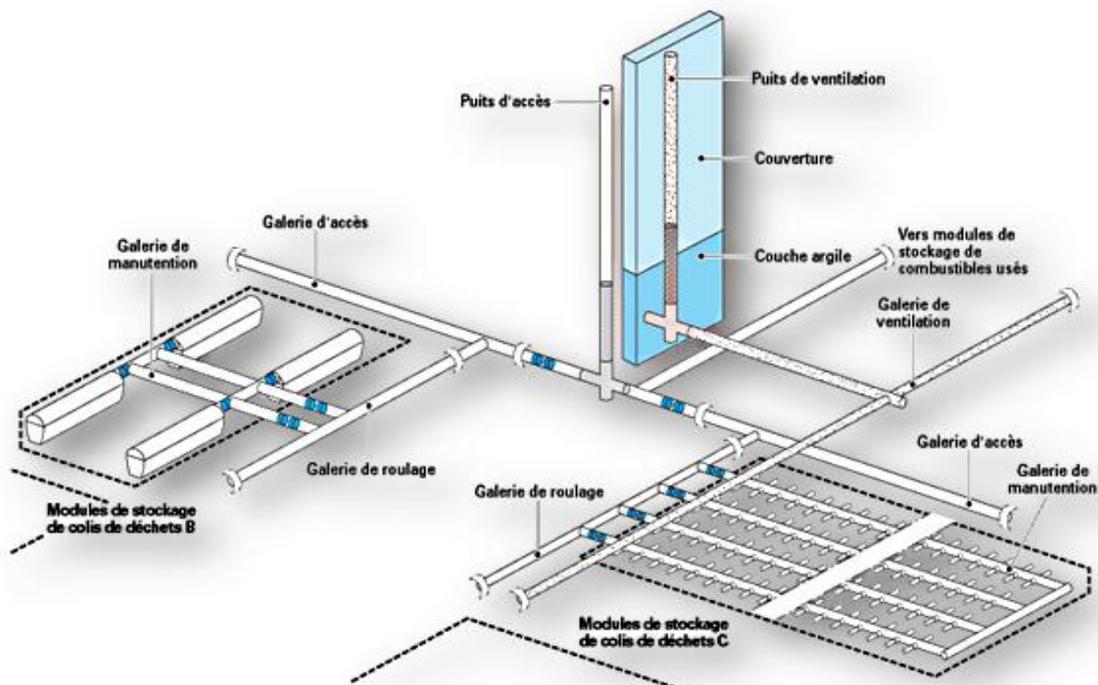


Figure2-5 - Éléments d'une installation de stockage. Vue en perspective avec position de différents bouchons et scellements

2.8 Conclusion

Le problème de l'enfouissement des déchets radioactifs est sans doute l'un des plus originaux qu'il ait été donné à l'homme de résoudre. Il s'agit de construire un ouvrage - le stockage -, de telle manière qu'on puisse espérer que le confinement sera assuré pour le prochain million d'années. Dans ce contexte, tout phénomène, fût-il extrêmement lent ou quasi -imperceptible, se doit d'être examiné.

Chapitre 3

Barrières ouvragées

3. Barrières ouvragées

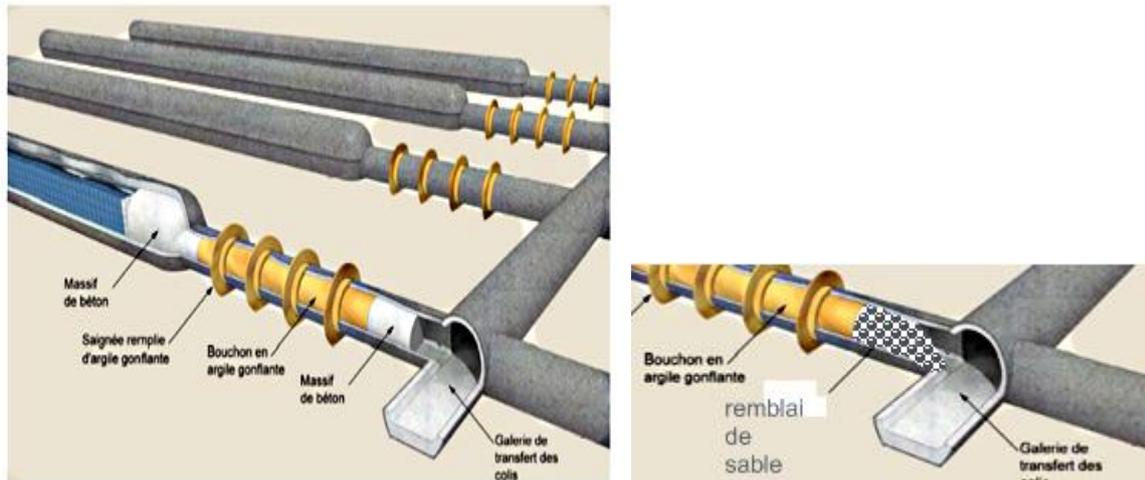


Figure3-1barrière ouvragée

3.1 Introduction

Avant la fermeture du centre de stockage, les vides subsistant dans l'installation de stockage, notamment dans les galeries et dans les alvéoles autour des colis mis en place, devront être réduits pour limiter l'endommagement de la roche hôte et rétablir autant que possible, après la fermeture de l'installation, la capacité de confinement de la roche hôte. Les dispositifs mis en place pour atteindre cet objectif constituent les composants ouvragés.

Les fonctions de sûreté auxquelles participent les composants ouvragés sont, d'une part de s'opposer aux circulations d'eau dans l'installation de stockage en empêchant que les ouvrages ne constituent des drains préférentiels, d'autre part de contribuer à confiner l'activité dans le système de stockage en limitant et en retardant la migration des radionucléides. Ils contribuent également à isoler les déchets des circulations d'eaux, notamment en prévenant une intrusion d'eau autre que celle contenue dans la porosité de la roche hôte.

Les fonctions, les performances et les caractéristiques des composants ouvragés devront être définies et justifiées en rapport avec celles des colis et de la roche hôte, car ils interviennent en complément de ces deux composants pour pallier d'éventuelles faiblesses. Il faudra veiller à ce qu'aucun matériau constitutif des composants ouvragés n'engendre, par sa présence, des effets négatifs préjudiciables aux fonctions de sûreté auxquelles participent la roche hôte et les colis de déchets.

Pour ce qui concerne la conception des composants ouvragés, il faudra tenir compte des exigences associées :

- à l'évacuation de la chaleur et des gaz dégagés par les colis de déchets,
- à la réduction de l'intensité des contraintes mécaniques engendrées,

- au maintien de conditions physico-chimiques favorables à la limitation de la corrosion des conteneurs et de la migration des radionucléides.

3.2 Constitution

Elle est constituée d'argile de type smectite (bentonite). Elle a pour but de confiner le milieu du point de vue chimique. Ces argiles ont une grande capacité d'échange cationique, du fait de la réactivité des smectites, permettant de bloquer d'éventuelles fuites. Elle a pour but le confinement hydraulique des colis de déchets radioactifs.

3.3 Perméabilité de la barrière ouvragée :

L'évolution de la perméabilité de cette barrière va se faire en plusieurs étapes. Lors de leur mise en place, ces argiles seront partiellement déshydratées, cette déshydratation sera accentuée par l'élévation de température induite par la mise en place des colis (soit environ une période de 1 000 ans avec un maximum de température de 100°C). Il est probable que cette déshydratation s'accompagnera d'une légère augmentation de la perméabilité.

Très rapidement cette barrière ouvragée va se réhydrater du fait des transferts de fluides de la barrière géologique vers la barrière ouvragée. Cette réhydratation va conduire au gonflement des smectites, gonflement qui va diminuer la perméabilité de façon significative de deux à quatre ordres de grandeurs selon les modèles et les conditions expérimentales envisagées. Cette zone deviendra très rapidement une barrière très imperméable. Enfin, cette barrière a un rôle de confinement mécanique : le comportement plastique de l'argile doit permettre d'absorber la déformation (ou fissuration) induite par l'augmentation de température, des variations de pression de fluide ou encore des déformations induites par des contraintes tectoniques sur de grandes périodes de temps.

3.4 Problématique

La sûreté d'un stockage de déchets radioactifs en formation géologique profonde requiert un temps de transfert des radionucléides très supérieur à leur durée de vie. Afin de limiter les écoulements et restaurer autant que faire se peut l'imperméabilité naturelle du massif d'accueil, il est prévu la construction de serrement en galerie. Deux fonctions seront attribuées à ces sernements : à court terme, la recompression des fissures apparues dans le massif au cours de la réalisation des galeries et des différentes alvéoles de stockage et à long terme, assurer un barrage hydraulique aux écoulements des fluides et notamment des solutés. La conception de tel ouvrage comprend un noyau en argile gonflante (Robinet et al. 1999) assurant un contact intime avec le milieu géologique et des soutènements pour confiner le noyau et assurer sa stabilité mécanique. Le confinement à court terme du noyau est envisagé par la construction de murs en béton. En revanche à long terme, le béton perdant sa cohésion, le soutènement doit être envisagé par un remblai granulaire dilatant sous la poussée due au gonflement du noyau.

3.5 Les sables

3.5.1 Présentation du remblai granulaire

Le sable est constitué de minéraux et de minuscules morceaux de roche provenant de la désagrégation des roches au cours de leur processus d'érosion. La composition du sable varie

d'un endroit à l'autre, selon l'origine et l'état des roches qui s'y trouvent. Son composant le plus répandu dans les régions continentales intérieures (les déserts) et les régions côtières non tropicales (les plages) est la silice (oxyde de silicium SiO_2), généralement présente sous la forme de quartz. L'arkose, par exemple, est une forme de sable ou de grès à forte teneur en feldspath (silicate d'aluminium), provenant généralement de la décomposition des granites du fait de l'érosion. Dans certains endroits, le sable peut également contenir de la magnétite, de l'argile, du chlorite, de la glauconite ou du gypse. Les sables riches en magnétite ont une couleur foncée virant au noir, alors que les sables contenant du chlorite et de la glauconite sont généralement verts. Le gypse, quant à lui, donne au sable une belle couleur blanche.

3.5.2 Propriétés

Le sable forme naturellement des pentes stables jusqu'à environ 30° , au delà de cet angle, il s'écoule par avalanches successives pour retrouver cette pente stable. Cette propriété peut être exploitée pour étudier des formes parfaites générées par l'écoulement du sable sur des plaques de formes différentes.

-L'effet de voûte est une particularité des assemblages de solide. Ce phénomène intervient notamment dans un sablier. Le débit dans un sablier (ne contenant qu'un type de sable) est constant et de se fait, permet de mesurer l'écoulement du temps. En revanche, le débit d'un liquide dans les mêmes conditions est plus élevé au début car le poids du liquide restant dans le récipient intervient. La formation des voûtes dans les milieux granulaires explique la constance du débit dans un sablier : le poids des couches supérieures est réparti sur les parois du récipient.

Ces voûtes sont responsables de la non homogénéité de la répartition au sein du milieu granulaire.

- Le phénomène de dilatance, expliqué par Reynolds en 1885, est également une particularité des milieux granulaires : dans certaines conditions de compacité et sous l'effet de la pression, un volume de sable est susceptible d'augmenter.

-Le phénomène de la ségrégation des grains est observable lorsque en secoue un mélange de grains de différentes tailles.

La ségrégation, appelée également percolation, dans les milieux granulaires s'explique par le mouvement vers le bas des plus petites particules au travers des plus gros. Ces dernières ne peuvent aller vers le bas du récipient du fait du manque d'espace. On obtient donc, par vibrations, une séparation des grains par leur taille : les plus petits grains se trouvent en bas de récipient tandis que les plus grands les surnagent.

3.6 Différentes échelles d'observation

Selon Chang, Cambou dans le domaine de la mécanique des sols, l'étude des propriétés mécanique des milieux granulaires fait appel à trois échelles d'observation. Au niveau microscopique, on considère le nombre de grains et on étudie les déformations intragranulaires et les interactions intragranulaires. Au niveau macroscopique, on part d'un volume élémentaire comprenant un <<grand>> nombre de grains, que l'on suppose

homogène et continu. En fin au niveau de l'ouvrage, on intègre les lois de comportement, on les adaptant aux conditions du site (échelles réelles, conditions aux limites et conditions initiales).

3.6.1 Echelle microscopique

Lorsque l'échelle microscopique est considérée, les études montrent qu'un milieu granulaire est un milieu à fort désordre structural où la non homogénéité et la discontinuité des efforts est observées. Dans ce paragraphe, deux résultats obtenus en mécanique des sols sur des considérations à l'échelle microscopique son mentionnés :

3.6.1.1 Désordre microstructural anisotrope

La nature discrète du sol est responsable de la complexité de son comportement : c'est en effet un mélange de grains qui interagissent mécaniquement entre eux par le biais de force de contact. Si on néglige la phase liquide ou gazeuse ainsi que la déformation et la rupture des grains, la déformation de l'arrangement granulaire est due aux mouvements relatifs de translation, glissement, rotation entre les grains.il en résulte une distribution irrégulière des forces de contact et de densité des particules, ceci étant favorisé par la formation de voûtes : à l'échelle microscopique, désordre et anisotrope sont apparents.

3.6.1.2 La théorie de diffusion des vides

La théorie de diffusion des vides en excès s'inspire des théories, plus anciennes, de diffusion des dislocations ou des lacunes dans les monocristaux métalliques. Ces dernières sont couramment mentionnées dans les ouvrages traitant des déformations plastiques et viscoplastiques dans les monocristaux métalliques. Cette théorie permet de prendre en compte la diffusion des forces intragranulaires qui interviennent lors des phénomènes complexes, de transmission de charge. Lors d'un incrément de charge, l'effet des forces non équilibrées provoque des mouvements des grains dans le milieu. Un mouvement d'une collectivité des grains se décompose en deux parties : la première est constante dans le temps (instantanée) aussi bien qu'en direction qu'en intensité ; la seconde est retardée (différée) dans le temps et elle est reliée aux fluctuations des forces non équilibrées et aux interactions aléatoires des particules voisines. Les fluctuations des forces non équilibrées transmettent donc au grain des impulsions aléatoires qui s'amortissent avec le temps.

3.6.2 Approche macroscopique

<< À défaut de pouvoir en comprendre le comportement dans le détail, on doit se contenter d'étudier le sable de façon globale>> d'après R .cuillerier

L'approche macroscopique, considérée traditionnellement en mécanique des sols pour concevoir et dimensionner des ouvrages en géotechnique, utilise la théorie de la mécanique des milieux continus pour modéliser le sol. Les sols considérés ne sont pourtant pas continus (sable) mais l'hypothèse de continuité apporte une fabuleuse simplification qui rend seule possible la résolution des problèmes de mécanique classique.

3.7 Conclusion

L'abondance des milieux granulaires dans notre univers quotidiens, son utilisation large en tant que matériau de base par les secteurs industriels, justifient l'intérêt d'en étudier le comportement mécanique. Ainsi les études à l'échelle microscopique des matériaux granulaires sont de grande importance puisque Elles visent à parfaire la compréhension de leur comportement macroscopique. Dans la suite de cette étude on s'intéresse à l'échelle macroscopique au niveau de l'ouvrage (barrière ouvragée). Dans la spécialité de la mécanique des sols, ce point de vue est traditionnellement utilisé et se justifié en considérant les applications visées.

Chapitre 4

La modélisation

4 La modélisation

4.1 Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les géosynthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact. Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers. Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi-infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels). Les calculs tridimensionnels sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements. Les relations entre les forces ou contraintes et les déplacements ou déformations sont souvent linéaires et isotropes pour les calculs de déformations, et de type « rigide-plastique » pour les calculs de stabilité. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées. Le développement de ces lois de comportement (ou modèles rhéologiques) s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels.

4.2 Mécanique des milieux continus appliquée aux sols

4.2.1 Lois de comportement et mécanique des milieux continus

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes (les contraintes effectives, dans le cas d'un sol saturé) et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau [25] [26] [27]. La connaissance de cette loi est indispensable pour rendre complet le système des équations de la mécanique des milieux continus ou du calcul des structures. En effet, tout problème de mécanique comporte quinze inconnues, à savoir les six composantes indépendantes du tenseur des contraintes (σ_{ij}), les six composantes indépendantes du tenseur des déformations (ε_{ij}) et les trois composantes du champ de

déplacements (u_i). Pour résoudre le problème, on dispose de trois équations scalaires traduisant l'équilibre local du système mécanique et de six équations cinématiques exprimant les déformations à partir des dérivées partielles du champ de déplacements :

$$\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \ddot{U}_i = 0 \dots\dots\dots 4-1$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(U_{i,j} + U_{j,i}) \dots\dots\dots 4-2$$

Où les f_i représentent les composantes des forces de masse et ρ la masse volumique du matériau. La virgule dans les indices permet de distinguer la dérivation par rapport à une composante des coordonnées : par exemple, $U_{i,j}$ représente la dérivation de la composante U_i du déplacement par rapport à la composante j des coordonnées (x_j). La notation \ddot{U}_i symbolise la dérivation seconde de la composante U_i du déplacement par rapport au temps. La résolution du problème nécessite donc six équations complémentaires ; ces équations sont fournies par la loi de comportement, qui relie le tenseur des contraintes au tenseur des déformations. Les six équations de comportement peuvent prendre des formes très diverses, mais le schéma élastoviscoplastique permet une description relativement satisfaisante du comportement des massifs de sol sous des sollicitations monotones.

4.2.2 Écriture d'une loi de comportement pour un matériau

Élaborer une loi de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs (contraintes) en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié [39]. L'écriture du modèle mathématique est effectuée dans le cadre de la mécanique des milieux continus et doit respecter quelques règles formelles [30], dont certaines sont liées à des principes physiques universels (principe de causalité, principe d'action locale, principes de la thermodynamique) et les autres à des conditions d'invariance dans un changement de repère ou dans son mouvement (invariance tensorielle, indifférence matérielle). Les lois de comportement doivent aussi respecter les symétries du comportement des matériaux.

4.2.3 Restrictions imposées aux lois de comportement

D'une façon générale, les grandeurs physiques ont besoin d'un repère pour être exprimées (sauf les grandeurs représentées par des scalaires) ; les grandeurs physiques que l'on veut relier par une loi de comportement doivent être intrinsèques, c'est-à-dire indépendantes du repère d'expression choisi, et être donc soit des scalaires, soit des tenseurs (par définition, une grandeur tensorielle est invariante lors du changement de son repère).

La loi de comportement est donc une relation exprimant une grandeur tensorielle en fonction de variables elles-mêmes tensorielles. Les grandeurs définissant cette application doivent elles aussi avoir un caractère tensoriel ou intrinsèque, c'est-à-dire être indépendantes des axes pour une configuration de référence fixée [8].

Les principes physiques cités plus haut correspondent aux conditions suivantes [7] [8] [39] :

- **le principe de causalité, ou du déterminisme**, suppose que la connaissance des mouvements passé et présent suffit à déterminer les contraintes actuelles dans un matériau ;
- **le principe d'action locale** suppose que les mouvements des points situés à une distance finie d'un point matériel P n'influent pas sur l'état des contraintes défini en P ;
- **le principe du milieu continu matériellement simple** suppose que l'histoire du mouvement du voisinage immédiat du point P considéré est donnée par l'histoire du premier gradient de déformation en P ;
- **le principe d'indifférence matérielle**, ou principe **d'objectivité**, suppose que les équations de comportement doivent être indépendantes du mouvement de l'observateur. En d'autres termes, la loi de comportement doit rester invariante dans tout changement continu de référentiel.

Dans la pratique, ces hypothèses sont suffisantes pour décrire le comportement des sols. Si l'on ne veut traiter que les petites transformations, l'ensemble des principes énoncés précédemment conduit à exprimer la loi de comportement en fonction de l'histoire des déformations :

$$\sigma_{ij}(t) = F^*_{ij}(\epsilon_{kl}(\tau) ; \tau \leq t) \dots \dots \dots 4-3$$

4.2.4 Fonctionnelle mémoire et écriture incrémentale

L'existence de la fonctionnelle F^* , qui définit la loi de comportement, correspond à une réalité physique essentielle. En effet, si le comportement du matériau est irréversible, la connaissance de la déformation à un instant donné ne permet pas de déterminer de manière unique la contrainte à cet instant et, réciproquement, on peut associer une infinité de déformations différentes à un état de contrainte donné.

La forme de la fonctionnelle F^* n'est pas quelconque : Owen et Williams [33] (cité dans [5]) ont montré que, si l'on veut décrire les comportements irréversibles sous la forme d'une relation entre contraintes et déformations, cette relation doit être constituée d'une fonctionnelle non linéaire et non différentiable en tout point. Cette propriété constitue une difficulté fondamentale dans la construction de la fonctionnelle F^* . L'écriture incrémentale (et non plus globale) de la relation de comportement permet de contourner cette difficulté.

Toutefois, l'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est loin d'être simple, car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. Les recherches expérimentales sur les lois de comportement incrémentales se limitent pour cette raison le plus souvent au cas des petites déformations, pour lesquelles le problème de la définition des vitesses se pose en termes plus simples. En effet, l'hypothèse des petites déformations permet de négliger les changements de géométrie trop importants, ce qui est relativement justifié dans le domaine du

génie civil, où l'ordre de grandeur des déformations reste faible ; les vitesses de contraintes peuvent alors être confondues avec les incréments de contraintes infinitésimales.

La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue en écrivant qu'une petite sollicitation appliquée pendant un temps dt induit une petite réponse déterminée et unique. L'application du principe de causalité se traduit par l'existence d'une fonction tensorielle F telle que :

$$F(d\sigma_{ij}; d\epsilon_{kl}; dt) = 0 \dots\dots\dots 4-4$$

La fonction F dépend de l'histoire antérieure du corps matériel et elle est a priori régulière pour la description des comportements homogènes mais elle peut ne plus l'être, voire ne plus exister, si des phénomènes de localisation de la déformation se produisent [5]. L'écriture incrémentale est à la base de pratiquement toutes les recherches menées en rhéologie des sols. La construction des fonctionnelles doit être effectuée avec rigueur et suivre les étapes décrites par Halphen et Huet [8] ou, à défaut, se placer dans un cadre très rigide, comme ceux proposés par les schémas théoriques existants (élasticité, hyperélasticité, hypoélasticité, plasticité).

Le comportement d'un matériau est caractérisé lorsque l'on a complètement décrit la fonctionnelle F^* , c'est-à-dire que l'on peut prévoir l'état des contraintes (σ_{ij}) lorsque l'on connaît l'histoire (quelconque) de la déformation (ϵ_{ij}). Pour définir cette fonctionnelle sur une base purement expérimentale, il faut analyser une série d'expériences de transformation homogène sur une éprouvette du matériau. Il est évidemment impossible de réaliser toutes les combinaisons possibles d'expériences et il subsiste toujours une certaine incertitude sur la loi de comportement. Certaines lois théoriques ne dépendent toutefois que d'un nombre limité de paramètres, dont l'identification est plus facile. L'adoption de lois prédéfinies (théorie de l'élasticité, etc.) facilite donc la détermination expérimentale des paramètres mais ne garantit pas la représentativité totale du modèle de calcul.

L'élaboration d'une loi de comportement doit également tenir compte d'un certain nombre d'aspects indépendants de la description du comportement d'un matériau : une bonne loi doit avoir une expression suffisamment simple pour être introduite dans un code de calcul numérique. Par ailleurs, elle doit comporter un nombre restreint de paramètres, facilement identifiables d'après les résultats d'essais classiques en laboratoire.

D'une manière générale, les lois de comportement des sols sont décrites en petites déformations et sous la forme incrémentale suivante :

$$d\sigma_{ij} = M_{ijkl}(\sigma_{nm}, d\sigma_{st}, dt) d\epsilon_{kl} \dots\dots\dots 4-5$$

Ou

$$d\epsilon_{ij} = H_{ijkl}(\sigma_{nm}, d\sigma_{st}, dt) d\sigma_{kl} \dots\dots\dots 4-6$$

4.2.5 Lois de comportement et essais de laboratoire

Les essais mécaniques réalisés en laboratoire sur des éprouvettes homogènes de matériau constituent le principal outil de détermination des lois de comportement des sols. L'homogénéité de l'éprouvette permet de déterminer un comportement moyen du sol à partir de mesures faites sur ses frontières. Elle constitue pour l'expérimentateur un souci permanent. L'autre grande limite des études expérimentales sur éprouvettes en laboratoire réside dans les possibilités des matériels d'essai existants : les appareils les plus courants (appareils triaxiaux de révolution) permettent de faire varier deux contraintes principales seulement, c'est-à-dire seulement le tiers des variables des contraintes. Les directions des déformations principales restent constantes. On ne fait donc également varier simultanément que le tiers des variables de déformation. Il existe quelques appareils d'essai plus complexes (appareil triaxial « vrai », cylindre creux soumis à un couple de torsion, boîte de cisaillement simple) permettant de faire varier plus de paramètres de contraintes ou de déformations, mais leur utilisation reste confidentielle et ils ne permettent pas de déterminer les propriétés des sols pour les études courantes.

4.3 Lois de comportement des sols

4.3.1 Introduction

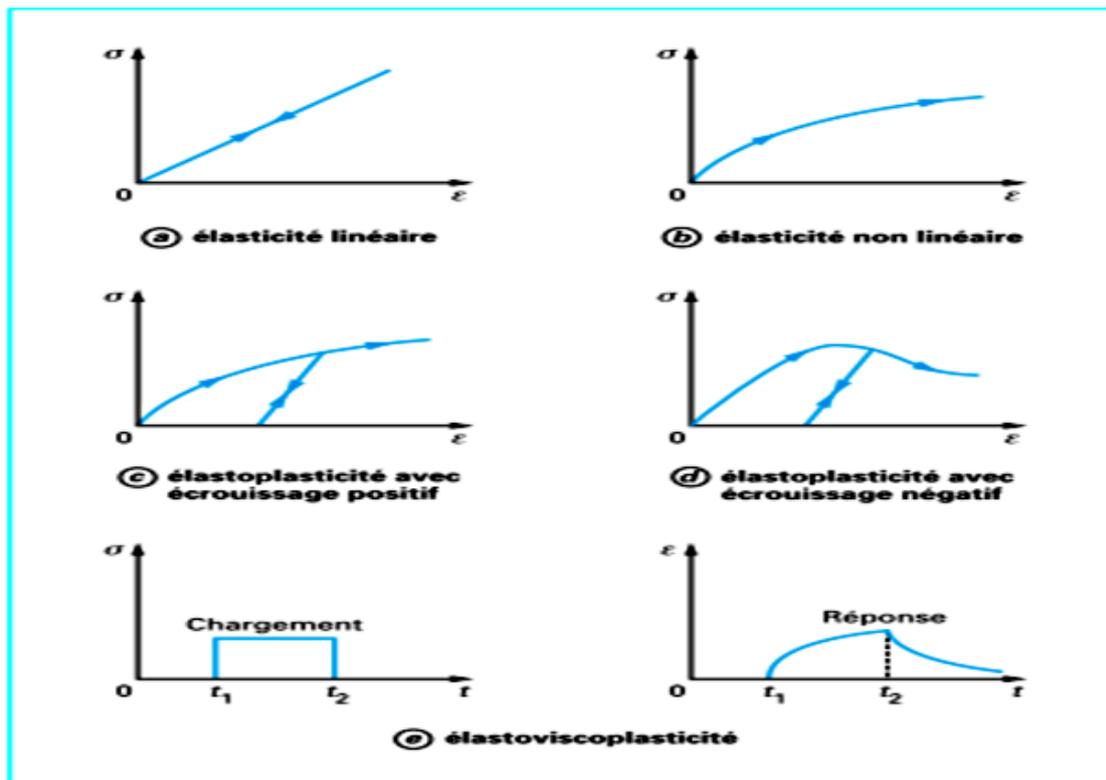
Les matériaux naturels peuvent être regroupés en trois catégories : les roches, les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité, par exemple la plupart des sables et les graves) et les sols cohérents (sols cohérents à faible perméabilité, par exemple la plupart des argiles et des limons). Ces matériaux ont des comportements relativement distincts. Il ne s'agit pas seulement d'un ordre de grandeur différent des caractéristiques de déformabilité et de résistance, mais bien d'un comportement différent du matériau, dû à sa formation au cours des temps géologiques et à l'histoire des chargements qu'il a subis ultérieurement. Les techniques expérimentales utilisées pour déterminer le comportement mécanique des sols et des roches (procédures de prélèvement, dimensions et préparation des éprouvettes, appareils d'essai, procédures opératoires) sont adaptées à ces classes de matériaux. Il faut noter particulièrement que le prélèvement des sables et graviers à l'état naturel est pratiquement impossible et que les lois de comportement déterminées en laboratoire correspondent à des matériaux reconstitués, dont la ressemblance avec les mêmes matériaux en place n'est pas assurée.

4.3.2 Principes de modélisation du comportement des sols

La démarche généralement suivie pour déterminer les lois de comportement des sols consiste à dégager des données expérimentales des concepts simplifiés traduisant les caractéristiques essentielles de leur comportement. Ces concepts sont ensuite assemblés pour construire un modèle s'appuyant sur les théories de base de la mécanique des milieux continus (élastoplasticité avec écrouissage et fluage).

4.3.3 Schémas théoriques de comportement

Les schémas de comportement élastique linéaire (isotrope ou anisotrope) ou élastoplastique parfait (élasticité linéaire associée à un critère de plasticité et à un potentiel plastique) sont les plus simples et les plus couramment utilisés par les ingénieurs géotechniciens. Les autres schémas sont de type incrémental et non linéaire : les lois de comportement qui en sont déduites, souvent appelées lois de comportement évoluées, peuvent être classées en quatre grandes familles (figure 4-1) :



—Figure 4-1 les modèles élastiques non linéaires ou hypoélastiques et isotropes comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang [] ;

— les modèles d'élastoplasticité avec écrouissage, avec une élasticité isotrope (linéaire ou non linéaire), comme les modèles Cam-Clay et leurs dérivés, ou avec une élasticité linéaire orthotrope comme le modèle MÉLANIE [20]. On distingue également les lois avec écrouissage positif et celles avec écrouissage négatif (prise en compte d'une résistance de pic et d'une résistance résiduelle) ;

— les modèles d'élastoplasticité à plusieurs mécanismes avec une élasticité isotrope non linéaire comme les modèles de Hujoux [11] et ses dérivés [2] [10], de Lade [15] et de Cambou-Jafari-Sidoroff [3] ;

— les modèles d'élastoplasticité intégrant la viscosité, comme le modèle de Sekigushi-Ohta [36], qui a été utilisé dans la modélisation des remblais lorsque le fluage joue un rôle important, et le modèle d'Oka et al. [32].

4.3.4 Essais de laboratoire et lois de comportement des sols

Suivant le type d'essais auquel elle est soumise, une éprouvette de sol peut manifester des comportements très divers, dont l'unité n'est pas toujours évidente. Les réponses obtenues dans les différents types d'essais ne sont pourtant que des facettes d'un même comportement global, qui traduit l'interaction des propriétés de déformabilité et de résistance du sol. Les données expérimentales utilisées pour définir ces lois de comportement proviennent d'essais triaxiaux classiques ou spéciaux et d'essais œdométriques.

4.3.4.1 Essais triaxiaux

Les études expérimentales à l'appareil triaxial constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur le comportement mécanique des sols (figure4-2).

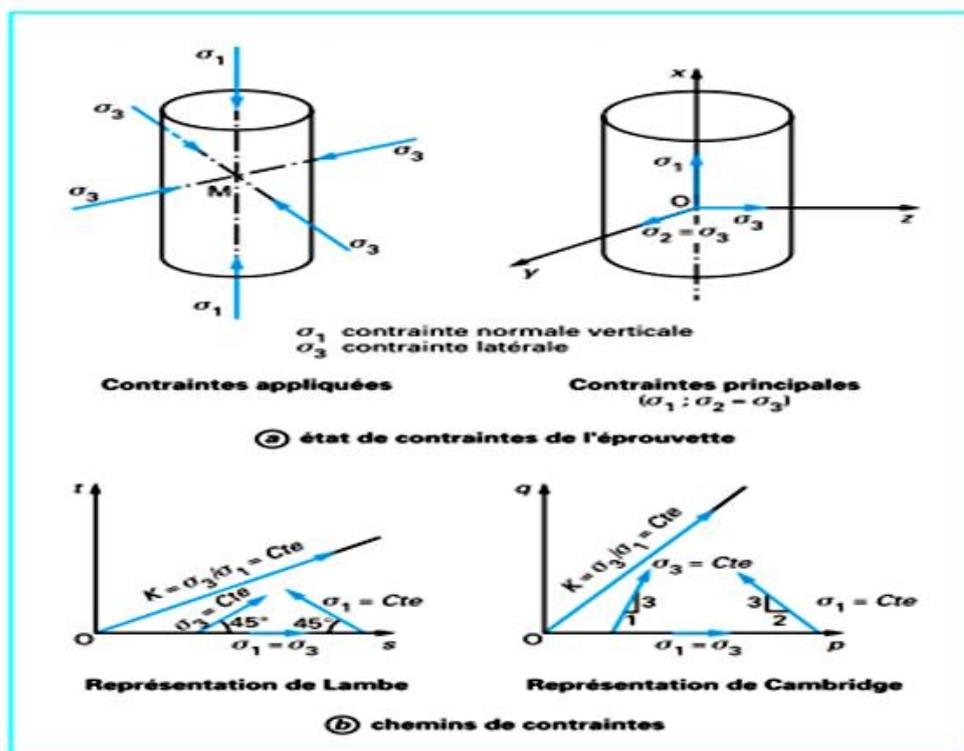


Figure 4-2 états de chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique

De très nombreux types d'essais peuvent être réalisés dans une cellule triaxiale.

— des essais de cisaillement drainé ou non drainé, précédé ou non d'une consolidation de l'éprouvette sous un champ de contraintes isotrope ou anisotrope ;

— des essais de consolidation anisotrope ;

- des essais de fluage ;
- des essais de type K_0 (à déformation latérale nulle) ;
- des essais drainés suivant des chemins de contraintes imposés.

Les appareils triaxiaux classiques, qui testent des éprouvettes cylindriques pleines, ne permettent pas d'étudier l'effet d'une sollicitation véritablement tridimensionnelle, ni l'influence d'une rotation des contraintes. Des appareillages spéciaux ont été développés pour cela, comme les presses triaxiales tridimensionnelles pour éprouvettes cubiques ou les appareils de torsion et compression sur éprouvette cylindrique creuse [16].

Les essais triaxiaux peuvent être réalisés en imposant à l'éprouvette soit une vitesse de déformation constante, soit un chargement contrôlé (en pressions totales ou contraintes effectives).

La figure 4-3 présente des résultats typiques d'essais triaxiaux consolidés isotropiquement puis cisailés en conditions non drainées (essais CIU). La courbe donnant les variations du déviateur ($q = (\sigma_1 - \sigma_3)$) en fonction de la déformation axiale imposée ε_a passe par un pic, tandis que la pression interstitielle u mesurée à la base de l'éprouvette continue de croître.

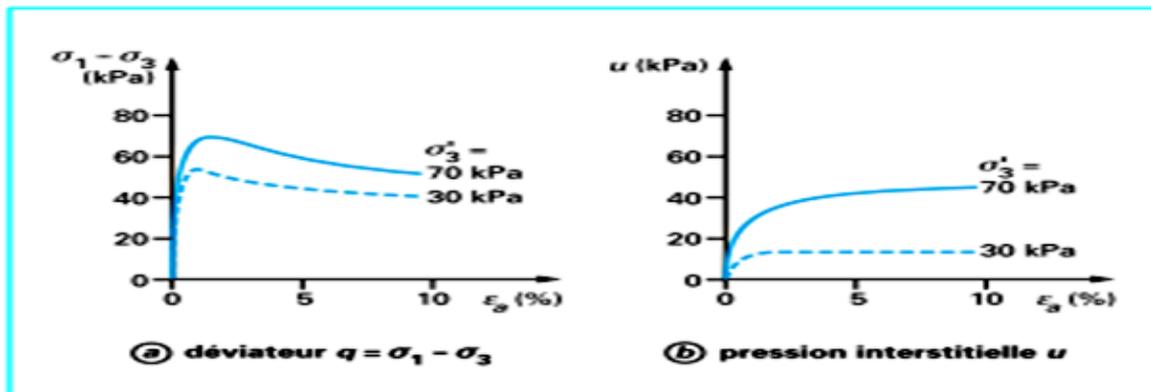


Figure 4-3- Résultats typiques d'un essai de cisaillement consolidé isotropiquement et non drainé (CIU) à l'appareil triaxial

La figure 4-4 présente des résultats typiques d'essais de cisaillement CID (consolidés isotropiquement drainés), effectués en imposant à l'éprouvette une vitesse de déformation suffisamment faible pour que la pression interstitielle reste négligeable pendant l'essai. La courbe de cisaillement passe aussi par un pic, avant de redescendre vers une asymptote. Les essais réalisés après consolidation anisotrope des éprouvettes (avec $\sigma_1 = \sigma_3$) donnent des courbes d'allure semblable.

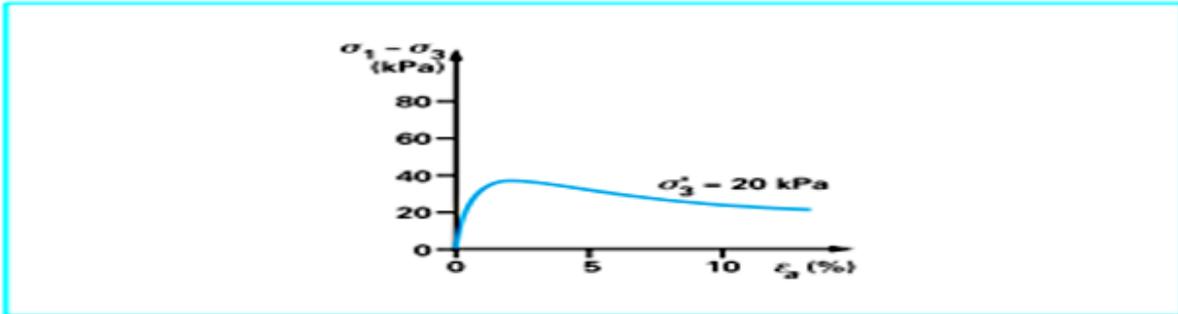


Figure 4-4-Résultats typiques d'un essai de cisaillement consolidé isotropiquement et drainé (CID) à l'appareil triaxial

La figure 4-5 montre la courbe de compressibilité (déformation volumique ϵ_{vol} en fonction de la contrainte effective moyenne p') obtenue dans un essai de consolidation anisotrope où le rapport K des contraintes effectives horizontale et verticale est maintenu constant. On note l'existence d'un seuil au-delà duquel la compressibilité du sol augmente. Ce seuil correspond à une modification de la structure du sol, qui passe d'un état structuré plus résistant à un état moins résistant, appelé classiquement « normalement consolidé ». La déformation volumique ϵ_{vol} et la contrainte effective moyenne sont définies par les relations suivantes :

$$\epsilon_{vol} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \dots \dots \dots 4-7$$

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3 \dots \dots \dots 4-8$$

Où (ϵ_i) et (σ'_i) ; sont les déformations et contraintes effectives principales.

Le déviateur des contraintes q est exprimé pour sa part sous la forme :

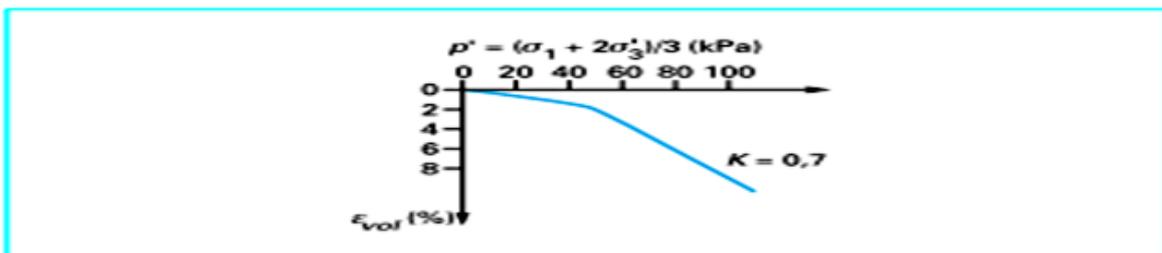


Figure 4-5- Résultats typiques d'un essai de consolidation anisotrope à l'appareil triaxial

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \dots \dots \dots 4-9$$

4.3.4.2 Essais œdométriques

Les essais œdométriques, par leur simplicité, ont toujours eu la faveur des praticiens comme des chercheurs [45]. Il existe pour cette raison une très grande quantité de données

œdométriques relatives aux sols fins, dont l'analyse confirme, pour l'essentiel, les principes de comportement établis à l'appareil triaxial :

— existence d'un seuil (la pression de préconsolidation) au-delà du quel la compressibilité augmente;

— effet du temps sous la double forme du fluage et de l'augmentation de la pression de préconsolidation quand la vitesse de déformation de l'éprouvette augmente.

Par ailleurs, la recherche de variantes rapides de l'essai œdométrique (essai à vitesse de déformation constante, essai à gradient contrôlé) a fait étudier l'effet de la vitesse de déformation sur la loi de déformation de l'argile en fonction des contraintes effectives.

Plus la vitesse de déformation est élevée, plus le sol est raide (pente initiale de la courbe plus forte) et résistant (déviateur maximal plus grand).

Nota : ceci concerne les essais triaxiaux et œdométriques. Les déformations observées dans les essais classiques de la mécanique des sols sont habituellement supérieures à 10^{-3} et souvent égales à quelques pour-cent. La précision des systèmes de mesure utilisés dans les essais, les techniques expérimentales employées et les charges appliquées ne permettent guère de descendre en dessous de ce niveau de déformation. Les études réalisées tant en laboratoire qu'en place, avec des techniques d'essai fondées sur la propagation d'ondes à travers le sol ou sur la mesure locale des déformations dans les éprouvettes, ont toutefois montré qu'il existe un domaine de déformation réversible (déformations d'amplitude inférieure à 10^{-6}) autour de l'état initial du sol et que, dans ce domaine, les modules sont beaucoup plus élevés que dans les essais classiques. Ces modules très élevés sont mobilisés en particulier par la propagation des ondes dans les sols. Plus l'amplitude des déformations augmente, plus les modules diminuent, pour revenir à des ordres de grandeur identiques à ceux des essais courants. Il existe donc une continuité, encore mal connue, entre les propriétés observées en dynamique des sols et celles de la mécanique des sols courante.

4.4 Comportement des argiles naturelles

4.4.1 Comportements typiques des argiles

Les essais réalisés sur des argiles naturelles à l'appareil triaxial ont permis de dégager quelques traits communs à toutes ces argiles :

— quel que soit le type d'essai, la déformabilité du sol augmente au-delà d'un certain niveau de sollicitation, qui correspond dans tous les cas à une déformation de l'ordre du pour-cent. Dans les essais à la rupture, ce seuil a la forme d'un pic de résistance au cisaillement ; dans les essais de compression anisotrope, on observe, comme à l'œdomètre, une augmentation de la déformabilité de l'éprouvette ;

— si l'on représente, pour des éprouvettes d'un même sol testées à partir d'un même état initial, les points limitant le domaine des déformations plus faibles dans un diagramme de contraintes effectives (figure 4-6),

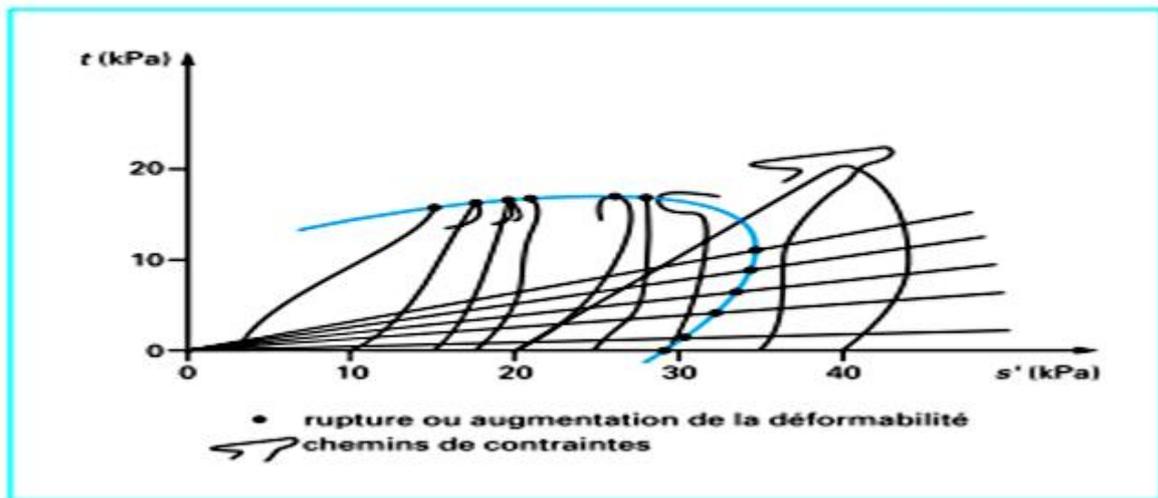


Figure 4-6 -limites du domaine des faibles déformations pour l'argile de Cubzac-les-ponts à 4,5m de profondeur, représentée dans l'espace des contraintes effectives

$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_2) / 2 ; t = (\sigma'_1 - \sigma'_2) / 2$$

on observe que les seuils d'augmentation de la déformabilité délimitent une zone du plan des contraintes effectives. Pour les contraintes plus faibles, le comportement du sol est pratiquement réversible, si l'on se limite à un très petit nombre de cycles de déchargement-rechargement. Quand on dépasse ce seuil, le sol subit des déformations irréversibles (notamment des déformations volumiques) et la valeur du seuil se modifie ;

— la position de cette courbe limite du domaine réversible dans le plan des contraintes effectives dépend du temps ;

— la courbe limitant le domaine des faibles déformations est liée à l'état initial du sol. Les données expérimentales montrent que les courbes correspondant à différents états initiaux sont homothétiques. La frontière du domaine des faibles déformations pour les différents états initiaux possibles de l'argile est appelée « surface d'état limite » ;

— pour le calcul, le comportement du sol dans le domaine des faibles déformations (intérieur de la courbe d'état limite) est représenté par une loi de comportement élastique linéaire, qui tient compte de l'anisotropie observée dans les essais. A ces déformations élastiques réversibles, qui dépendent des variations des contraintes effectives, s'ajoutent en permanence des déformations irréversibles dues à la viscosité du sol et liées à la position du point d'état à l'intérieur du domaine défini par la surface d'état limite ;

— les déformations plastiques de l'argile, qui se développent quand l'état de contraintes est situé sur la surface d'état limite définie ci-dessus, se déduisent des mesures par soustraction de la déformation élastique extrapolée aux déformations totales. La loi d'écoulement expérimentale n'est pas strictement normale à la surface d'état limite.

4.4.2 Effets du temps sur le comportement des argiles

L'effet du temps sur les déformations de l'argile peut être observé sous trois formes :

- la vitesse de consolidation (hydrodynamique), liée à la vitesse d'évacuation de l'eau interstitielle, est contrôlée simultanément par la compressibilité du squelette, par la perméabilité et par les conditions aux limites, l'accent sera mis sur les lois de comportement du squelette de l'argile, auquel se rapportent les deux formes suivantes d'effet du temps ;
- l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du sol (comme indiqué ci-dessus, la raideur du sol augmente avec la vitesse de chargement) ;
- le fluage (les déformations croissent progressivement sous contrainte effective constante).

Ces deux derniers effets du temps traduisent la viscosité du comportement du squelette de l'argile. Ils peuvent être représentés par une loi de comportement unique.

4.4.3 Anisotropie du comportement des argiles

La plupart des argiles naturelles ont un comportement anisotrope, c'est-à-dire qu'une même sollicitation appliquée dans deux directions différentes produit des effets différents. Dans le domaine des faibles déformations (limité par la surface d'état limite), cette anisotropie exerce une influence importante sur les résultats des calculs. Si l'on adopte un modèle élastique linéaire anisotrope pour représenter cette partie du comportement des argiles, avec une symétrie de révolution d'axe vertical (modèle orthotrope de révolution), il faut déterminer cinq paramètres E'_v , E'_h , ν'_{vh} , ν'_{hh} et G'_{vh} ; E'_v et E'_h : Modules de déformation linéaire effective verticale et horizontale, ν'_{vh} et ν'_{hh} coefficients de Poisson dans un plan vertical et un plan horizontal, respectivement ; G'_{vh} module de cisaillement effectif dans un plan vertical qui sont difficiles à évaluer, car il faut exécuter des essais sur des éprouvettes d'orientations différentes [24]. Quand de telles données ne peuvent être obtenues, on peut recommander d'admettre que l'anisotropie du sol est comparable à celle des sites pour lesquels des mesures ont été effectuées, c'est-à-dire d'admettre des valeurs fixées de E'_h/E'_v , G'_{vh}/E'_v et ν'_{hh} .

Il reste alors à évaluer le module E'_v , qui peut être déduit d'une courbe de compressibilité œdométrique (déformation du sol dans le domaine surconsolidé).

4.4.4 Autres paramètres d'état

La description des massifs de sols pour les calculs comporte aussi la définition de l'état initial du sol, c'est-à-dire de son indice des vides initial e_0 et de son état de contraintes effectives initial. Dans les massifs à surface horizontale, on admet en général que la contrainte effective initiale horizontale σ'_{ho} est égale à la contrainte effective initiale verticale σ'_{vo} multipliée par le coefficient de pression des terres au repos dans l'état surconsolidé initial K^{oc}_o .

. Ce paramètre dépend de l'état de surconsolidation du sol et peut être relié au coefficient de pression des terres au repos usuel par la formule :

$$K_o^{oc} = K_o^{nc} \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}} = (1 - \sin\phi') \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}} \dots\dots\dots 4-10$$

Tous ces paramètres, à l'exception des paramètres d'élasticité anisotrope, font partie des paramètres classiques de la mécanique des sols appliquée aux argiles et peuvent être évalués dans toutes les études géotechniques courantes.

4.5 Comportement des sables

4.5.1 Généralités

Un matériau granulaire sans cohésion peut être considéré comme un assemblage de grains, sans liaisons effectives les uns avec les autres. Le comportement du matériau ne peut s'expliquer que par des modifications de cet assemblage, soit au niveau de la structure formée par l'ensemble des grains, soit au niveau du grain élémentaire.

Les mécanismes principaux des déformations irréversibles sont donc essentiellement des modifications de la structure granulaire liées à deux phénomènes : le serrage des grains (changements de forme du squelette solide) et le déplacement relatif des grains par glissements et rotations individuels. Ces mouvements sont associés à la réorientation des grains et induisent une anisotropie du matériau. Le réarrangement des grains entraîne des déformations volumiques importantes, d'abord de contractance, puis de dilatance lorsque les forces agissant sur les grains deviennent suffisamment grandes pour provoquer le désenchevêtrement rapide de la structure granulaire [19].

Les lois de comportement proposées pour la description du comportement des massifs de sable supposent, d'une manière très générale, que les sables développent une viscosité négligeable et que l'effet du vieillissement est également négligeable. Ceci signifie que la vitesse de sollicitation n'a pas d'influence sur le comportement du matériau. En conséquence, la relation fonctionnelle entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations est indépendante de l'incrément de temps pendant lequel la sollicitation a été appliquée. Ces hypothèses sont relativement bien justifiées dans le cas des sables.

L'irréversibilité des déformations d'un massif de sable est un fait bien établi par les essais menés en laboratoire. Dès l'apparition de faibles déformations, le chemin « contrainte-déformation » suivi en déchargement est différent du chemin de chargement vierge. En effet, les déformations macroscopiques, produites principalement par les déplacements relatifs des particules, ne sont pas réversibles. Les sables n'ont donc pas à proprement parler de domaine de déformation élastique (réversible), sauf peut-être pour les très faibles déformations (inférieures à 10^{-4}). Toutefois, comme les argiles naturelles, les sables « naturels » (en place) ont des déformations d'ampleur limitée dans un certain domaine de chargement entourant leur état initial. Ce domaine de faibles déformations traduit leur histoire géologique et l'influence des charges qu'ils ont subies dans le passé.

En dehors de la notion de rupture, l'analyse des résultats d'essais permet de mettre en évidence certaines caractéristiques du comportement des sables. L'hypothèse du matériau élastoplastique a permis d'interpréter les courbes de comportement déduites des résultats d'essais triaxiaux et de développer certains concepts comme le concept d'état critique, le concept d'état caractéristique, et de mettre en équations le phénomène de dilatance.

4.5.2 Notion d'état critique

Lorsque l'on soumet une éprouvette de sable à un chargement triaxial, elle se déforme d'abord avec des variations de volume (positives ou négatives), puis le volume tend à se stabiliser alors que la déformation déviatorique se poursuit [44]. On appelle « état critique » l'état final vers lequel tend le sable. On peut le définir comme « l'état ultime atteint aux grandes déformations lors d'une rupture à volume constant sous chargement monotone ». Le volume du sable à l'état critique dépend uniquement de la pression effective moyenne p' . Quantitativement, l'état limite est défini par les conditions suivantes :

- l'écoulement plastique s'effectue à taux de déformation volumique nul, $d\varepsilon_{vol}^p = 0$;
- le volume spécifique $V = 1 + e$ du matériau dépend seulement de la contrainte moyenne p' , selon une relation de la forme $v = \Gamma - \lambda \ln p'$, où Γ et λ sont deux paramètres du modèle ;
- le rapport des contraintes appliquées M ($q = Mp'$) est une constante du sable considéré. La détermination expérimentale de l'état critique est délicate car elle s'effectue par extrapolation. Par ailleurs, des résultats expérimentaux récents montrent que, pour le sable dense, l'éprouvette ne peut pas approcher l'état critique en suivant une déformation globalement homogène [9].

4.5.3 Notions d'état caractéristique et de dilatance

Lors d'un essai triaxial de compression drainée, le sable présente initialement une diminution de volume ou contractance. Puis, lorsque le déviateur des contraintes q appliqué croît, le taux de déformation volumique $d\varepsilon_{vol}$ tend à s'annuler dans le cas d'un sable très lâche. Pour un sable plus dense, le taux de déformation volumique s'inverse et le matériau devient dilatant avant d'atteindre les grandes déformations (figure 4-7). La dilatance ainsi produite est d'autant plus importante que le matériau est initialement dense et que la pression de confinement est faible [19]. L'état de contraintes correspondant à l'annulation du taux de déformation volumique et à l'inversion du sens de variation est appelé « état caractéristique ». Cet état est défini par les conditions suivantes:

- le taux de déformation volumique est nul ($d\varepsilon_{vol} = 0$) ;
- les cercles de Mohr correspondant aux états caractéristiques atteints à partir de différentes contraintes initiales isotropes admettent une tangente commune, de pente $\tan \varphi_c$, appelée « ligne ou droite caractéristique ». L'angle φ_c détermine la capacité d'enchevêtrement des particules de sable [44].

Au-delà de la droite caractéristique, les particules de sable se désenchevêtrent et se réarrangent. Le sable se dilate jusqu'à la rupture instable de l'échantillon. Des essais axisymétriques réalisés sur différents sables montrent que φ_c est un paramètre intrinsèque du matériau, indépendant de la densité, de la granulométrie et de la contrainte moyenne [19]. La contractance et la dilatance sont aussi mises en évidence dans les essais non drainés : le seuil caractéristique correspond alors à l'état des contraintes pour lequel se produit l'inversion du sens de variation de la pression interstitielle. Il a également été observé que le comportement dilatant des sables denses disparaissait à partir d'une certaine valeur de la pression moyenne : leur comportement devient alors identique à celui des sables lâches, qui sont toujours contractants.

Le concept d'état caractéristique présente un grand avantage : sa détermination expérimentale est directe et facile. Mais bien qu'il ait été vérifié sur d'autres chemins de contraintes dans le plan triaxial, il n'est pas certain qu'un même seuil entre contractance et dilatance existe encore lorsque l'éprouvette de sable est soumise à des chemins tridimensionnels. En effet, si des essais de torsion [37] et des essais sur presse tridimensionnelle [43] ont montré la validité du concept d'état caractéristique défini par un état de dilatance nulle, il semble que l'angle caractéristique ne soit pas un paramètre intrinsèque du matériau mais augmente avec la contrainte principale intermédiaire [43].

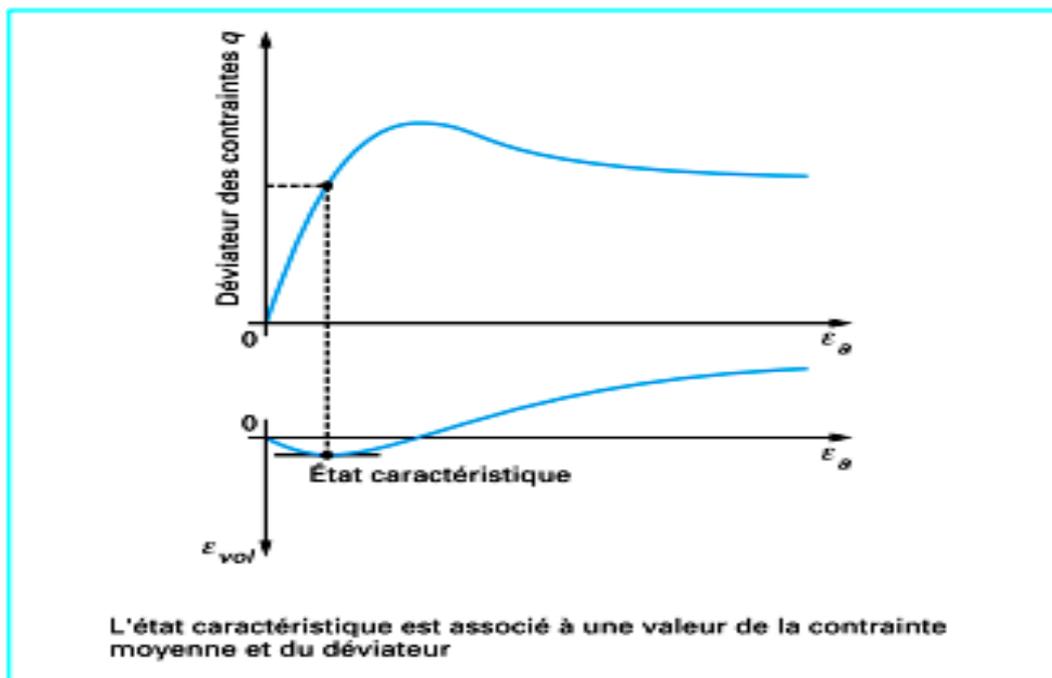


Figure 4-7 -définition de l'état caractéristique

4.5.4 Relation contrainte-dilatance de Rowe

Rowe [35] a défini le sens de la déformation volumique $d\varepsilon_{vol}$ par la relation :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K (1 - d\varepsilon_{vol}/d\varepsilon_a) \dots\dots\dots 4-11$$

Où K caractérise la résistance au glissement des grains. Cette expression fournit une bonne modélisation pour les chemins de chargement où le rapport des contraintes supportées par le matériau croît [40]. Mais il est très difficile de généraliser cette relation aux chemins de contraintes quelconques.

4.6 Développement et validation des lois de comportement

4.6.1 Principes de développement d'une loi de comportement

La première condition à remplir par une loi de comportement de sol est de représenter le mieux possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence au cours des essais de laboratoire.

La construction d'une représentation mathématique du comportement d'un sol passe d'abord par le choix du rôle attribué au temps dans le modèle :

— pour les sables, il est généralement admis que les déformations évoluent simultanément avec les états de contraintes et que les effets de la viscosité et du vieillissement sont négligeables. La vitesse de sollicitation n'a donc pas d'influence sur le comportement du matériau ;

— pour les argiles, en revanche, toutes les données expérimentales montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit logiquement à privilégier l'approche viscoélastique ou viscoplastique. Les données expérimentales montrent que la loi de comportement des argiles dépend des contraintes effectives, de la déformation et de la vitesse de déformation. La situation serait très simple et il est probable que toutes les méthodes de calcul seraient de type viscoélastique ou viscoplastique, si l'approche adoptée en pratique pour l'étude des tassements des massifs de sols argileux (courbe de compressibilité œdométrique et théorie de la consolidation unidimensionnelle, dans laquelle on ne tient pas compte de la viscosité des déformations du squelette du sol) ne donnait pas des résultats satisfaisants dans la plupart des projets [20]. L'approche élastoplastique (ou même élastique non linéaire) a, pour cette raison, fait l'objet de nombreux développements.

4.6.2 Aspect tridimensionnel des lois de comportement

La méthode de construction habituelle des lois de comportement privilégie les chemins triaxiaux classiques, dans lesquels les directions principales des contraintes et des déformations restent fixes et la pression de confinement constante. Les lois de comportement ainsi construites ne sont théoriquement valables que sur les chemins de sollicitations ayant servi à leur conception et toute généralisation à d'autres types de sollicitations, ou au cas véritablement tridimensionnel, demeure une hypothèse forte. La

généralisation au cas tridimensionnel impose d'introduire dans les équations de comportement l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 , qui est cachée par les conditions de réalisation des essais sur éprouvettes cylindriques (σ_2 et σ_3). Si l'écriture des lois de comportement d'origine triaxiale en fonction des invariants p' et q permet d'introduire une certaine influence de la contrainte principale intermédiaire, il n'y a aucune justification expérimentale pour ce genre d'approche. Seuls les résultats d'essais véritablement tridimensionnels peuvent valider ces hypothèses ou les infirmer. Mais raisonner directement sur des essais tridimensionnels rend très complexe la construction de la loi de comportement, puisqu'il faut tenir compte de trois invariants de contraintes et de trois invariants de déformations. Les auteurs de modèles construisent donc en général des lois de comportement à partir des résultats d'essais axisymétriques puis tentent de les valider sur des résultats tridimensionnels et, au besoin, corrigent légèrement les équations afin de mieux prendre en compte l'effet de la contrainte intermédiaire, mais sans trop modifier la modélisation des essais axisymétriques.

4.7 Lois de comportement usuelles

4.7.1 Généralités

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs sont des lois élastoplastiques parfaites composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. Les principaux critères de plasticité employés pour décrire la rupture des sols sont présentés dans le tableau 1, où les invariants de contraintes sont définis par les relations suivantes :

$$p' = \frac{(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})}{3} \dots\dots\dots 4-12$$

Et

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xz})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2} \dots\dots 4-13$$

Tableau 1–Critères de plasticité usuels pour les sols			
Type de critère	Formule mathématique	paramètres	Type de sol
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_3 - 2C_u$	C_u	Argiles et limons à court terme
Mohr-coulomb	$ \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi' - 2c'\cos\phi'$	C' et ϕ'	La plupart des sols à long terme
Drucker-Prager	$q - \alpha p' - k$	K et α	Sables et argiles à long terme
Matsuoka-Nakai	$\frac{I1I2}{I3} - k$	k	Sables
Lade	$(\frac{p'}{P_{atm}})^m (27 \frac{I1^3}{I3}) - k$	K et m	sables
$I1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 \quad I2 = \sigma'_1 \sigma'_2 + \sigma'_1 \sigma'_3 + \sigma'_2 \sigma'_3 \quad I3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$			

4.7.2 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme. Dans l'espace des contraintes principales effectives ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$. L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' - 2c'\cos\phi' = 0 \dots\dots\dots 4-14$$

Où σ'_1 et σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement).

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \dots\dots\dots 4-15$$

Lorsque les angles ϕ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), ϕ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Lorsque $\phi' = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée loi de Tresca.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, œdomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), deux surfaces de charge se trouvent simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$d\varepsilon_{vol}^p / d\varepsilon_a^p = \frac{2 \sin \Psi}{1 - \sin \Psi} \dots\dots\dots 4-16$$

La quantité $\frac{2 \sin \Psi}{1 - \sin \Psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle Ψ est appelé angle de dilatance.

La figure 4-8 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb et indique les relations qui existent entre les paramètres E', ν', c', ϕ' et Ψ , et les différentes pentes de la représentation théorique. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations. Il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement.

En mécanique des sols, la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ', τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial.

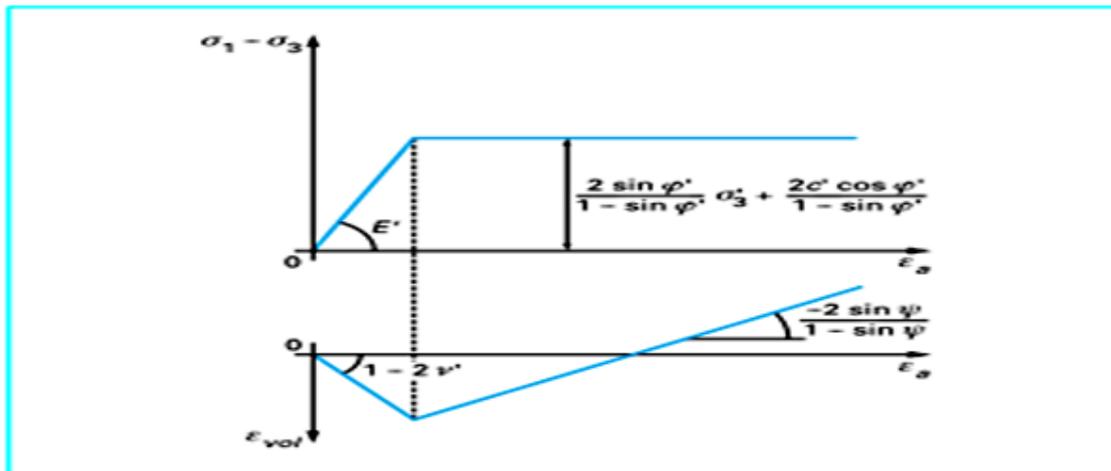


Figure 4-8 – Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb

4.7.3 Modèles de Cambridge (ou modèles Cam-Clay)

Roscoe et al. [35] furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écrouissage et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais œdométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire. Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique.

4.7.3.1 Étude de l'essai de compression isotrope

Dans le plan $(e, \ln p)$ [où e est l'indice des vides et p la pression moyenne $p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \delta_{ij}$], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (figure 4-9) :

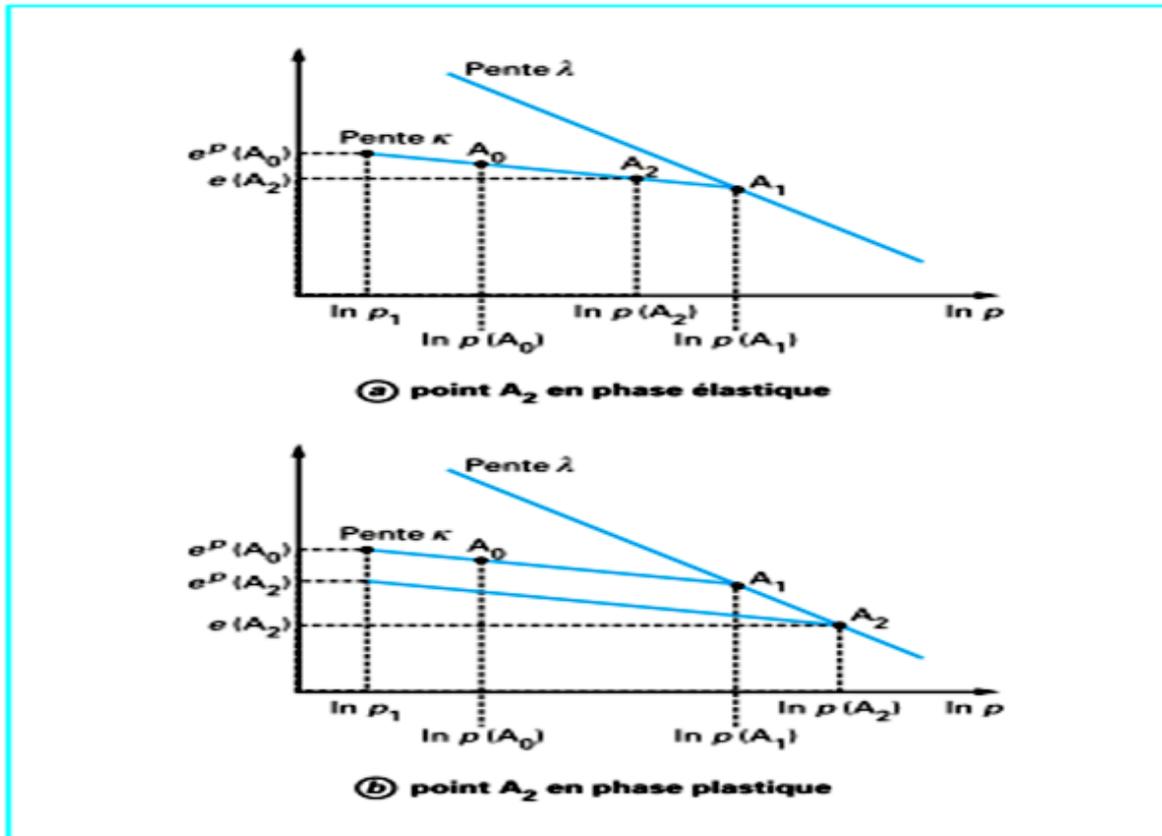


Figure 4-9– Représentation d’un essai de compression isotrope

— une courbe de consolidation vierge, dite courbe λ , qui décrit le chargement au cours de l’essai ;

— une courbe de déchargement-rechargement, dite courbe κ , qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Par construction, cette courbe représente le comportement élastique non linéaire au cours de l’essai.

Les courbes λ et κ sont définies par les équations suivantes :

$$\text{Courbe } \lambda : e = e_1 - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \dots \dots \dots 4-17$$

$$\text{Courbe } \kappa : e = e^p - K \ln \frac{p}{p_1} \dots \dots \dots 4-18$$

Où e_1 et e^p correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p_1 (en général égale à 1 kPa) ; λ et κ sont deux paramètres du modèle.

La figure 4-9 montre que la quantité e^p évolue au cours du chargement et qu’elle est liée à la limite du domaine d’élasticité actuel. Cette quantité peut donc être utilisée comme paramètre d’écrouissage dans la description de l’essai de compression isotrope.

4.7.3.2 Notion d'état critique

Par ailleurs, l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement sur des argiles reconstituées a montré qu'au moment de la rupture (lorsque le palier d'écoulement est atteint), le matériau se trouve dans un état dit critique et caractérisé par :

- un rapport de contraintes constant : $M = q/p$;
- l'absence de variations de volume : $d\varepsilon_{vol} = 0$;
- une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ , où M est un paramètre du modèle, p la contrainte moyenne et q le déviateur des contraintes.

L'étude expérimentale montre également que, dans le plan $(e, \ln p)$, la courbe d'état critique est une droite approximativement parallèle à la courbe de consolidation isotrope.

4.7.3.3 Équations des modèles Cam-Clay

La plasticité est décrite à partir d'une relation contrainte-dilatance déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau 2). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$.

Tableau2-Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contrainte et de l'état d'écrouissage p_c		
Modèle Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et surface de charge $F(p, q, p_c)$
Versión originale	$d\varepsilon_{vol}^p / d\varepsilon_d^p = M \cdot q / P$	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{Mp} \cdot \ln\left(\frac{p_c}{p}\right) = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
Versión modifiée	$d\varepsilon_{vol}^p / d\varepsilon_d^p = \frac{M^2 - (q/P)^2}{2q/P}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
$\varepsilon_v^p = \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$; $\varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij}^p e_{ij}^p}$ et $e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$		

Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées. Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland et Roscoe.

La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le

domaine d'élasticité actuel (figure4-10) ; cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écroutissage.

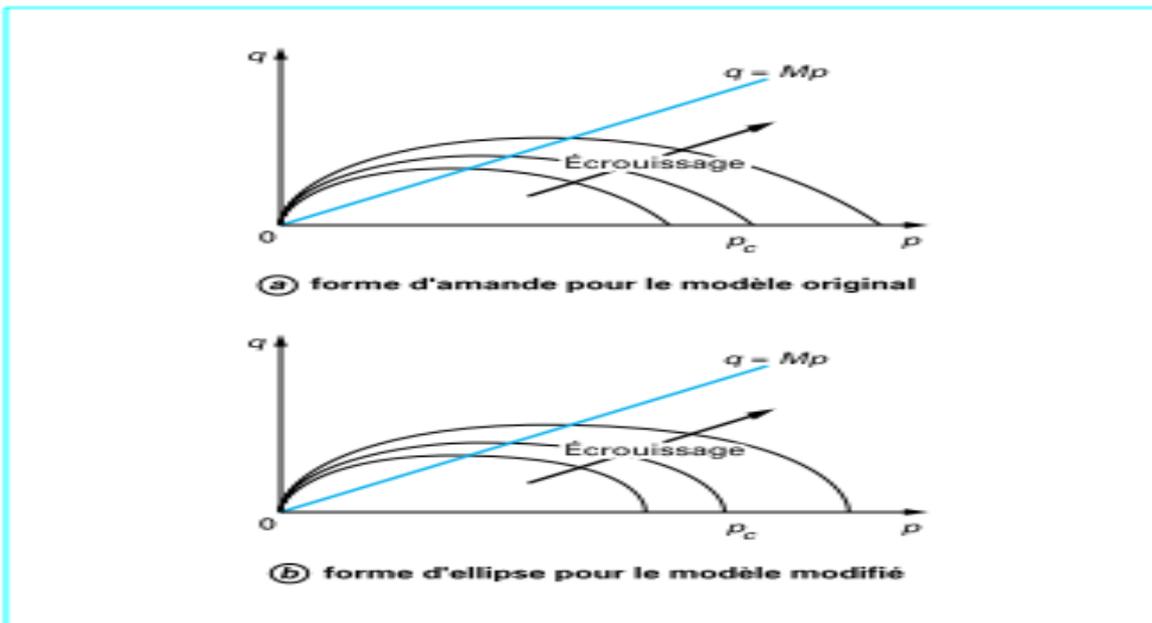


Figure 4-10 – Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)

La relation d'écroutissage liant l'indice e^p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et κ au point p_c (figure4-11).

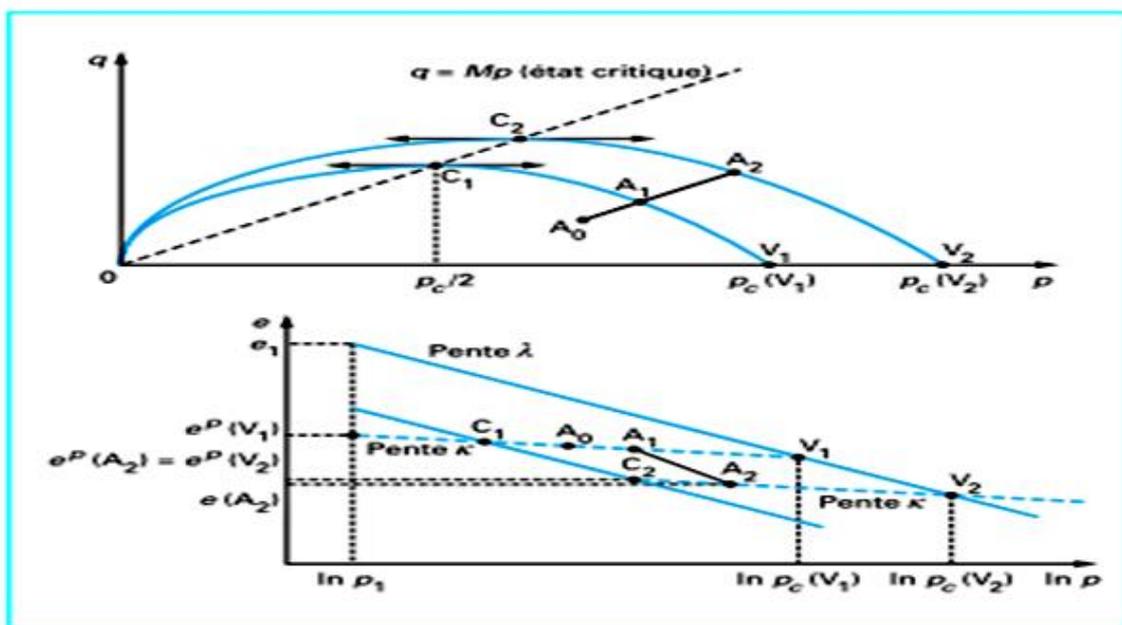


Figure 4-11 – Représentation de l'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

Par construction, les points C_1 et C_2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V_1 et V_2 à la droite de consolidation isotrope. Considérons un chemin de contraintes quelconque $A_0A_1A_2$, où A_0 est un point initialement dans le domaine élastique, A_1 est sur la surface de charge initiale et A_2 sur la surface de charge qui évolue.

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites sur la figure 4-11 :

$$e(v_2) = e_1 - \lambda \ln \frac{pc(v_2)}{p_1} \dots\dots\dots 4-19$$

Et

$$e(v_2) = e^p(v_2) - K \ln \frac{pc(v_2)}{p_1} \dots\dots\dots 4-20$$

Il vient alors :

$$e_1 - e^p(v_2) = (\lambda - K) \ln \frac{pc(v_2)}{p_1} \dots\dots\dots 4-21$$

Soit une relation générale du type :

$$e_1 - e^p = (\lambda - K) \ln \frac{pc}{p_1} \dots\dots\dots 4-22$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écroissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de^p peut être relié à la déformation volumique plastique $d\varepsilon^p_{vol}$; en effet, par définition, $e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_{vol}$, où e_0 est l'indice des vides initial, lié à l'état de contraintes initiales dans le massif. Cette relation n'est valable qu'en petites déformations. En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e_e et une partie plastique e_p , puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1 + e_0)d\varepsilon^e_{vol} \dots\dots\dots 4-23$$

Et

$$de^p = -(1 + e_0)d\varepsilon^p_{vol} = -(\lambda - K) \frac{dpc}{pc} \dots\dots\dots 4-24$$

L'évolution de l'écroissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dpc}{pc} = \frac{(1 + e_0)}{(\lambda - K)} d\varepsilon^p_{vol} \dots\dots\dots 4-25$$

Où G désigne le module de cisaillement et δ_{ij} , le tenseur de Kronecker.

4.7.3.4 Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : $M, \lambda, \kappa, e_1, p_1$ et G (voire E et ν), et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0, p_0, q_0). Les paramètres du modèle

Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et œdométriques classiques (tableau 3).

Tableau3-Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay	
paramètres	Principe de la détermination
e_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotrope ou triaxiaux
G(ou E et ν)	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
λ, k, e_1, p_1	Détermination à partir d'essais de compression isotrope en représentant les résultats dans le plan $(e, \ln p)$ ou à partir de résultats œdométriques. Classiques. La pression de référence p_1 est souvent choisie égale à 1kPa.
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plans (p, q) . pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : $M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$

L'analyse des travaux cités par Duncan [6], pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits dans des sols compressibles, montre que les modèles de type Cam-Clay sont toujours de nos jours les plus utilisés. Cela provient sans doute de la facilité de leur implantation dans un code de calcul par éléments finis, du nombre réduit de paramètres et de leur détermination simple à partir des résultats de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais œdométriques et triaxiaux).

4.7.4 Modèle de comportement MÉLANIE

Les travaux de Tavenas et Leroueil [41] sur l'argile de Saint-Alban (Québec) et ceux de Magnan et al. [22] Sur l'argile de Cubzac-les Ponts (France) ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'Université de Cambridge, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles. Ces travaux ont donné naissance au modèle de comportement Y light, créé par le groupe de géotechnique de l'Université Laval au Québec [18] et au modèle MÉLANIE créé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Le modèle MÉLANIE (Modèle ÉLastoplastique ANIsotrope avec Écrouissage) permet de simuler par éléments finis le phénomène de consolidation et de reproduire assez fidèlement l'évolution au cours du temps des déformations et des contraintes dans les massifs de sol naturels [29] [17].

4.7.4.1 Équations du modèle MÉLANIE en déformation plane

L'originalité du modèle MÉLANIE par rapport aux modèles Cam-Clay réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Néanmoins, ce modèle a été construit selon la démarche adoptée par les chercheurs de l'Université de Cambridge. Les résultats des essais ont été interprétés à l'aide des contraintes réduites s' et t définies par les relations suivantes :

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \text{ et } s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

Où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales effectives.

Les études expérimentales réalisées en laboratoire (essais œdométriques et triaxiaux) et en vraie grandeur ont conduit à admettre les points suivants :

— la surface de charge, ou courbe d'état limite, a une forme elliptique dans le plan de contraintes (s' , t) ; son grand axe est confondu avec l'axe d'anisotropie et elle passe par l'origine des contraintes et par le point s'_p de l'axe Os' défini par $s'_p = 0.6 \sigma'_p$

(Où σ'_p est la pression de préconsolidation) (figure4-12) ;

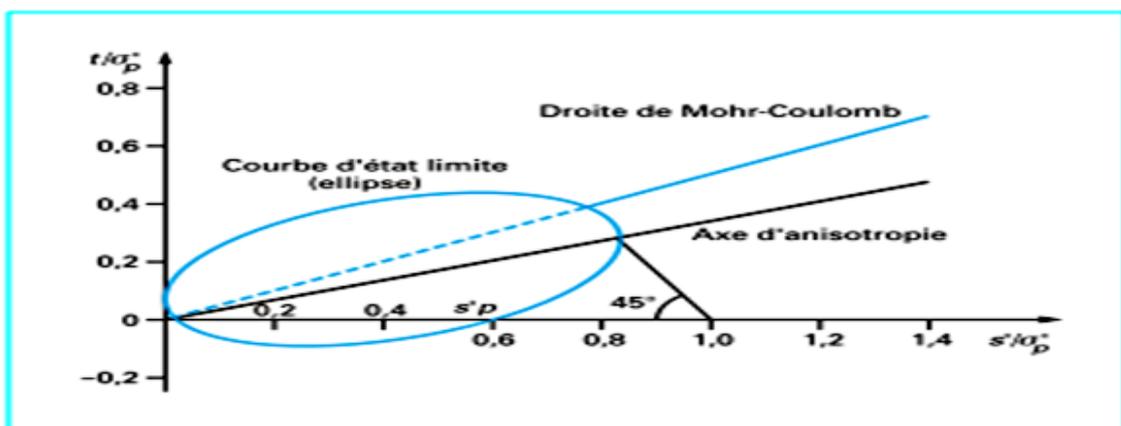


Figure4-12 Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE (d'après

— les surfaces de charge correspondant à des états de préconsolidation différents sont homothétiques (par rapport à l'origine) dans le rapport des contraintes de préconsolidation. Cette observation justifie l'utilisation de la contrainte s'_p comme paramètre d'écroissage ;

la règle de normalité n'est pas vérifiée. En effet, il apparaît que la direction du vecteur incrément de déformation plastique, en un point A du plan (s' , t), est systématiquement comprise entre la normale n à la surface de charge en A et le rayon vecteur OA. Dans le modèle, il a été admis que cette direction D est donnée par la bissectrice de l'angle formé par la normale et le rayon vecteur (figure4-13).

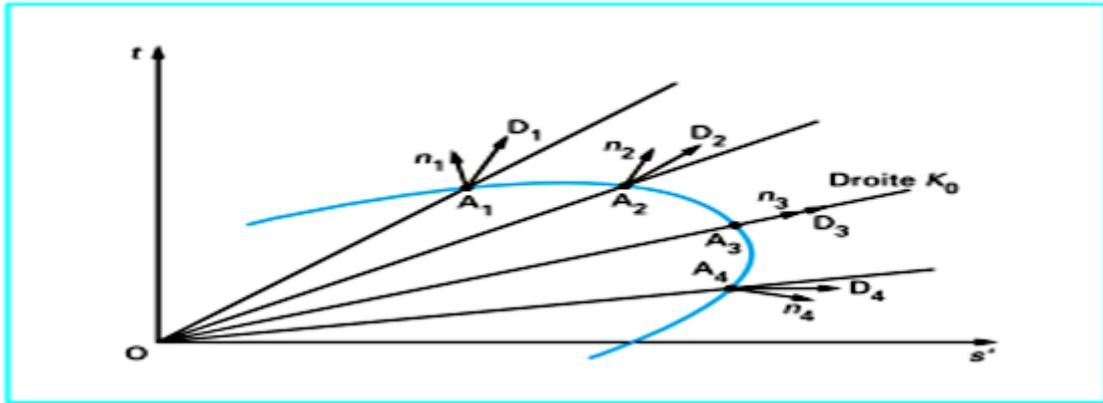


Figure4-13 – Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE (d’après [])

L’équation de la surface de charge est celle d’une ellipse dont le grand axe est incliné d’un angle θ par rapport à l’axe des abscisses :

$$A^2(s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_p}{AC})^2 + B^2(t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - (\frac{s'_p}{C})^2 = 0 \dots\dots\dots 4-27$$

Avec

$$A = 2(\cos \theta + \sin \theta) \quad B^2 = A^2 \cos \theta \left(\frac{2}{A} - \cos \theta \right) / C \sin^2 \theta \dots$$

$$C = 0,6 \quad \theta = \arctan\left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0}\right)$$

Où K_0 désigne le coefficient de pression des terres au repos (à l’état normalement consolidé).

La règle d’écoulement plastique en un point A du plan (s', t) s’écrit comme une combinaison linéaire entre la normale à la surface de charge et le rayon vecteur OA :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \dots\dots\dots 4-28$$

Avec

$$\frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}}{\left\| \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right\|} + \eta \frac{OA}{\|OA\|}$$

Où $\|OA\|$ représente la norme euclidienne du vecteur OA et la valeur η (égale à 0 ou 1) permet de réaliser des calculs avec une loi associée ou non.

L’élasticité de la loi MÉLANIE est l’élasticité orthotrope linéaire de révolution. Dans l’hypothèse des déformations planes, les contraintes effectives et les déformations élastiques sont reliées par les équations :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_h \\ \sigma'_v \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_h'(1-\eta v'^2_{vh})}{(1+v'_{hh})(1-v'_{hh}-2\eta v'^2_{vh})} & \frac{E_h' v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2\eta v'^2_{vh}} & 0 \\ \frac{E_h' v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2\eta v'^2_{vh}} & \frac{E_h'(1-\eta v'_{vh})}{(1-v'_{hh}-2\eta v'^2_{vh})} & 0 \\ 0 & 0 & G'_{vh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_h \\ \epsilon_v \\ \gamma \end{bmatrix} \dots\dots\dots 4-29$$

Où $\eta = \frac{E'_h}{E'_v}$; E'_v, E'_h désignent les modules d'élasticité verticale et horizontale ; v'_{vh} , le coefficient de Poisson dans la direction verticale sous une contrainte verticale ; v'_{hh} le coefficient de Poisson dans la direction horizontale sous une contrainte horizontale et G'_{vh} , le module de cisaillement dans le plan vertical.

Enfin, le paramètre d'écrouissage s'_p est déterminé par l'intersection de la droite de consolidation avec la courbe vierge isotrope dans le plan (s', e) [au lieu du plan ($\ln p', e$) dans le cas des modèles Cam-Clay] :

— équation de la courbe vierge isotrope (ou courbe λ) :

$$e = e_1 - \lambda \ln \frac{s'_p}{s'_1} \dots\dots\dots 4-30$$

— équation de la courbe de déchargement-rechargement, qui est linéaire contrairement au cas des modèles Cam-Clay :

$$e = e^p - \alpha (s' - s'_1) \dots\dots\dots 4-31$$

L'intersection de la surface de charge avec le plan (s', e) conduit à la relation (figure4-14) :

$$e^p = e_1 - \lambda \ln \frac{s'_p}{s'_1} + \alpha (s'_p - s'_1) \dots\dots\dots 4-32$$

où e_1 désigne l'indice des vides correspondant à la contrainte de référence $s'_1 = 1 \text{ kPa}$ le paramètre α est le coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement isotrope ; il a pour expression :

$$\alpha = \frac{(1+e_0)(1-v'_{hh}-2\eta v'^2_{vh})}{E'_v} \times \frac{(1+v'_{hh})(2\eta v'_{vh}-1+v'_{hh})-\eta(1-\eta v'^2_{vh})}{\eta^2 v'^2_{vh} (1+v'_{hh})-\eta(1-\eta v'^2_{vh})(1-v'_{hh})} \dots\dots\dots 4-33$$

La relation entre le paramètre d'écrouissage e^p et la contrainte s'_p effective moyenne permet d'utiliser en définitive cette pression comme paramètre d'écrouissage.

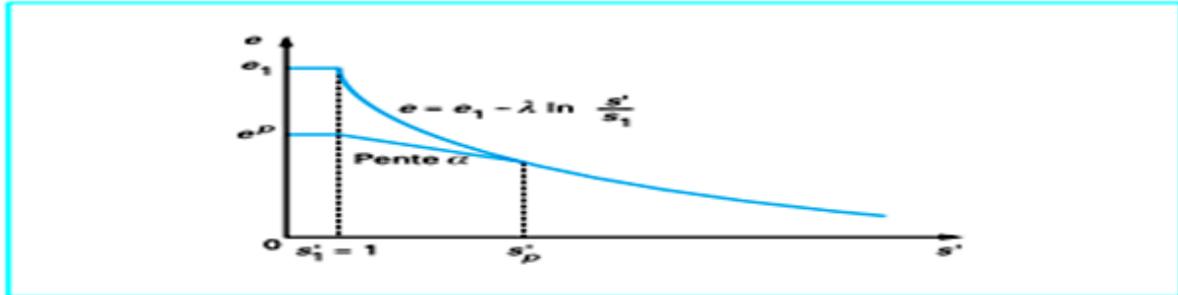


Figure4-14 – Définition du paramètre d'écroûissage s'_p

4.7.4.2 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE

Les paramètres du modèle MÉLANIE peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et d'essais œdométriques classiques (tableau 4).

Tableau4-détermination des paramètres du modèle MELANIE	
Paramètres	Principe de la détermination
$e_0, K^{nc}_0, K^{0c}_0, \sigma'_{vo}$	<p>Ces paramètres sont déterminés à partir de l'état de contrainte initiale verticale et des résultats d'essais en place ou en laboratoire. les coefficients de pression des terres au repos K^{nc}_0 (pour les sols normalement consolidés) et K^{0c}_0 (pour les sols surconsolidés) sont donnés par les relations :</p> $K^{nc}_0 = 1 - \sin \varphi' \text{ et } K^{0c}_0 = K^{nc}_0 \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}}$ <p>Où φ' est l'angle de frottement interne du sol. La pression de preconsolidation σ'_p est déduite de l'essai oedométrique.</p>
$E'_v, E'_h, \nu'_{vh}, \nu'_{hh}, G'_v$	<p>Détermination à partir des résultats d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes (). Toutefois, dans la pratique, il est admis que les quantités $\frac{E'_h}{E'_v}, \frac{G'_v}{E'_v}, \nu'_{vh}, \nu'_{hh}$ ont des valeurs fixes, qui sont en générale choisies d'après les valeurs trouvées sur des sites de référence. Il reste alors à déterminer le module vertical : à partir de la courbe oedométriques au moyen de la relation :</p> $E'_v = \frac{(1+e_0)(\sigma'_p - \sigma'_{vo}) E'_h}{C_s \ln \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}} \left(1 - 2 \frac{E'_h \nu'^2_{vh}}{E'_v (1 - \nu'_{hh})} \right)$ <p>Où C_s est l'indice de gonflement déduit de l'essai oedométrique.</p>
e_1, s'_1, λ	<p>L'indice des vides e_1 peut être déterminé expérimentalement dans un essai oedométrique ou calculé au moyen de la relation :</p> $e_1 = e_0 - \alpha (s'_1 - s'_p) + \lambda \ln \left(\frac{s'_p}{s'_1} \right)$ <p>Où s'_p définit la position initiale de la surface de charge ou courbe d'état limite. La pression de référence s'_1 est suivant égale à 1kPa. une autre valeur peut être retenue selon le système d'unité des contraintes utilisées. Le paramètre λ est souvent relié à l'indice de compression C_s déterminé à l'essai oedométrique, par la relation</p> $\lambda = \frac{C_s}{\ln 10} .$

D'autres paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement du fluide interstitiel et son écoulement à travers les pores du sol. Il est admis que les pores de l'argile sont remplis d'un fluide interstitiel dont la compressibilité, caractérisée par le coefficient de compressibilité α_w , dépend du degré de saturation S_r de l'argile. L'écoulement du liquide est décrit par les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h . Les paramètres, α_w , k_v et k_h peuvent varier au cours du temps en fonction de la pression interstitielle et de l'indice des vides. Un exemple d'application du modèle à l'argile de Muar Flats est décrit par Magnan [21] et Magnan et Mestat [23].

4.7.4.3 Extension du modèle MÉLANIE aux problèmes tridimensionnels

Les études sur le comportement tridimensionnel des argiles naturelles sont très peu nombreuses et les lois de comportement tridimensionnel de ces sols sont mal connues. En effet, les contraintes géométriques et le principe de chargement des essais courants (essais œdométriques et triaxiaux sur éprouvettes cylindriques) ne permettent pas d'appréhender le comportement tridimensionnel.

Les essais plus complexes, comme ceux réalisés avec un appareil de compression-torsion sur éprouvettes cylindriques creuses, restent encore très rares pour les sols naturels. Bien que l'on n'ait pas disposé de résultats expérimentaux adéquats, le modèle MÉLANIE a été extrapolé au comportement tridimensionnel afin de pouvoir réaliser des modélisations numériques elles-mêmes tridimensionnelles.

Le modèle MÉLANIE tridimensionnel repose sur les mêmes principes que le modèle bidimensionnel. Les équations de l'élastoplasticité avec écrouissage sont établies en fonction des invariants de contraintes suivants :

$$p' = \frac{(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})}{3}$$

$$\text{Et } q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xz})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2}$$

L'équation de la surface de charge :

$$A^2 (s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_p}{AC})^2 + B^2 (t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - (\frac{s'_p}{C})^2 = 0 \dots \dots \dots 4-34$$

(A, B et C étant définis au paragraphe 4.8.2.1)

Est généralisée en effectuant le changement de coordonnées suivant (valable pour un essai triaxial de compression, $\sigma_2 = \sigma_3$) :

$$p' = s' - \frac{1}{3}t \quad q = 2t$$

Et

$$s' = p' + \frac{1}{6}q \quad t = \frac{1}{2}q$$

L'équation de l'ellipse caractérisant la surface de charge s'écrit alors [14] :

$$A^2 \left(p' \cos\theta + \frac{q}{2} \left[\sin\theta + \frac{1}{3} \cos\theta \right] - \frac{P'_p}{AC} \right)^2 + B^2 \left(\frac{q}{2} \left[\cos\theta - \frac{1}{3} \sin\theta \right] - p' \sin\theta \right)^2 - \left(\frac{P'_p}{C} \right)^2 = 0 \dots\dots\dots 4-35$$

La pression P'_p joue le rôle du paramètre d'écroûissage à la place de s'_p dans le cas bidimensionnel (figure4-15).

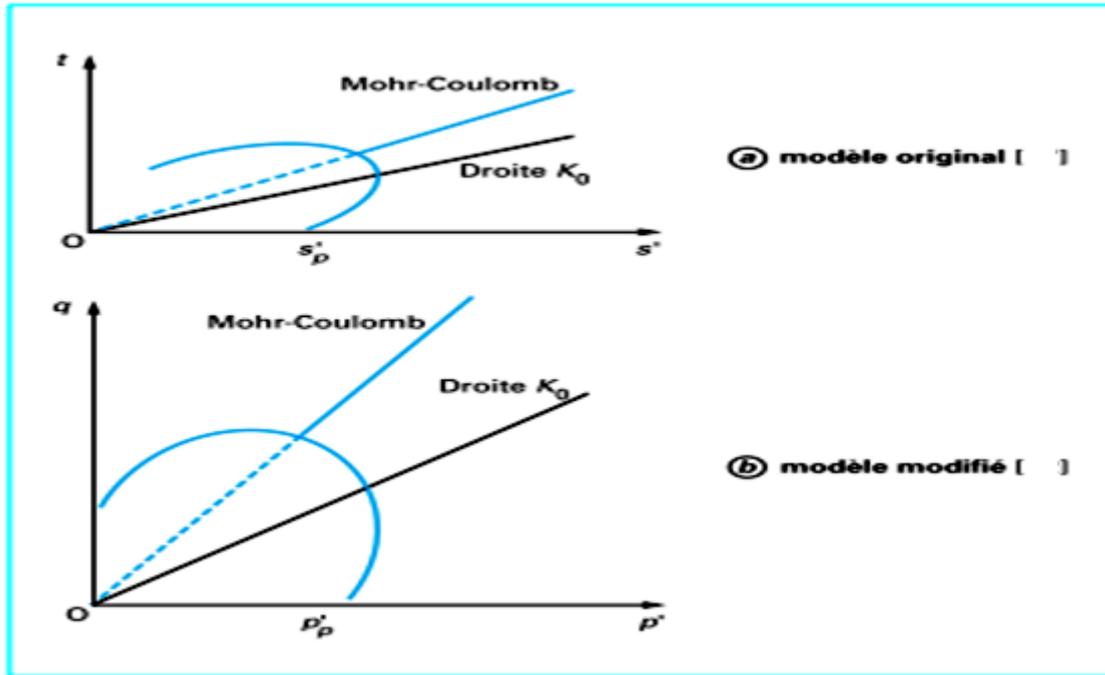


Figure 4-15 – Surfaces de charge du modèle MÉLANIE

Par ailleurs, compte tenu des équations de la courbe vierge isotrope et des droites de déformation réversible isotrope, la relation entre la variable e^p et p'_p devient dans le cas tridimensionnel :

$$e^p = e_1 - \lambda \ln \frac{p'_p}{p'_1} + \alpha (p'_p - p'_1) \dots\dots\dots 4-36$$

Où p'_1 est une pression de référence souvent prise égale à 1 kPa.

La pente α des courbes de déformation réversible isotrope dépend des caractéristiques d'élasticité et son expression est différente dans le cas tridimensionnel ; des développements analytiques simples montrent que :

$$\alpha = (1 + e_0) \frac{2(1 - v'_{hh}) + \eta(1 - 4v'_{hh})}{\eta E'_v} \dots\dots\dots 4-37$$

A l'intérieur de la surface de charge, les déformations sont élastiques linéaires et le comportement est orthotrope de révolution :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} +1/\eta E'_v & -\nu'_{hh}/\eta E'_v & -\nu'_{vh}/E'_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'_{vh}/\eta E'_v & 1/\eta E'_v & -\nu'_{vh}/E'_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'_{vh}/E'_v & -\nu'_{vh}/\eta E'_v & +1/E'_v & 1/G'_{vh} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G'_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu'_{hh})/E'_h \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{xz} \\ \sigma'_{xy} \end{bmatrix} \dots\dots\dots 4-38$$

Où

$\eta = \frac{E'_h}{E'_v}$; et E'_v et E'_h désignent les modules d'élasticité verticale et horizontale ; ν'_{vh} le coefficient de Poisson dans la direction verticale sous une contrainte verticale ; ν'_{hh} , le coefficient de Poisson dans la direction horizontale sous une contrainte horizontale et G'_{vh} , le module de cisaillement vertical et horizontal dans un plan vertical.

La relation de comportement inverse s'écrit sous la forme :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{xz} \\ \sigma'_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c(1-\eta\nu'^2_{vh}) & c(\nu'_{hh}+\eta\nu'^2_{vh}) & c(1+\nu'_{hh})\nu'_{vh} & 0 & 0 & 0 \\ c(\nu'_{hh}+\eta\nu'^2_{vh}) & c(1-\eta\nu'^2_{vh}) & c(1+\nu'_{hh})\nu'_{vh} & 0 & 0 & 0 \\ c(1+\nu'_{hh})\nu'_{vh} & c(1+\nu'_{hh})\nu'_{vh} & c/\eta(1-\nu'^2_{hh}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G'_{vh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G'_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E'_h/2(1+\nu'_{hh}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} \dots\dots\dots 4-39$$

Avec
$$c = \frac{\eta E'_v}{(1+\nu'_{hh})(1-\nu'_{hh}-2\eta\nu'^2_{hh})}$$

Enfin, l'expression de la loi d'écoulement est identique à celle établie pour le modèle bidimensionnel. Celle-ci peut être associée ou non selon la valeur du paramètre η .

4.7.5 Modèle de Nova

4.7.5.1 Équations de la loi de comportement

Le modèle de Nova [31] est une adaptation du modèle Cam-Clay modifié à la description du comportement des sables. Il est composé d'une partie élastique non linéaire et d'une partie plastique avec écrouissage définie par une surface de charge composée de deux parties (tableau 5). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants p (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}$$

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives. De même, pour les invariants de déformation plastique, on pose :

$$\varepsilon_{vol}^p = \varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p2} + \varepsilon_{p3} \dots\dots\dots 4-40$$

$$\varepsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{p2})^2 + (\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{p3})^2 + (\varepsilon_{p2} - \varepsilon_{p3})^2}{2}} \dots\dots\dots 4-41$$

L'évolution de l'érouissage est gouvernée par une combinaison linéaire des deux invariants de déformations plastiques ε_{vol}^p et ε_d^p :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_{vol}^p + D\varepsilon_d^p}{l - B_0}\right) \dots\dots\dots 4-42$$

Le paramètre d'érouissage p_c suit une loi d'évolution proche de celle de l'érouissage dans les modèles Cam-Clay ; la différence provient de la prise en compte du terme déviatorique ε_d^p dans la loi de Nova.

Tableau5-Expression de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (modèle de Nova)()		
Etat de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge et potentiel plastique
$\frac{q}{p} \leq \frac{M}{2}$	$d\varepsilon_{vol}^p / d\varepsilon_d^p = \frac{M^2 p}{4\mu q}$	$F(p,q,p_c) = G(p,q,p_c)$ $G(p,q,p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p^2} = 0$
$\frac{q}{p} \geq \frac{M}{2}$	$d\varepsilon_{vol}^p / d\varepsilon_d^p = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p}$	$F(p,q,p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{2} + \min\left(\sqrt{1 + \mu \frac{p}{p_c}}\right) = 0$ $G(p,q,p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{1-\mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p}{p_{c0}}\right)^{(1-\mu)/\mu}\right] = 0$
Les paramètres m , M et μ sont définis au paragraphe 4.8.4.2 Le paramètre p_{c0} provient de l'intégration de la relation différentielle « contrainte-dilatance » et il correspond au point d'intersection du potentiel plastique avec l'axe de compression isotrope.		

Le paramètre p_{c0} est une pression isotrope de référence. L'élasticité non linéaire isotrope est exprimée sous la forme incrémentale suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp}{3p} \delta_{ij} \dots\dots\dots 4-43$$

Où B_0 et L_0 sont deux paramètres de la loi, et

$$\eta_{ij} = \frac{1}{p} [\sigma_{ij} - p\delta_{ij}]$$

4.7.5.2 Détermination des paramètres du modèle de Nova

Ce modèle comporte huit paramètres, dont seulement sept sont adimensionnels et déterminés habituellement par calages successifs sur les résultats d'essais triaxiaux drainés [31] [27] :

- B_0 , paramètre lié à la déformation volumique élastique (en déchargement) ;
- L_0 , paramètre lié à la déformation déviatorique élastique (en déchargement) ;
- M , paramètre lié à l'état caractéristique du sable et à la rupture ;
- μ , paramètre lié à la rupture ;
- D , paramètre lié au phénomène de dilatance (pente de la relation de dilatance à la rupture) ;
- l paramètre lié à la déformation volumique totale ;
- m , paramètre lié à l'état caractéristique et à la courbure générale de la courbe déviateur-déformation axiale d'un essai de compression triaxiale.

Le dernier paramètre p_{c0} est une pression de référence, qui peut être calculée de plusieurs manières : — une valeur moyenne de p_{c0} est affectée à une certaine hauteur de couche. Cette manière de procéder a pour origine le fait que, pour un essai triaxial de compression classique, le paramètre p_{c0} est égal à σ_3 si l'état isotrope des contraintes initiales est sur la surface de charge ;

— une valeur de p_{c0} est affectée à chaque point du massif en supposant que l'état des contraintes initiales se situe sur la surface de charge. Par exemple, dans chaque plan horizontal d'un massif à surface horizontale, p_{c0} a une valeur différente définie par l'équation $F(p_0, q_0, p_{c0}) = 0$. Cette détermination semble conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables ne présentent pas de domaine d'élasticité initial ;

4.8 Modélisation des massifs de sols saturés

4.8.1 Modèles de calcul pour les massifs de sols saturés

Les sols sont constitués d'un mélange d'eau, de particules et de gaz dans des proportions variables selon les conditions extérieures (environnement, climat, etc.) : on distingue ainsi les sols saturés et quasi saturés, et les sols non saturés. Les sols saturés ou quasi saturés ont fait l'objet de très nombreuses études et aujourd'hui les lois de comportement et les modèles numériques permettent d'obtenir des résultats relativement satisfaisants par rapport aux mesures réalisées sur les ouvrages. Le comportement des sols pulvérulents saturés (sables) est souvent représenté par une loi élastique parfaitement plastique isotrope de Mohr-Coulomb. En revanche, le comportement des sols cohérents saturés (argiles) doit être représenté par une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage et une partie élastique linéaire anisotrope (loi MÉLANIE ou lois de type Cam-Clay anisotrope) [18] [29]. Le tableau 6 regroupe, selon la nature et l'état du sol, les caractéristiques de comportement et

les modèles de calcul utilisés couramment dans la modélisation des massifs de sol saturés [34].

En revanche, pour les sols non saturés, les recherches n'ont pas encore véritablement abouti à la définition de modèles numériques validés et applicables dans les bureaux d'études. Pour cette raison, seuls les modèles de massifs de sols saturés sont décrits. Dans un massif saturé, il est tenu compte seulement de l'eau libre (ou fluide interstitiel), qui peut se mouvoir au sein du massif de sol sous l'effet de la gravité et des chargements extérieurs. L'eau de constitution et l'eau liée aux grains ne sont pas prises en compte, car elles ne peuvent pas se mouvoir par rapport aux particules du sol dans les conditions usuelles. Le sol est assimilé à un milieu continu biphasique (solide-fluide).

Tableau6- Comportements et modélisations des sols		
Nature et état des sols	Comportement	Modèle de calcul
Sols indurés et roches tendres (argiles raides, marnes, calcaires, craie, etc)	Déformations faibles, linéaires, fonction du temps (perméabilité et viscosité). Rupture souvent fragile.	Milieu continu élastique linéaire ou non linéaire. Consolidation et fluage. Essais de laboratoire et en place.
Sols mous et sols organiques (argiles molles, vases, tourbes, etc.)	Déformation importante, fortement non linéaire, fonction du temps (perméabilité et viscosité).	Milieu continu élastoplastique. Consolidation et fluage. Essais de laboratoire et en place
Sols grenus (sables, graviers, etc.)	Déformation instantanées, dépendant de la densité initiale (dilatance ou contractance).	Milieu continu élastoplastique (non associé). Essais de laboratoire et en place

En tant qu'outil de calcul, une loi de comportement validée fonctionne généralement de façon satisfaisante. Des tests réalisés sur des ouvrages réels, malgré les difficultés inhérentes à ce genre de validation expérimentale des modèles de calcul, donnent également une impression relativement favorable de la qualité de la loi de comportement. Néanmoins, un modèle de calcul conserve les limitations liées aux hypothèses faites pour le développer. Il tient compte des phénomènes essentiels dans le cas des chargements monotones ou permanents, ce qui est suffisant pour traiter la très grande majorité des problèmes de géotechnique : l'existence d'un seuil de déformabilité ou de résistance (structurelle), l'effet du temps, l'anisotropie. Sont exclus des modèles usuels les effets des cycles (avec les phénomènes d'hystérésis et de dégradation des propriétés mécaniques du squelette du sol au fil des cycles de chargement et déchargement) et les caractéristiques mises en jeu dans les phénomènes de vibrations et de propagation d'ondes.

La validation d'une loi au niveau des éprouvettes de laboratoire n'est cependant pas suffisante pour lui assurer une quelconque utilité pour le calcul des ouvrages : le test des lois de comportement sur des problèmes à l'échelle des ouvrages est indispensable avant les

applications aux projets. Le test de ces lois nécessite donc leur programmation préalable dans un programme de calcul par éléments finis.

Chapitre 5

Modélisation numérique des lois de comportement

5. Modélisation numérique des lois de comportement

5.1 Introduction

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

Cette méthode connaît depuis une quinzaine d'années un développement considérable en géotechnique, car elle permet l'analyse du comportement des structures, des terrains et de leurs interactions, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes des différents volumes de matériau sous diverses sollicitations. La réalisation d'un calcul par éléments finis suppose connus la géométrie du milieu à modéliser, les limites entre les divers matériaux présents, les chargements, les conditions aux limites, la connaissance de l'état initial, les lois de comportement des matériaux, etc.

5.2 Modélisation des interactions sols-fluide-structures

La modélisation par éléments finis du fonctionnement d'un ouvrage peut mettre en évidence des phénomènes d'interaction sols-fluide-structures difficilement prévisibles par les calculs traditionnels de dimensionnement. Si la prise en compte complète et simultanée de toutes les interactions est encore du domaine de la recherche théorique, il est aujourd'hui possible, avec la capacité sans cesse croissante des ordinateurs, d'envisager la réalisation de modèles tridimensionnels, certes simplifiés au niveau de la description des interactions, mais qui sont très complexes par les géométries prises en compte.

Toutefois pour des calculs préliminaires, une analyse linéaire isotrope peut être acceptée. Il est alors recommandé d'exploiter le champ de contraintes obtenu en termes de contraintes admissibles en calculant en chaque point du maillage un critère de plasticité afin d'estimer la zone plastique minimale et une distance plastique entre l'état de contraintes généré par le chargement appliqué et l'état initial au repos. Cette approche simple est fondée sur le fait qu'un calcul en élasticité linéaire peut être considéré comme la première itération d'un calcul en comportement non linéaire.

Les mouvements de l'eau libre au sein d'un massif de sol complètement saturé sont décrits par la théorie de l'hydraulique des sols. L'analyse des mouvements d'eau dans les massifs est en effet un problème très important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées sur les massifs de sol

tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique dus aux remontées ou aux descentes de la surface libre de la nappe) que du point de vue hydraulique (évolution des forces hydrauliques). 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 pour le dimensionnement des ouvrages.

La consolidation des sols est un écoulement particulier suscité par des gradients hydrauliques créés par les charges imposées dès l'instant de leur application. Sous l'action de celles-ci, l'eau est évacuée vers les zones drainantes (ou de basses pressions) dans un processus transitoire au cours duquel les pressions interstitielles se dissipent progressivement. Pendant ce processus, il s'effectue au fur et à mesure de l'écoulement un transfert progressif des charges appliquées, de l'eau vers le squelette du sol. Cependant, il faut bien reconnaître que ces calculs sont longs et relativement complexes à mettre en œuvre. Aussi les ingénieurs de bureaux d'études font-ils couramment appel aux notions bien établies en mécanique des sols de comportement à court terme (ou comportement drainé) et à long terme (ou comportement non drainé) pour l'étude de la stabilité des ouvrages et pour la prévision des tassements. Il s'agit bien sûr de deux comportements extrêmes, le comportement réel d'un massif de sol se situe toujours entre ces deux extrêmes.

5.3 Approche simplifiée : comportements à court terme et à long terme

Les valeurs de la perméabilité gouvernent l'évolution et la durée de la consolidation des sols. Dans le cas des sols cohérents (argiles et limons), la valeur de la perméabilité étant faible, l'écoulement est très lent. Pour cette raison, on étudie traditionnellement le comportement à court terme et à long terme. En revanche, pour les sols pulvérulents (sables), l'écoulement peut être très rapide et la distinction entre les comportements à long terme et à court terme n'a généralement plus lieu d'exister.

5.3.1 Cas des sols cohérent

- Comportement à court terme des sols cohérents saturés Sous l'effet d'un chargement rapide, l'eau n'a pas le temps de s'évacuer à cause de la faible perméabilité. Le massif de sol se déforme alors sans variation de volume et l'eau joue un rôle essentiel dans le comportement. Ce type d'analyse est important car la stabilité des sols cohérents est souvent critique immédiatement après l'application d'un chargement à cause du développement des surpressions interstitielles. L'analyse à court terme est donc utilisée dans le cas où des chargements rapides sont appliqués à un massif de sol sans drainage possible. La vidange rapide d'un barrage en terre est un exemple de ce type de sollicitation.

D'un point de vue mécanique, l'analyse théorique est effectuée en contraintes totales :

— pour une analyse élastique linéaire isotrope, le comportement à court terme est représenté par un coefficient de Poisson proche de 0,5 (cette condition assure la non-variation de volume en petites déformations) et un module d'Young déterminé en conditions non drainées. En pratique, dans les codes de calcul par éléments finis de type déplacements, on considère un coefficient de Poisson égal à 0,499 ;

— pour une analyse élastoplastique isotrope, le comportement est représenté généralement par un critère de Tresca avec un coefficient de Poisson proche de 0,5. Les autres caractéristiques de déformabilité et de résistance doivent être déterminées à partir d'essais de laboratoire réalisés en conditions non drainées.

-Comportement à long terme des sols cohérents

Avec le temps, l'eau s'évacue progressivement et les surpressions interstitielles provoquées par le chargement se dissipent. Après cette dissipation, le régime hydraulique est permanent, les pressions interstitielles peuvent être déterminées par un calcul d'hydraulique classique et le comportement du massif de sol est devenu celui du squelette solide.

L'analyse à long terme pour les sols cohérents est utilisée pour déterminer l'état du sol à la fin de la consolidation ou lorsque les chargements sont appliqués au massif de sol assez lentement pour qu'il n'y ait pas apparition de surpressions interstitielles.

D'un point de vue mécanique, les calculs sont effectués en contraintes effectives :

— pour une analyse élastique linéaire isotrope ou anisotrope, le comportement à court terme est représenté par un (des) module(s) d'Young et un (des) coefficient(s) de Poisson ;

— pour une analyse élastoplastique isotrope ou anisotrope, le comportement est représenté généralement par un critère de Mohr-Coulomb (voir 4.7.2) ou par une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage de type Cam-Clay ou MÉLANIE (voir 4.8.1, 4.8.2, 4.8.3). Les caractéristiques de déformabilité et de résistance doivent être déterminées à partir d'essais de laboratoire réalisés en conditions drainées ou en conditions non drainées avec mesure de la pression interstitielle.

5.3.2 Comportement des sols pulvérulents

Dans le cas des sols pulvérulents, l'écoulement de l'eau est en général très rapide à cause de la valeur élevée de la perméabilité. Le mouvement de l'eau s'effectue donc presque instantanément depuis les zones chargées vers les zones moins chargées. Avec une approximation raisonnable, le comportement du massif de sol n'est régi que par le comportement du squelette solide (empilement des particules du sol). Le massif de sol est donc drainé presque instantanément. L'analyse d'un ouvrage dans un massif sableux est donc réalisée souvent en conditions totalement drainées (comportement à long terme). Les caractéristiques de déformabilité et de résistance doivent donc être également déterminées à partir d'essais de laboratoire drainés.

5.4 Élaboration des modèles

5.4.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent dans l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques

et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs inextricable à cause du nombre des variables calculées.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

- modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ;
- modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;
- modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.) ;
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges) ;
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
- modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc. On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

L'expérience et l'art de l'ingénieur doivent décider des hypothèses à retenir en fonction des informations dont il peut disposer : reconnaissance géotechnique, essais de laboratoire ou in situ, type de l'ouvrage à construire et nature des sollicitations. Puis la détermination des paramètres des modèles est effectuée à partir des résultats des études géologiques et géotechniques du site considéré et des caractéristiques du projet (tableau 7).

Tableau 7-Elaboration des modèles et étude géotechnique		
Modélisation	Reconnaissance in situ	Essai de laboratoire
Modèle géométrique	Topographie et coupe géologique, sondages, plan des constructions voisines	
Modèle de charge	Ordre de grandeur des efforts transmis par des constructions voisines, surcharges de service, sismicité.	
Modèle hydraulique	Etude hydrogéologique, fluctuation de la nappe, essai de perméabilité.	Essai de perméabilité.
Modèle pour les matériaux	Prélèvement, identification des matériaux, état de fissuration, essai in situ, variabilité des propriétés mécaniques, état initial des contraintes.	Essais de résistance et de déformabilité (essai de compression et de traction, essais triaxiaux et oedométriques).
Modèle pour les structures	Hypothèses sur les structures à construire et essai en vraie grandeur sur des structures élémentaires.	Essais sur modèles réduits ou centrifugés. Essais en vraie grandeur sur des structures élémentaires.
Modèle d'interaction sol-structures	Essais de chargement en vraie grandeur (cas des fondations profondes).	Essais à la boîte de cisaillement. Essais de frottement ou d'arrachement.

5.4.2 Hypothèses sur le comportement des matériaux

Le comportement des matériaux est l'un des aspects fondamentaux pour la modélisation numérique. Les lois de comportement utilisées couramment en mécanique des sols permettent, malgré leurs nombreuses insuffisances, de mener un certain nombre d'analyses indispensables dans les grands projets de géotechnique. Ainsi l'approche du comportement des sols peut être plus ou moins complexe selon l'analyse envisagée :

— pour une analyse sommaire, une loi de comportement élastique isotrope linéaire est généralement suffisante ;

— pour une prévision de déplacements et/ou une analyse de stabilité, un critère de plasticité doit être choisi et un calcul de type élastoplastique parfait réalisé (critère de Mohr-Coulomb défini par un angle de frottement et une cohésion, pour les sols pulvérulents et les sols fins en conditions drainées, ou critère de Tresca pour les sols fins en conditions non drainées) ;

— pour une analyse fine en déformations (avec éventuellement la possibilité de se recalculer sur des résultats de calcul avant de faire des prévisions), une loi de comportement évoluée (élastoplastique avec écrouissage ou viscoplastique) est recommandée ;

— lorsqu'une évaluation des surpressions interstitielles est nécessaire, l'analyse doit être menée en tenant compte de la consolidation du sol.

Toutefois, les conditions de mise en œuvre des lois évoluées (nombre élevé de paramètres à déterminer, essais à réaliser, signification physique des paramètres, lois de chargement adaptées) les rendent bien souvent impraticables sans l'aide d'un spécialiste en rhéologie. Les ingénieurs chargés d'une étude préfèrent alors utiliser des lois élastoplastiques parfaites comme celle de Mohr-Coulomb, qui font appel à des données familières et facilement accessibles, même si leurs résultats ne correspondent pas toujours à la réalité.

L'autre raison fondamentale qui limite le choix à des lois de comportement simples ou classiques est la méconnaissance de l'état initial des matériaux ou de leur degré d'hétérogénéité ; cette remarque concerne essentiellement les ouvrages pour lesquels le sol en place exerce une influence majeure sur les comportements (socles de barrage, tunnels ou ouvrages souterrains en général). Par exemple, l'effet d'échelle traduit la difficulté de connaître avec précision les hétérogénéités locales ou les fractures initiales dans le massif environnant. Dans ce cas, ce n'est pas la modélisation numérique qui fait obstacle à la prise en compte de lois de comportement complexes, mais la méconnaissance des données initiales caractérisant l'environnement de l'ouvrage.

Bien maîtrisées et bien employées, les lois de comportement évoluées apportent une aide précieuse et relativement réaliste pour la compréhension des mécanismes de déformation des ouvrages et des massifs de sol. Mais ce type de modélisation demeure encore souvent du domaine de la recherche, ou des calculs exploratoires, et ne peut être considéré seul comme une méthode de dimensionnement courante.

5.4.3 État initial hydraulique et mécanique

L'état initial des contraintes et de la pression interstitielle dans un massif naturel constitue également une donnée importante pour le calcul. Cet état est difficile à déterminer car les contraintes initiales peuvent avoir des origines bien diverses :

— dans les sols de surface, il est raisonnable de supposer que les contraintes principales sont verticale et horizontale, et qu'elles sont dues au poids des terrains actuels ou ayant existé antérieurement sur le site.

Pour les massifs à surface horizontale, le procédé de calcul habituel de l'état initial des contraintes consiste à estimer que la contrainte verticale équilibre le recouvrement des terrains, et que la contrainte effective horizontale est une proportion K_0 de la contrainte effective verticale. Le coefficient K_0 est appelé coefficient de pression des terres au repos. Son influence sur le calcul est importante : le choix d'une valeur supérieure ou inférieure à 1

peut inverser totalement l'allure des résultats numériques (les valeurs supérieures à 1 ne se rencontrent que dans les sols fortement surconsolidés).

— dans les massifs de sols raides ou de roches, ou encore dans les sols de grande profondeur, les contraintes initiales peuvent s'écarter notablement de l'état géostatique. En effet, elles sont liées à l'histoire géologique, dont la connaissance est généralement insuffisante pour en déduire une évaluation réaliste, et l'orientation des contraintes principales peut être tout à fait quelconque. La mesure des contraintes initiales in situ, mesure en général très difficile (sondages et galeries d'essais), peut aider à prendre en compte un état de chargement initial représentatif ;

La connaissance de l'état initial hydraulique est liée à la prise en compte de l'effet de l'eau dans les massifs de sol.

5.4.4 Pratique de la modélisation numérique

En pratique, l'étude du comportement d'un ouvrage de géotechnique peut être arbitrairement divisée en cinq phases :

- la reconnaissance géotechnique et sa synthèse ;
- la schématisation des sols, de l'ouvrage et des sollicitations ;
- le choix du ou des modèles de calcul et l'exécution des calculs ;
- l'analyse des résultats et leur interprétation ;
- la décision finale de l'ingénieur.

La nature complexe des sols et la grande variation de leurs caractéristiques mécaniques sur un site donné suggèrent donc une grande prudence dans l'emploi des méthodes de calcul numérique. Les données des expériences de laboratoire ne doivent fournir qu'une première estimation et il est prudent d'effectuer un premier calcul en élasticité linéaire afin d'avoir une idée sur les phénomènes mis en jeu, puis des calculs non linéaires en faisant varier dans une certaine plage les paramètres de comportement autour de la première estimation en comportement non linéaire.

5.5 Conclusion

Depuis une trentaine d'années, l'analyse théorique des déformations à l'aide des méthodes numériques et, notamment, des éléments finis, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des ouvrages de géotechnique. Toutefois, il reste encore des efforts à faire pour parvenir à des prévisions réalistes. Ces efforts ne seront véritablement efficaces et la modélisation par éléments finis ne fournira une aide fiable à l'ingénieur que si de réels progrès sont réalisés conjointement :

- dans la caractérisation du comportement des sols saturés et non saturés (rhéologie, essais de laboratoire) ;

- dans la détermination des paramètres « moyens » des lois de comportement ;
- dans l'instrumentation et dans la réalisation des essais in situ.

Ce développement conjoint est motivé par la nécessité de progresser dans la connaissance du comportement des ouvrages, mais aussi par le souci de valider les modèles par des confrontations entre les résultats numériques et des mesures expérimentales fiables.

Chapitre 6

Analyse numérique du modèle

6. Analyse numériques du modèle

6.1 Code de calcul

PAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechnique. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

6.2 Choix de la loi de comportement

Du fait de sa robustesse et de sa large utilisation dans le domaine des calculs d'ouvrages, on modélise le comportement du sol par une loi élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Des cinq paramètres classiques.

6.2.1 Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

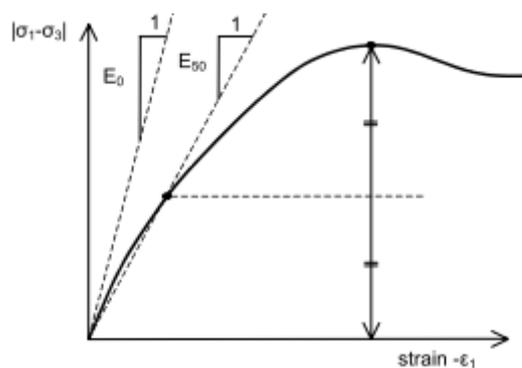


Figure 6-1-définition de E_0 et E_{50}

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young

est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS ; ceux-ci sont décrits dans le manuel Material Models. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

6.2.2 Le coefficient de Poisson (ν)

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de SMweight de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$.

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner Undrained comme type de comportement. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

6.2.3 Autres paramètres dont dépend la rigidité du sol

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots 6-1 \qquad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \dots 6-2$$

Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

6.2.4 La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

6.2.5 L'angle de frottement (ϕ)

L'angle de frottement ϕ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

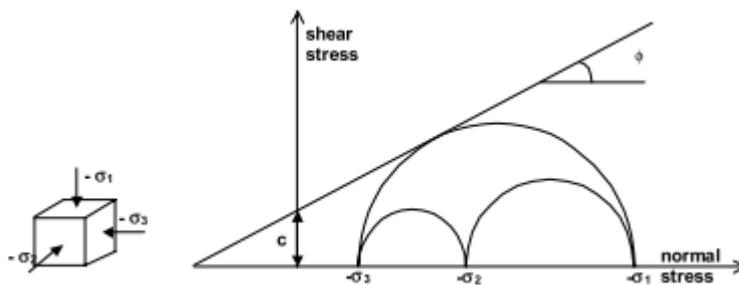


Figure 6-2 Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.

L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement comme la figure 6-2 le montre au moyen des cercles de contrainte de Mohr. Une représentation plus générale du critère de rupture est présentée sur la figure 6-3. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb décrit mieux le comportement d'un sol que l'approximation de Drucker-Prager, dont la surface de charge tend à devenir très imprécise pour des configurations axisymétriques.

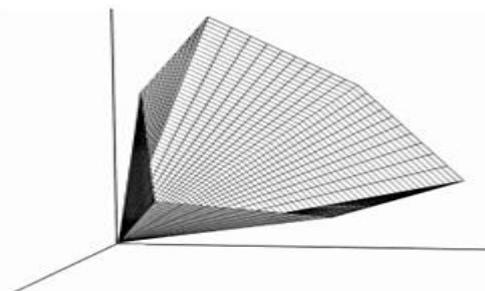


Figure 6-3 Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion

6.2.6 L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \phi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° .

6.3 Application numérique au modèle :

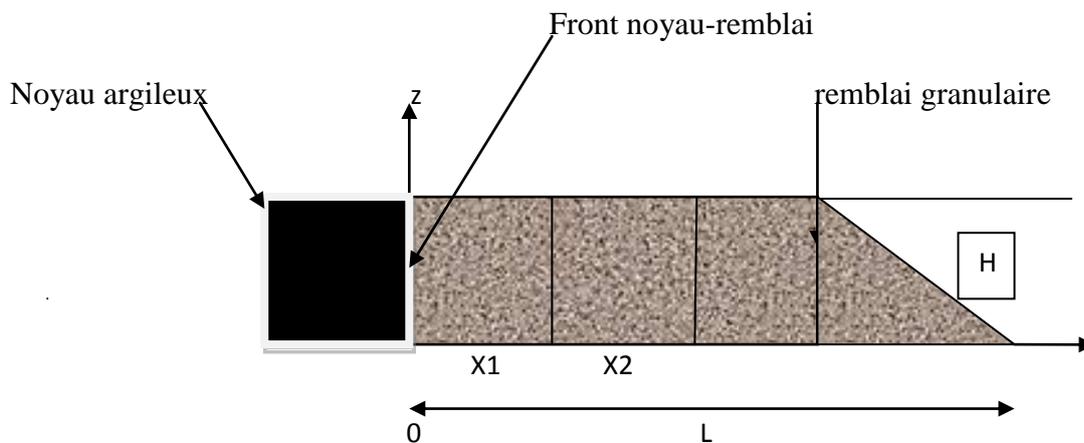


Figure 6-4. Principe de l'ouvrage

6.4 Propriétés des couches de remblai :

Paramètres	Nom	Remblai D'argile	Remblai De sable	Unités
Modèle de comportement	Model	MC	MC	-
Type de comportement	Type	drainé	drainé	-
Poids volumique non saturé	γ_{insat}	17.4	15.0	KN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	18	20	KN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.001	1	m/day
Perméabilité verticale	k_y	0.001	1	m/day
Module d'Young	E_{ref}	10000	40000	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.35	0.30	-
Cohésion	c	5	1	KN/m ²
Angle de frottement	ϕ	25	32	°
Angle de dilatance	ψ	0	2	°

6.5 Calcul d'interaction :

En vue de déterminer l'influence du remblai granulaire sur le remblai d'argile (afin de prévoir la fiabilité de la solution) nous avons simulé la poussée du noyau d'argile à du déplacement imposés au front du noyau de valeur de 0.5 m et 1 m. (Samuel Masson ; Juan Martinez et

Jean-Claude robinet). Les calculs ont été menés en plasticité avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb pour les différents remblais.

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- déplacement vertical nul suivant la base du modèle
- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle.

Le modèle de référence comporte les informations suivantes :

Général

Modèle axe symétrie

Eléments : 15 nœuds

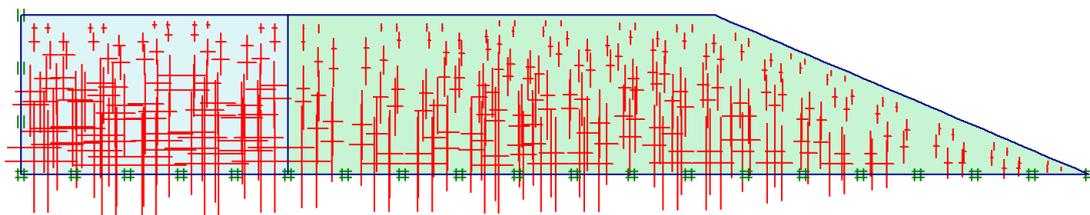
Nombre d'éléments 99

Nombre de nœuds 875

Nombre de points de contraintes 1188

6.5.1 Phasage de calcul

- phase 0 : initialisation des contraintes



Total stresses
Extreme total principal stress -103,16 kN/m²

Figure6-5 : contraintes effectives phase initiale

- phase 1: déplacement imposé de valeur égale à 0.5m

$x=0.5$, poids volumique sec =15.0 Kn/m³

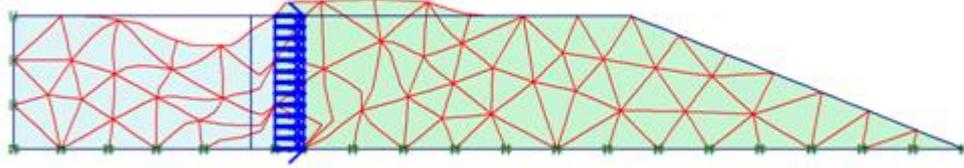


Figure6-6: Déformation du maillage

On voit que le déplacement du front génère un mécanisme de mise en butée, jusqu'à la mise en contact de celui-ci avec la paroi supérieure de la galerie. Ce contact est suivi par un arc-boutement Du remblai au voisinage du front.

Les déplacements horizontaux des fronts verticaux centrés sur les abscisses $x=5$, 10 et 15m sont bien appréciés dans les figures 5-8, 5-9 et 5-10. La figure 5-7 met en évidence des gradients verticaux positifs des déplacements horizontaux : à la base du remblai, les déplacements sont faibles, alors que dans la partie supérieure du remblai on enregistre des déplacements plus importants. Les déplacements horizontaux sont d'autant plus élevés qu'on est proche du front, ce qui traduit une contractance de la majeure partie du remblai, à 15 mètres de celui-ci les déplacements horizontaux sont inférieurs à 7cm.

déplacement Horizontal

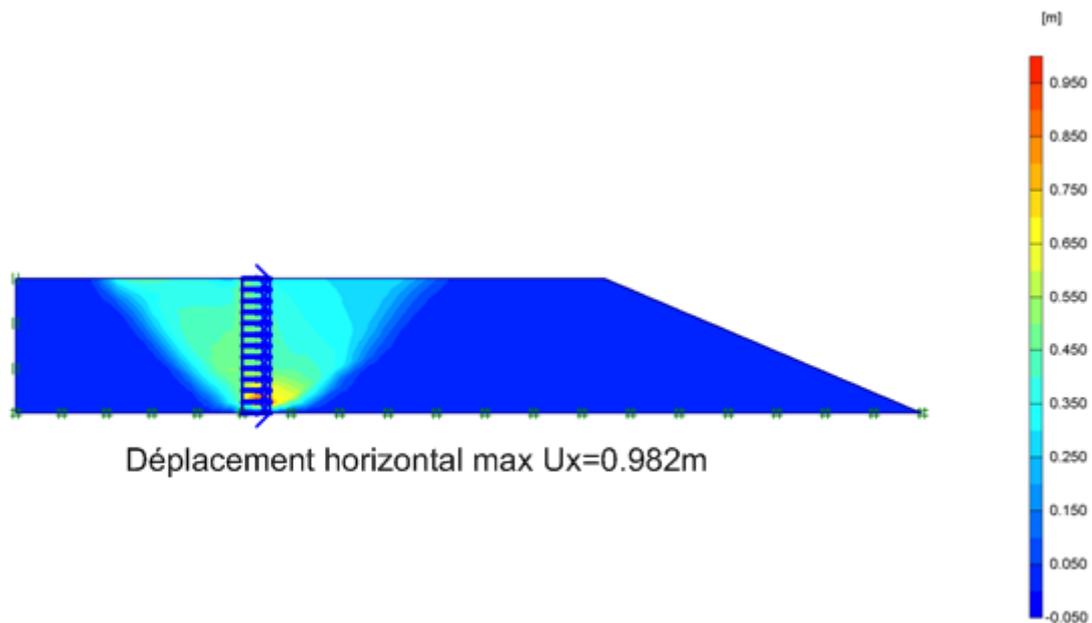


Figure 6-7 déplacements horizontaux totaux

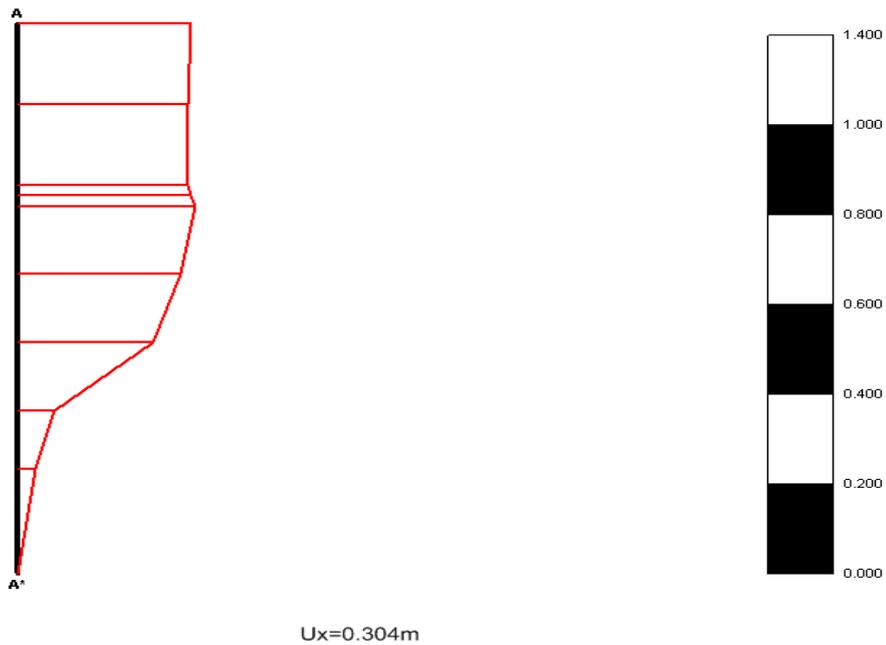


Figure 6-8 Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front

Les déplacements horizontaux observés a 5m du front montre que les déplacements au contact de la paroi inférieure est presque nulle qui est due au forces de frottement par contre ils tendent à s'augmenter tout en allant vers la partie supérieure ; ce qui inclus une instabilité du remblai a cette dimension.

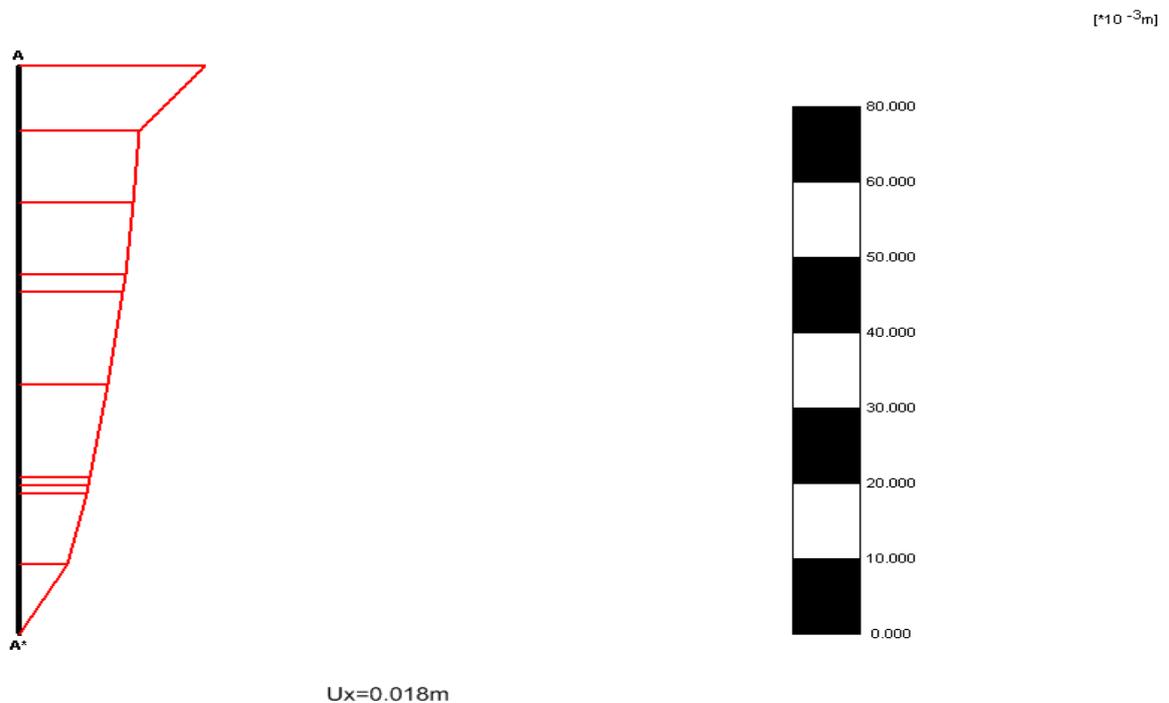


Figure 6-9 Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front

A une distance de 10m du front les déplacements horizontaux ont une allure plus homogène a part la partie la plus haute du remblai ainsi que les valeurs observés sont de l'ordre de quelques centimètres

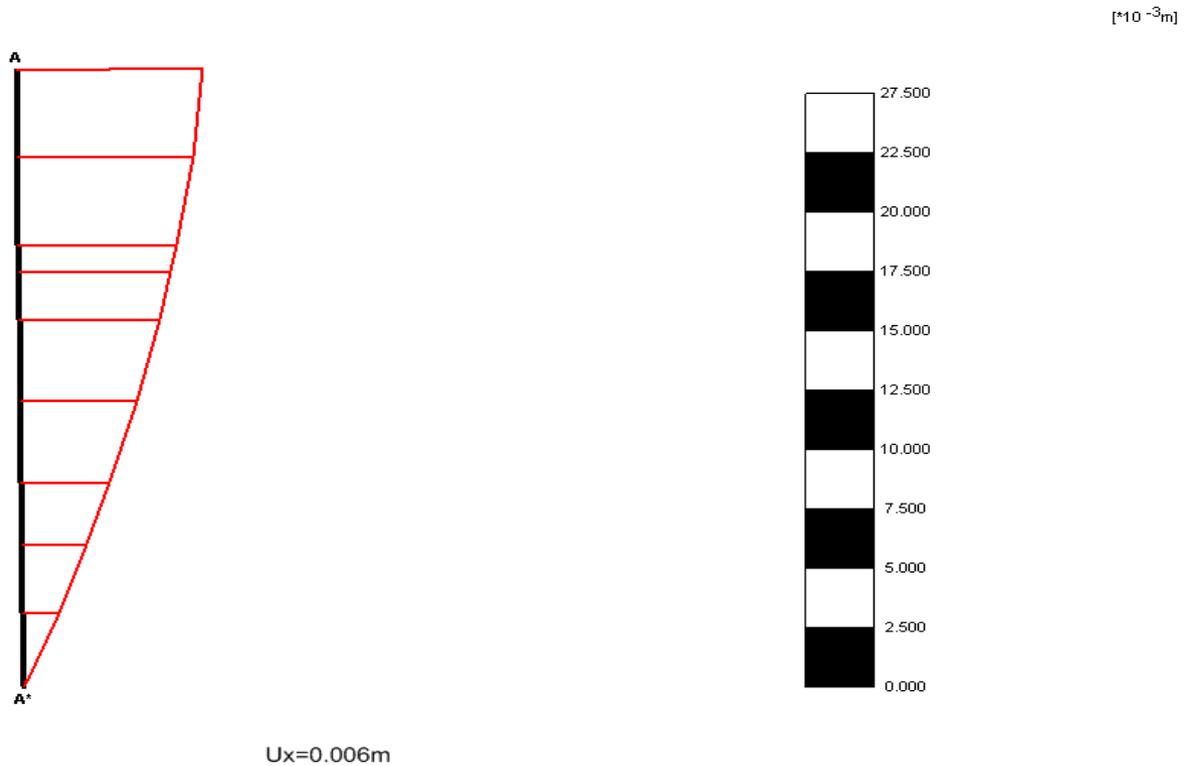


Figure 6-10 Déplacement horizontal observé à x=15m du front

Les valeurs des déplacements horizontaux sont presque nulle ainsi l'allure est uniforme ce qui représente la stabilité du remblai en d'autre terme il y a une éteignissions des forces

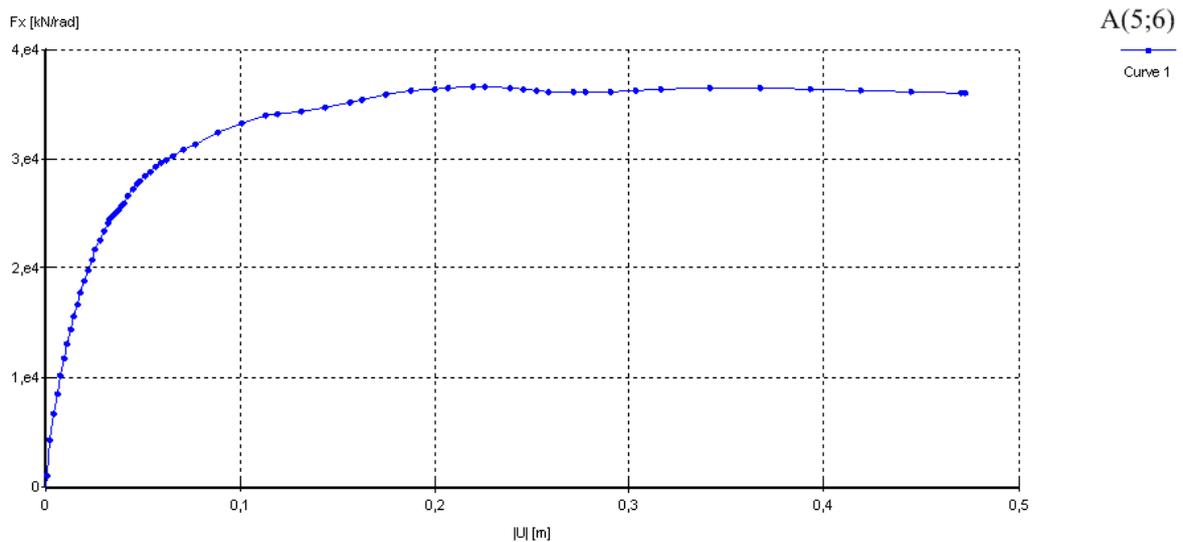


Figure 6-11 Courbe d'évolution déplacements – forces point A

On remarque que le comportement du sol est élastique non linéaire jusqu'à un seuil de $3,6 \cdot 10^4$ correspond a un déplacement de 0.2m puis une croissance progressissive des déformations sous contrainte constante.

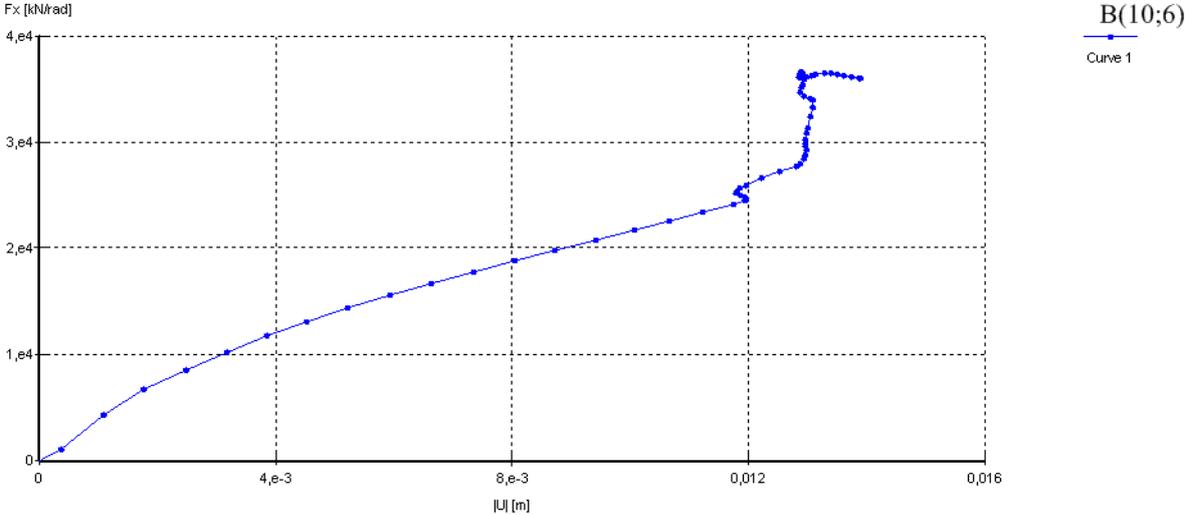


Figure 6-12 Courbe d'évolution déplacements – forces point B

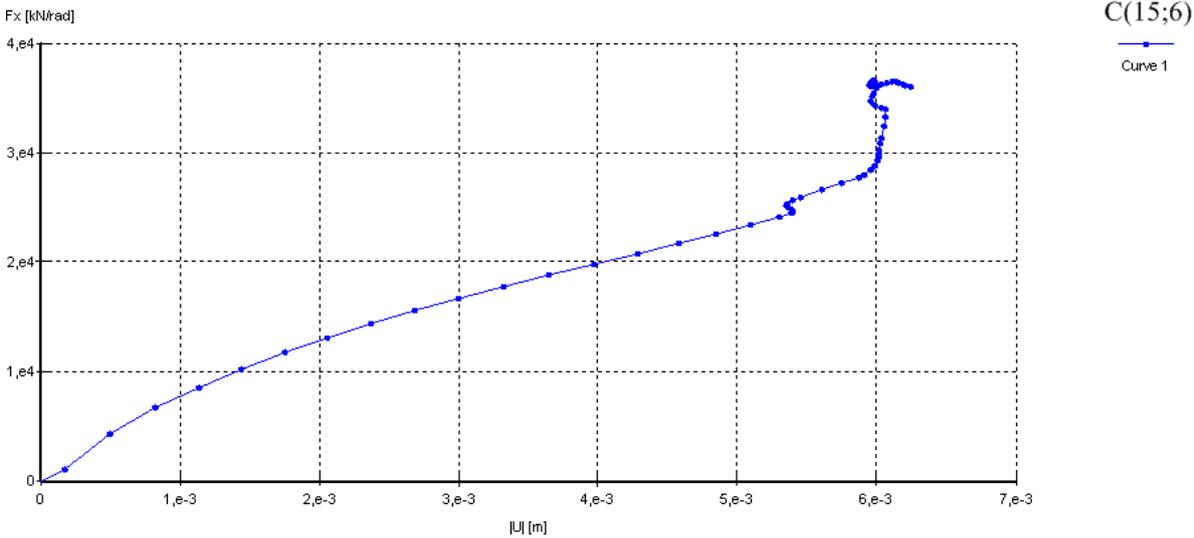


Figure 6-13 Courbe d'évolution déplacements – forces point C

Le comportement du sol est identique pour des distances d'observation de 10m et 15m mais ca diffère de celui observé a 5m car a un certains seuil il ya une évolution de la force avec une constance de déformation.

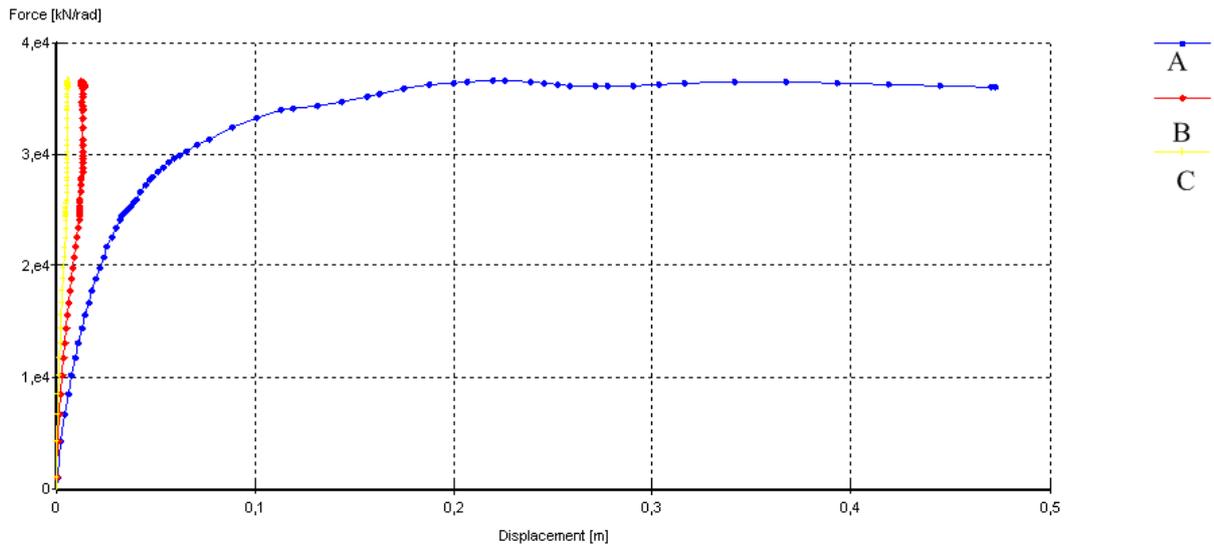


Figure 6-14 Courbe d'évolution déplacements – forces point

Ce graphe récapitulatif a permis de confirmer ainsi d'infirmer les commentaires précédents, au premier lieu ce qui a été dit concernant le comportement à 5m on le retient tjrs, mais par contre à la distance de 10 et 15m l'évolution des déplacements et forces est différente.

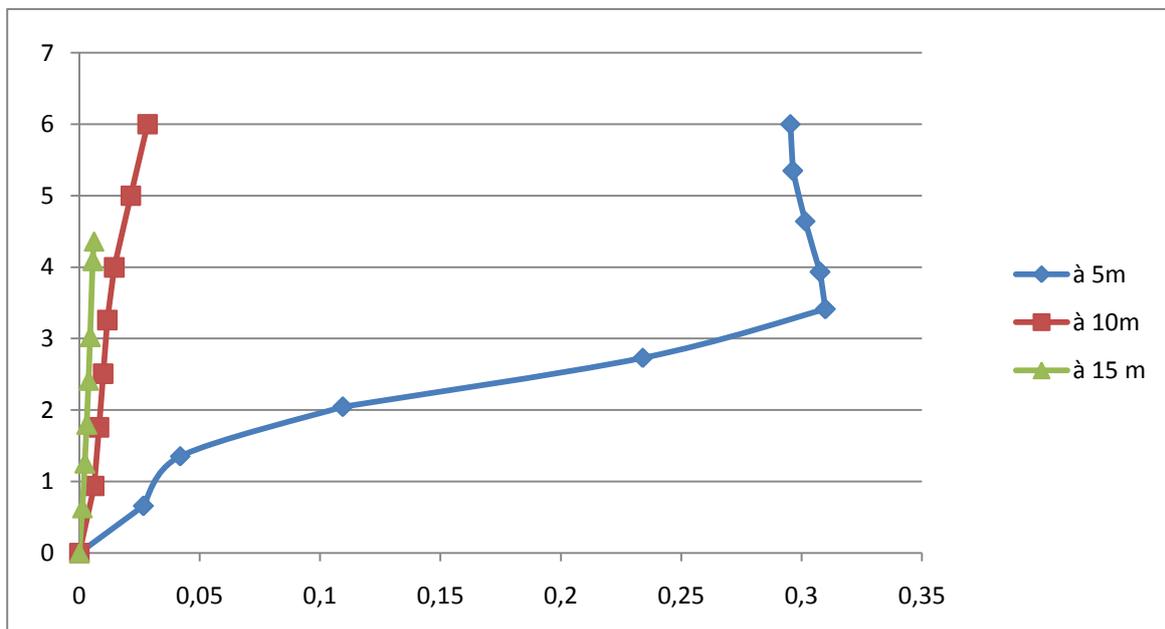


Figure 6-15 - Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d=15.0\text{kn/m}^3$)

Ce graphe récapitulatif nous permet de dire ce qui suit, les différents graphes des déplacements horizontaux ont une valeur nulle au contact de la paroi, mais certes tjrs en se

rapprochons du front du noyau ; le remblai est instable et si l'en dimensionne le a cette longueur en va avoir une avalanche par contre a 15m du front le remblai est stable est ca sera une valeur adéquate pour cette solution.

6.6 Etude paramétrique :

6.6.1 Influence du poids volumique sec

Dans cette partie on cherche à voir l'influence du poids volumique sec sur le comportement du remblai de sable pour cela différente valeur de poids volumique ont été tiré des essais de Proctor

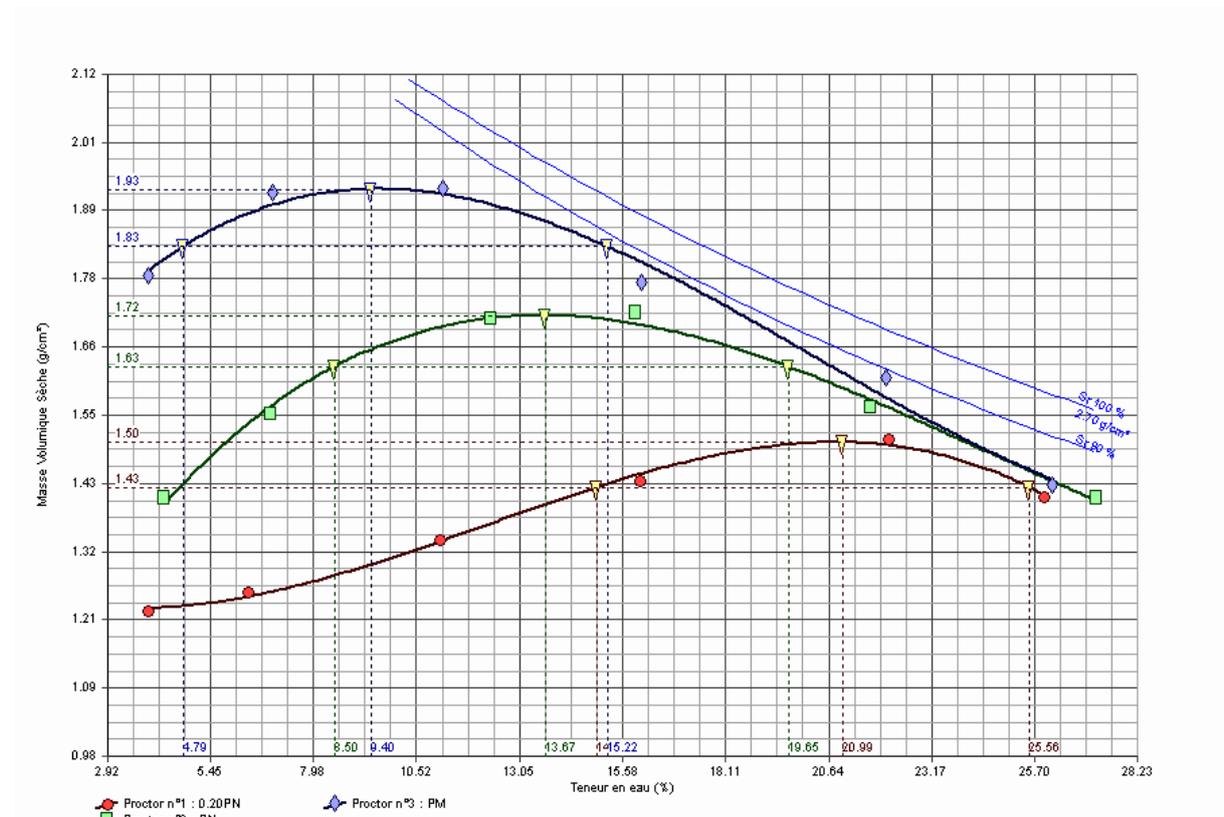


Figure 6-16 -essai Proctor

x=0.5, poids volumique sec =17.2 Kn/m³

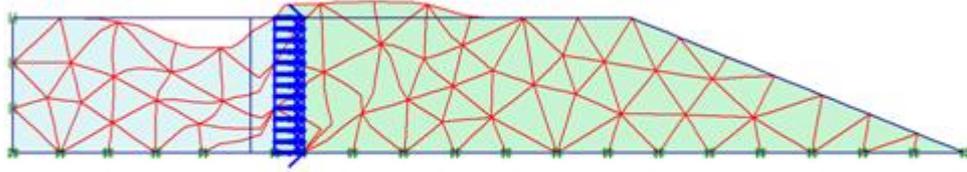


Figure 6-17 -déformation de maillage ($\gamma_d =17.2 \text{ kn/m}^3$)

déplacement Horizontal

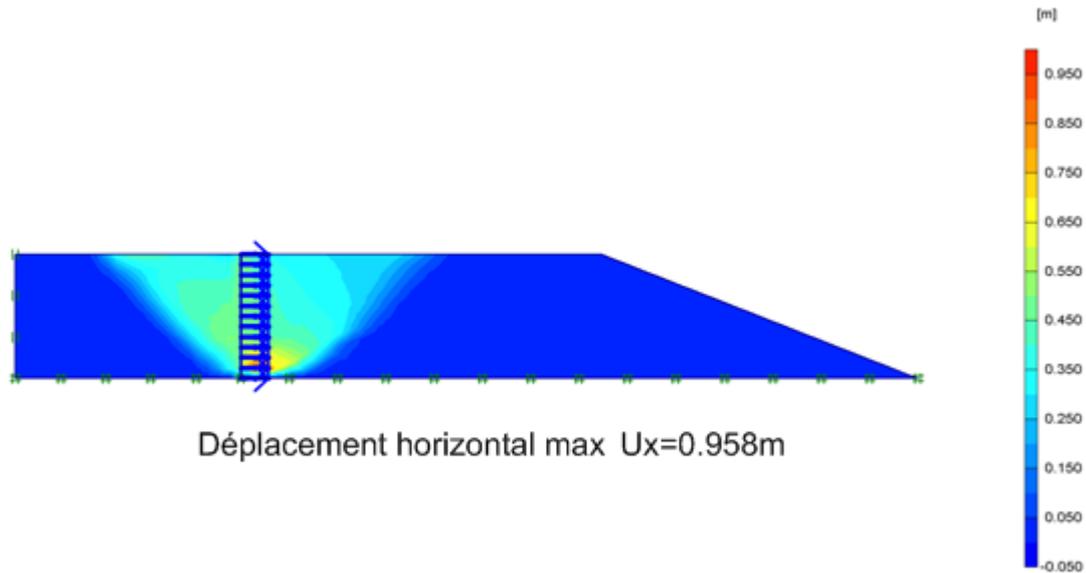


Figure 6-18- déplacement horizontal extrême ($\gamma_d=17.2 \text{ kn/m}^3$)

Ce qui est remarquable c'est que l'allure des déplacements horizontaux est la même que celle du poids volumique sec précédent reste une chute au niveau des valeurs est observée.

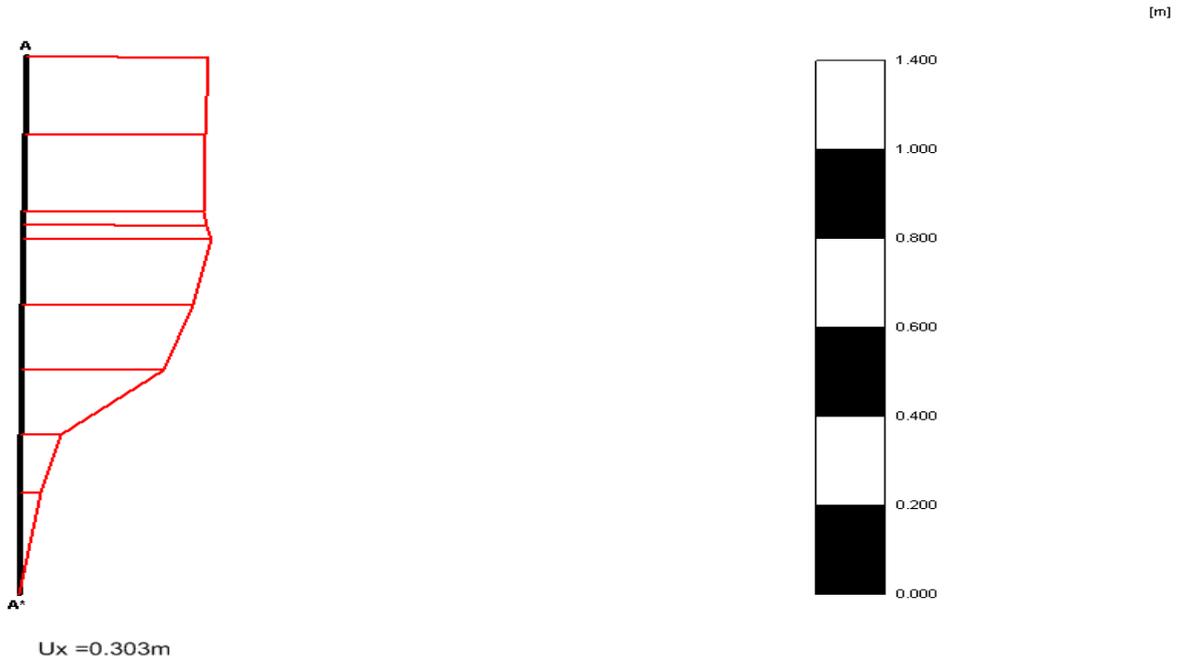


Figure 6-19 -Déplacement horizontal observé à x=5m du front

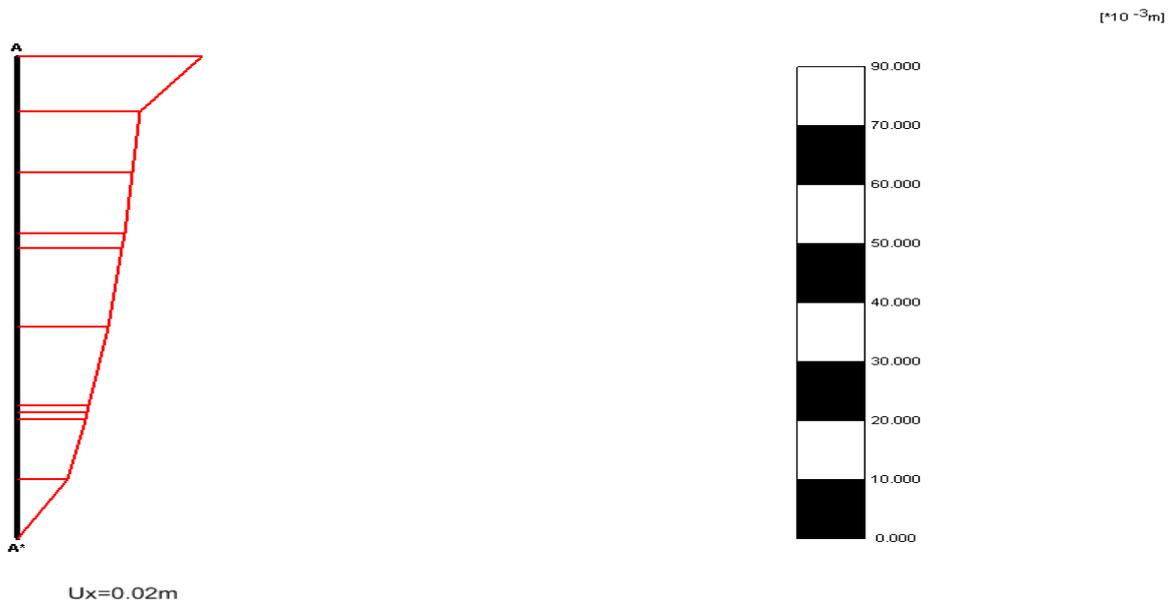


Figure 6-20- Déplacement horizontal observé à x=10m du front

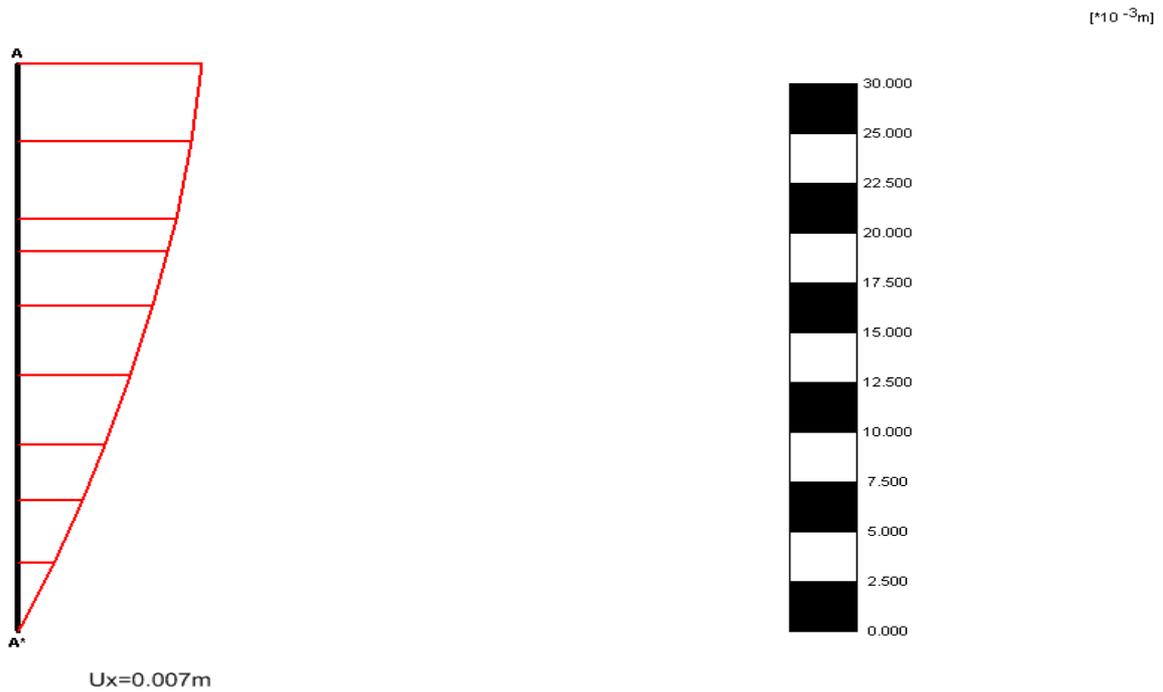


Figure 6-21 -Déplacement horizontal observé à x=15m du front

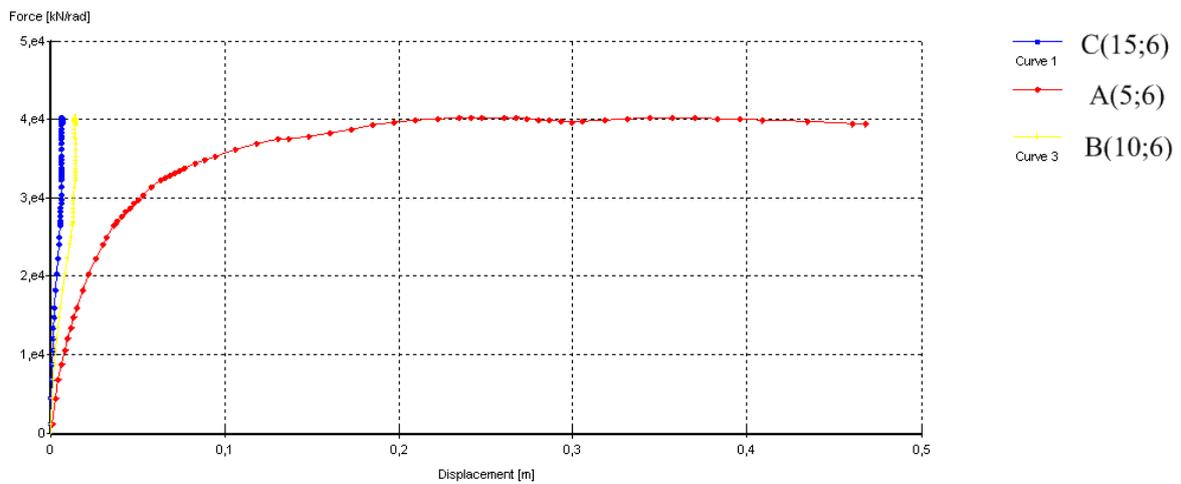


Figure 6-22- Courbe évolution déplacement force

On observe, que le comportement est le même que le précédent, sauf qu'il y a une diminution des valeurs observées car pour ($\gamma_d = 15.0 \text{ kn/m}^3$) le seuil de plasticité pour le point A (5 ; 6) correspond au ($3.6^e4 ; 0.2$), par contre pour ($\gamma_d = 17.2 \text{ kn/m}^3$) le seuil pour le même point est ($4e4;0.2$). Pour être plus précis, pour une force de 3.6^e4 Kn/rad correspond un déplacement $U_x = 0.15\text{m}$.

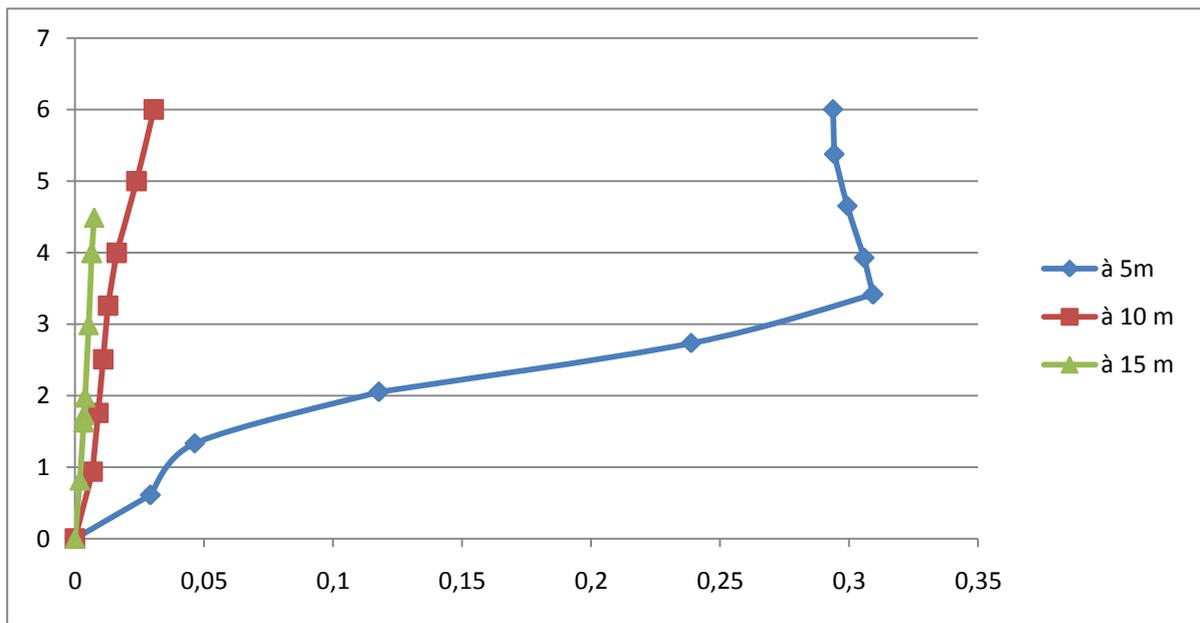


Figure 6-23 - déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 17.2 \text{kn/m}^3$)

$x=0.5$, poids volumique sec = 19.3 Kn/m^3

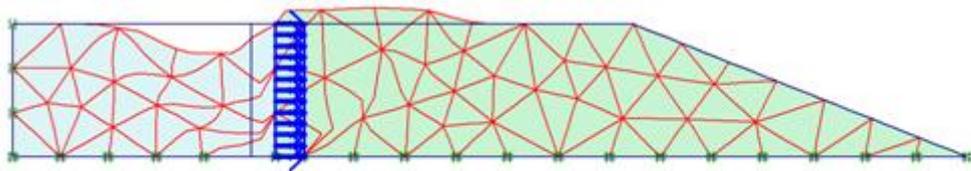


Figure 6-24- déformation du maillage ($\gamma_d = 19.3 \text{kn/m}^3$)

Déplacement Horizontal

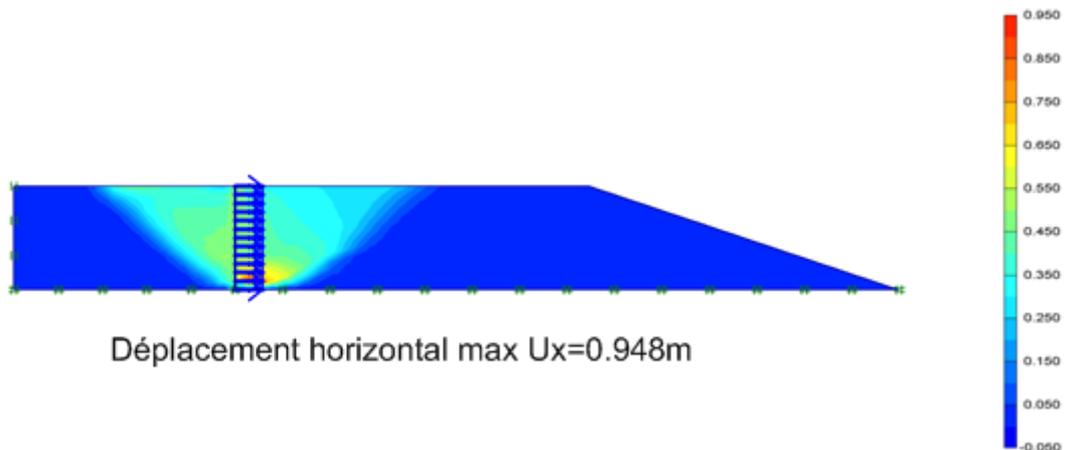


Figure 6-25- déplacement horizontal extrême ($\gamma_d = 19.3 \text{kn/m}^3$)

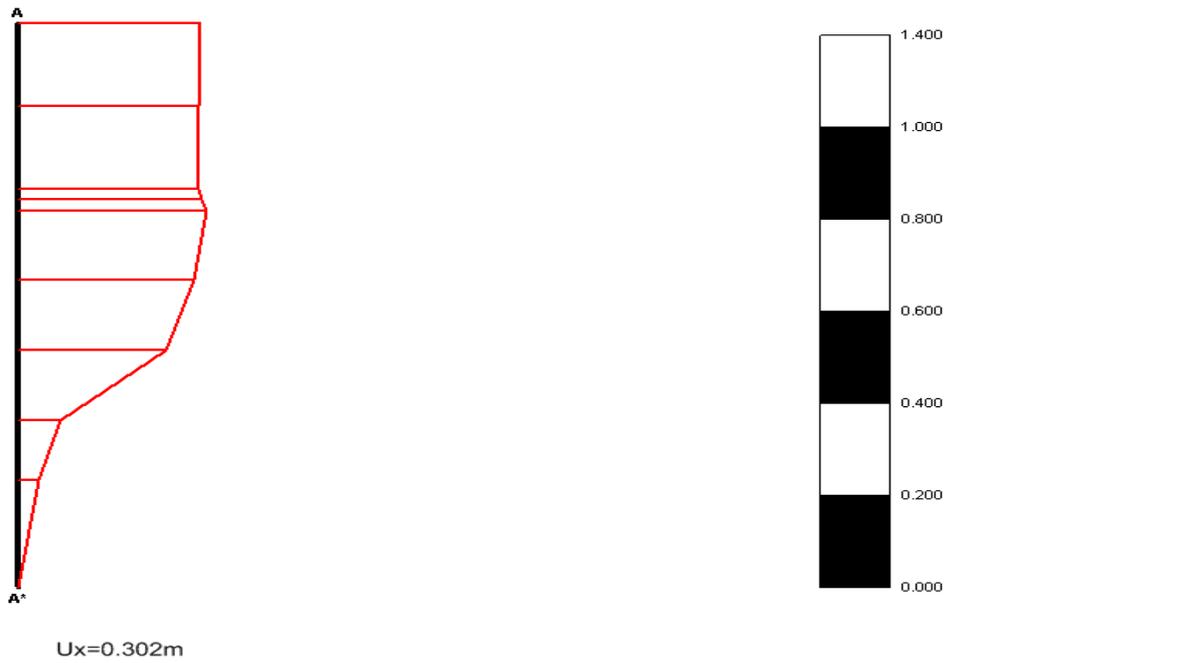


Figure 6-26- Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front

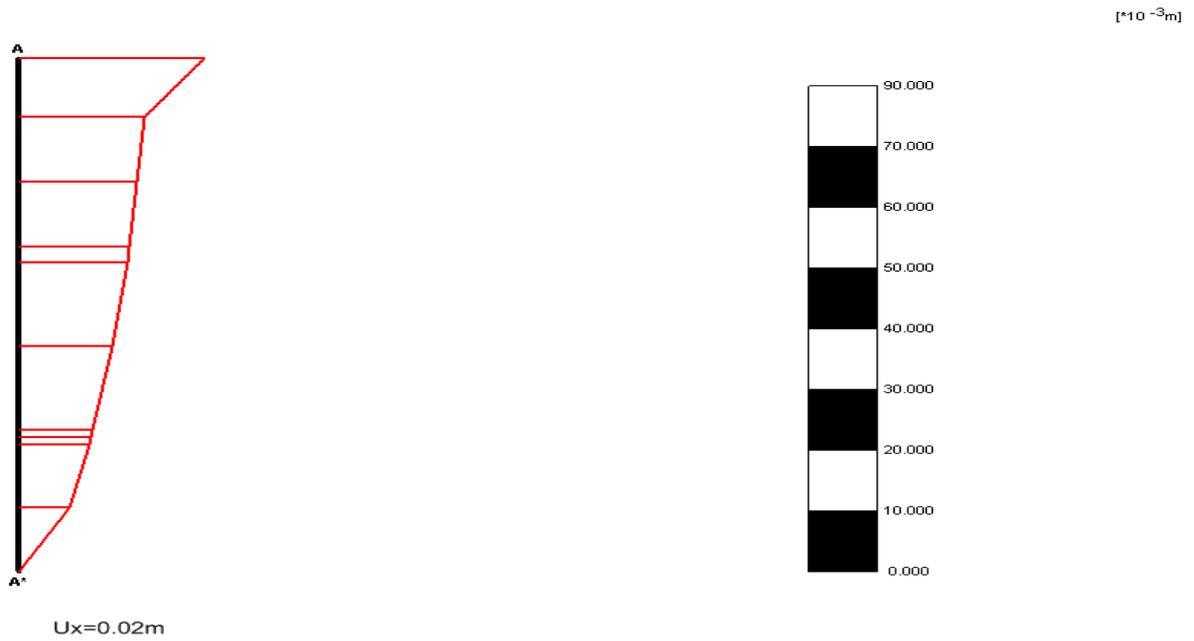


Figure 6-27 -Déplacement horizontal observé à $x=10\text{m}$ du front



Figure 6-28 -Déplacement horizontal observé à x=15m du front

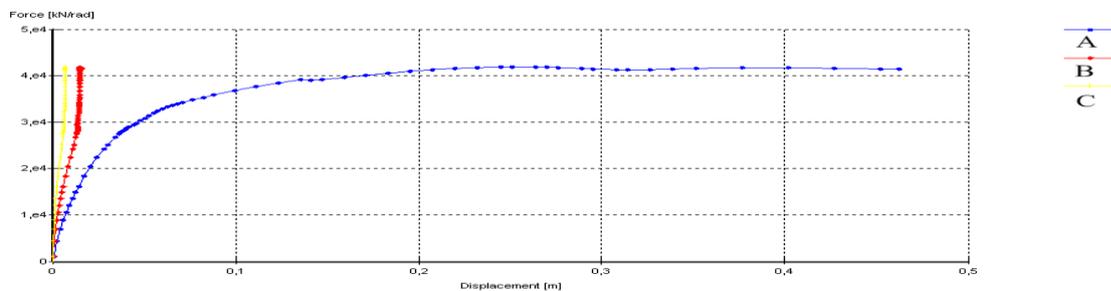


Figure 6-29- Courbe évolution déplacement force

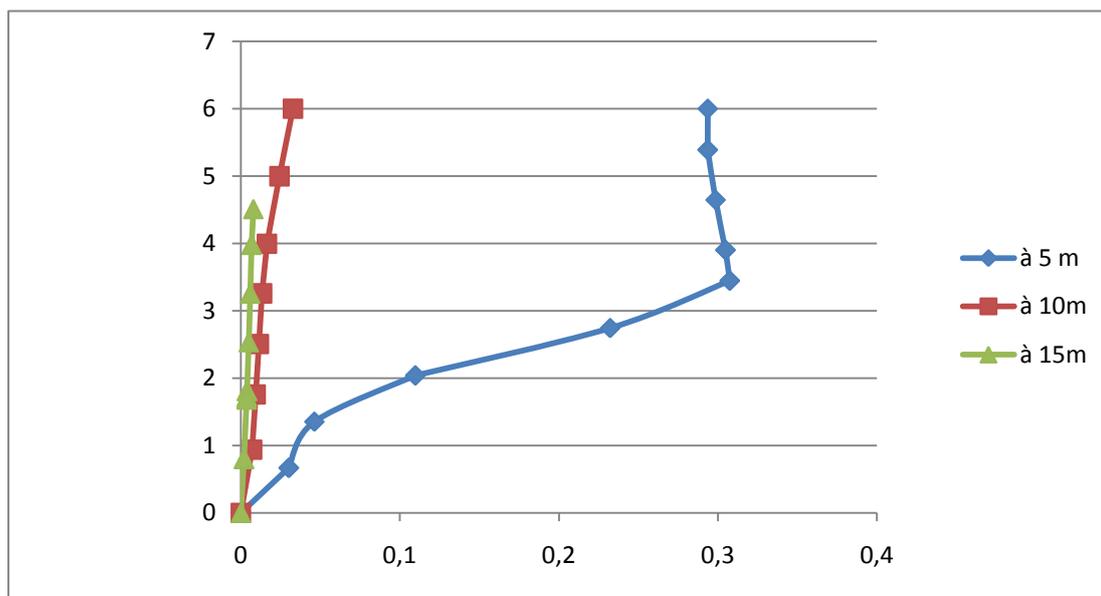


Figure6-30- déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d=19.3\text{kn/m}^3$)

Pour $\gamma_d = 19,3\text{KN/m}^3$, toute les résultats obtenus ne sont qu'une confirmation de l'expérimentation paramétrique précédente ($\gamma_d = 17.2\text{KN/m}^3$), et ça c'est observé soit pour l'allure des différents graphes ainsi que la légère démunissions des déplacements obtenu à 5m du front.

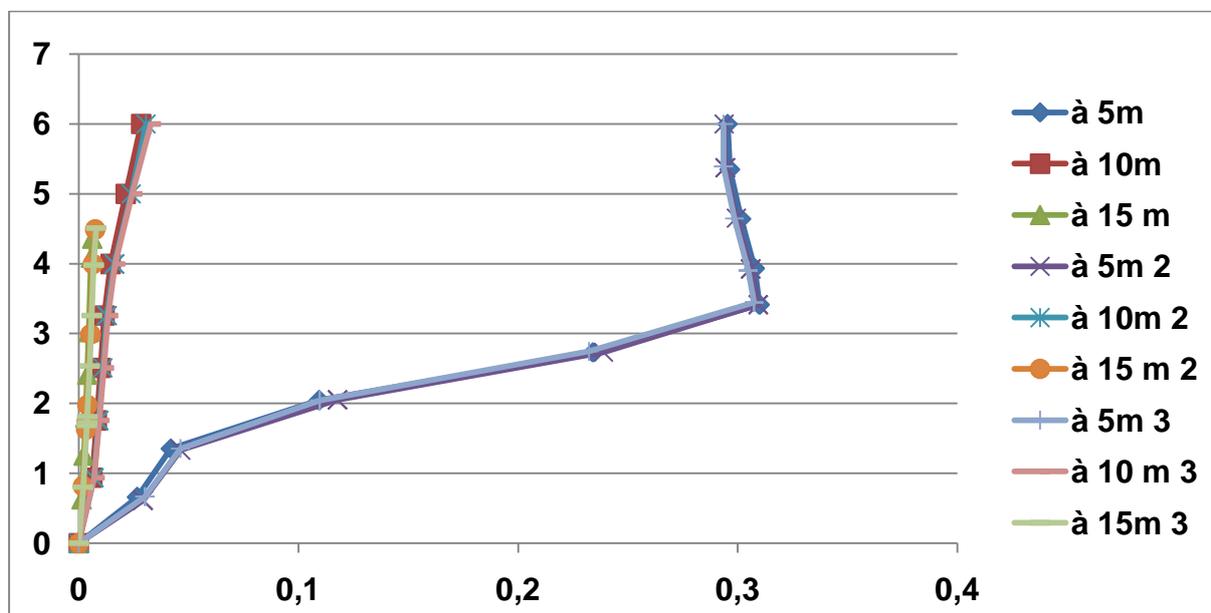


Figure 6-31 -Courbes récapitulatif des déplacements à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d=15.0$; 17.2 et 19.3)

X=1m poids volumique sec =15.0 Kn/m³

On refait le même travail pour un déplacement imposé plus important de valeur égale à 1m

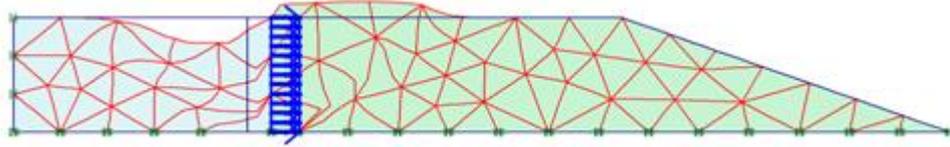


Figure 6-32- Génération du maillage ($\gamma_d = 15.0 \text{kn/m}^3$)

Horizontal displacement

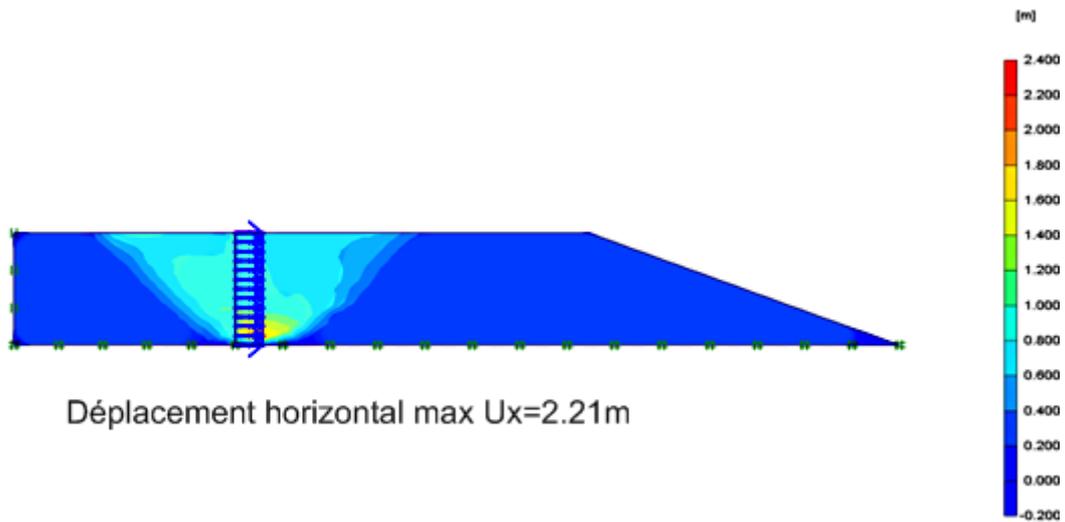


Figure 6-33- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d = 15.0 \text{kn/m}^3$)

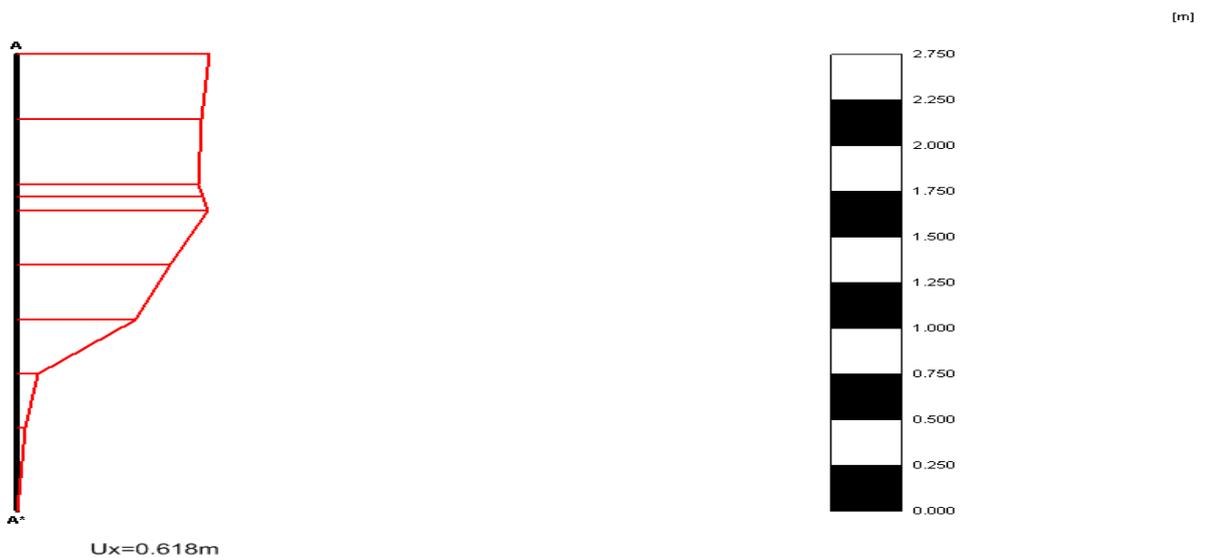


Figure 6-34 -Déplacement horizontal observé à x=5m du front

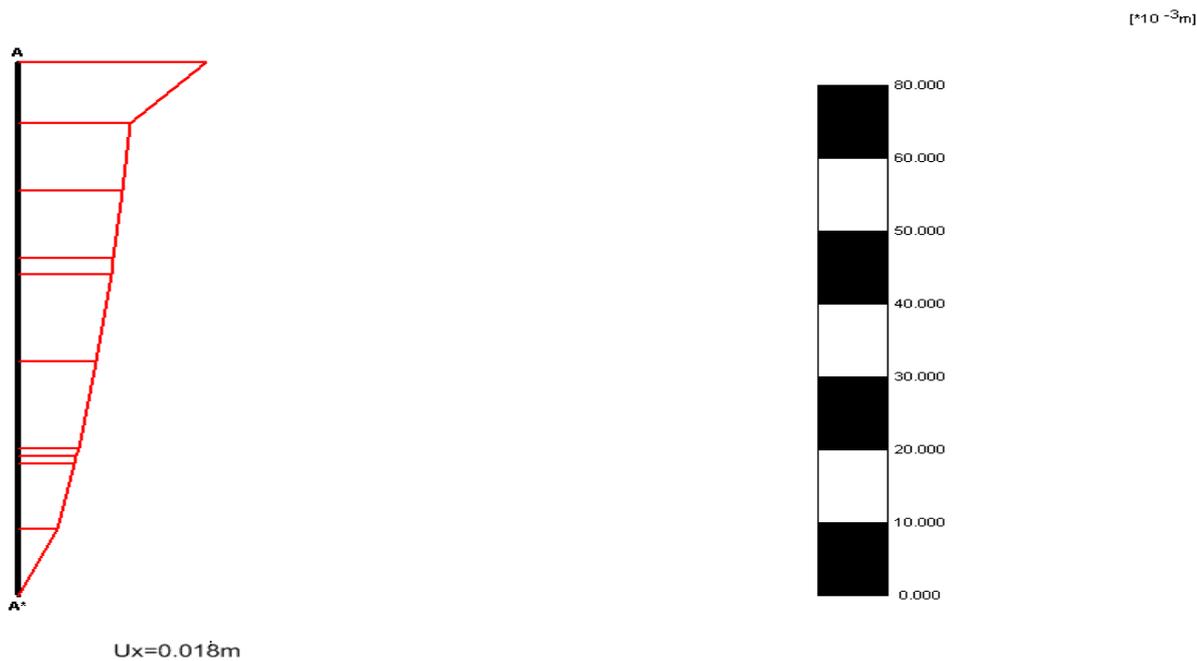


Figure 6-35 -Déplacement horizontal observé à x=10m du front

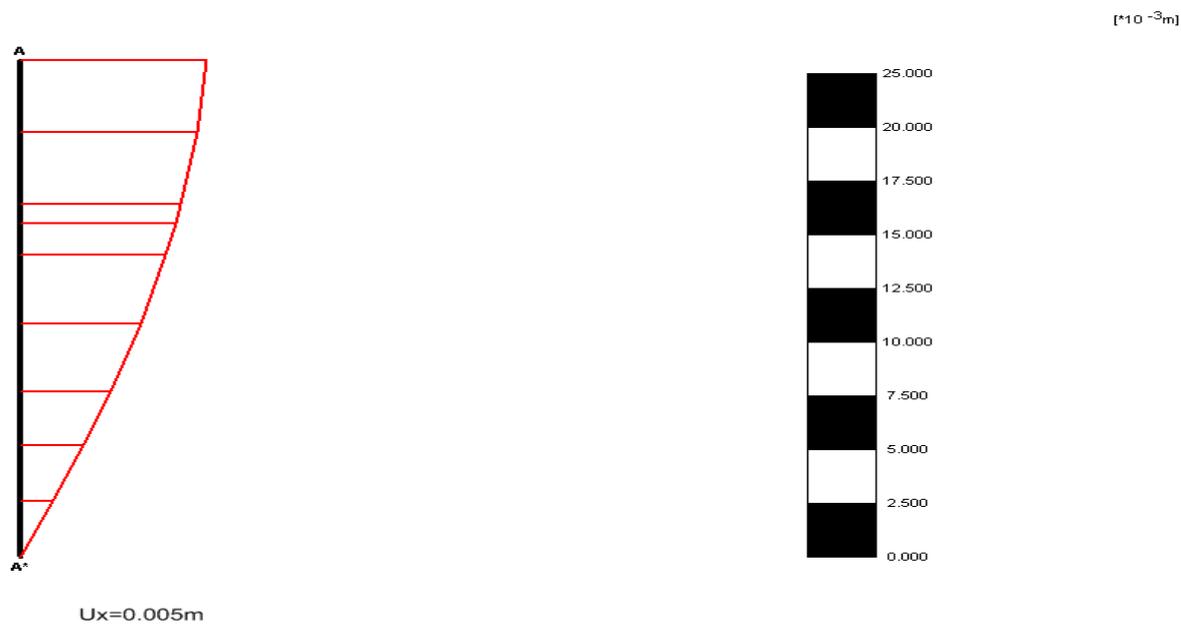


Figure 6-36- Déplacement horizontal observé à x=15m du front

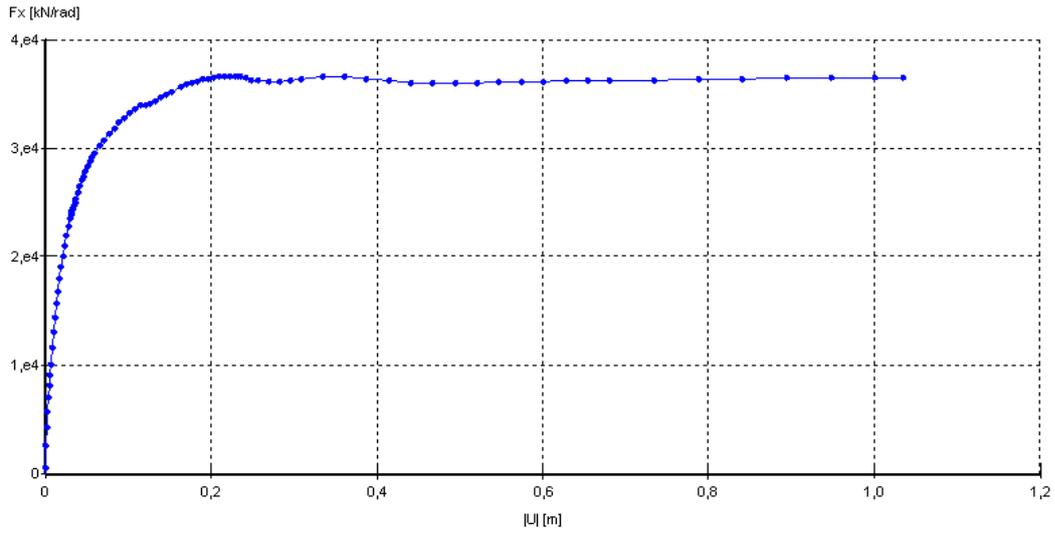


Figure 6-37- Courbe évolution déplacement force point A

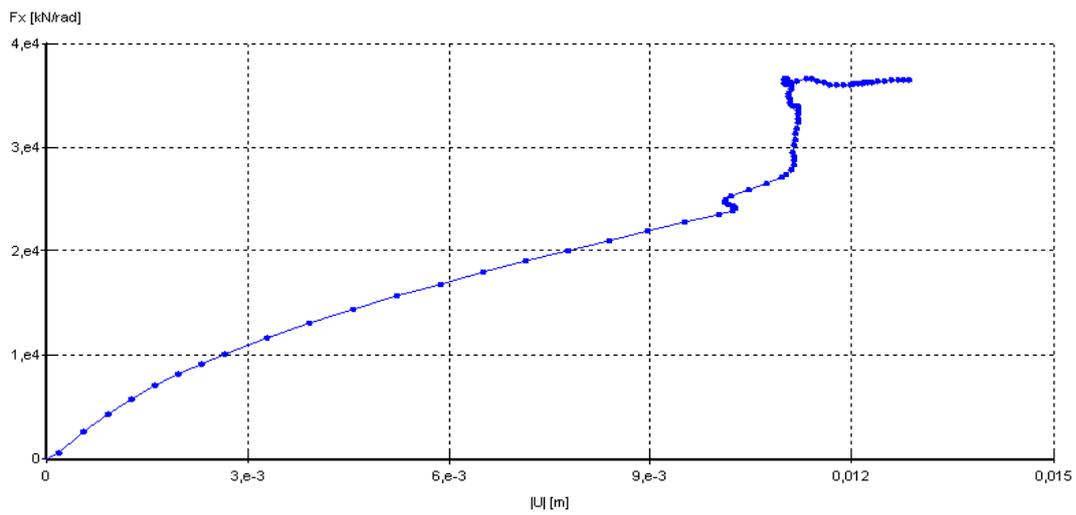


Figure 6-38- Courbe évolution déplacement force point B

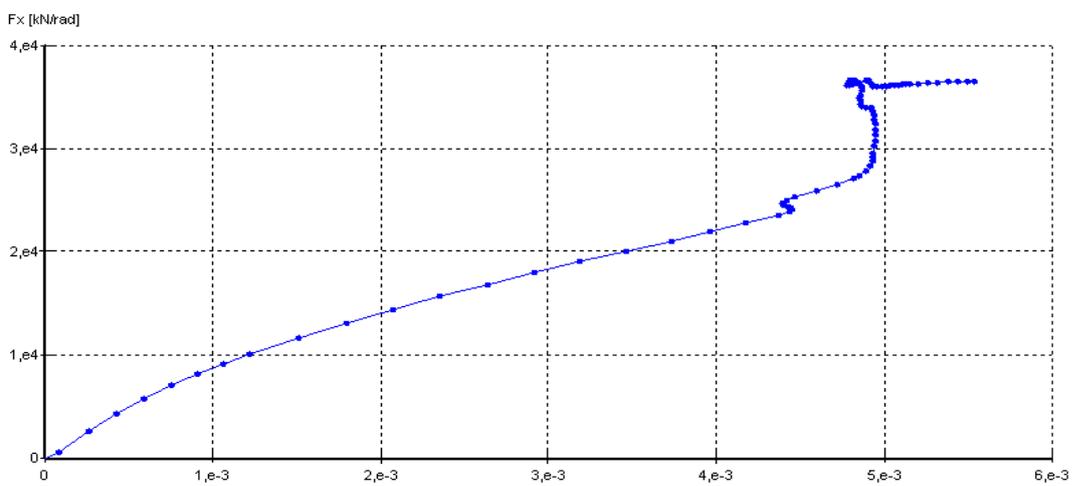


Figure 6-39- Courbe évolution déplacement force point C

A

B
Curve 1

C
Curve 1

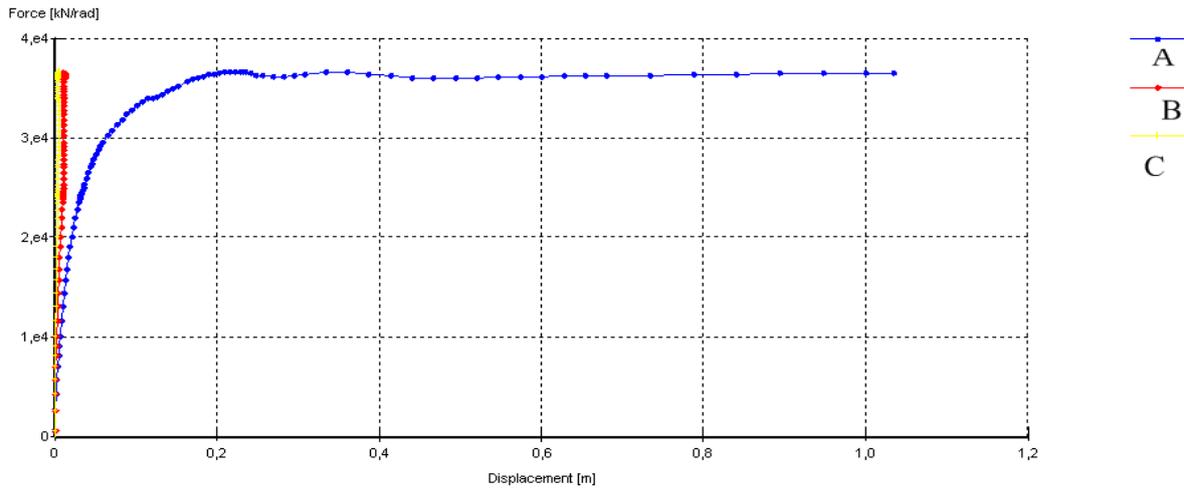


Figure 6-40- Courbe évolution déplacement force

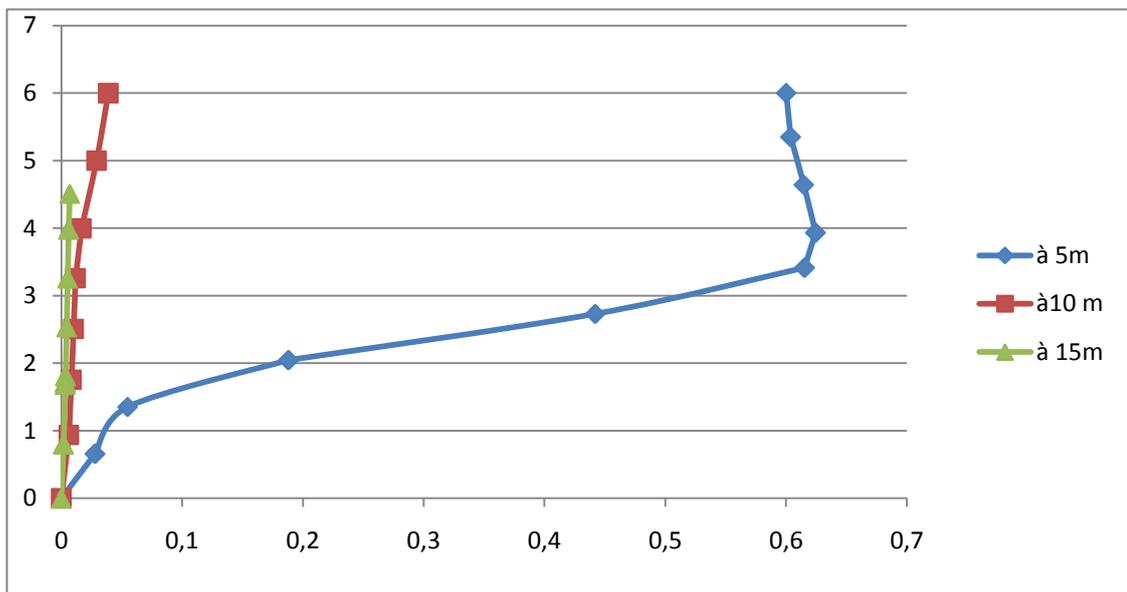


Figure 6-41- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour $(\gamma_d = 15.0 \text{ kn/m}^3)$

$x=1\text{m}$ poids volumique sec $= 17.2 \text{ Kn/m}^3$

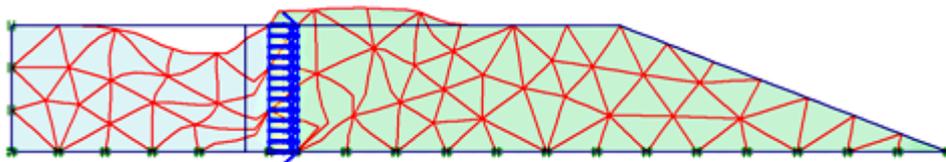


Figure 6-42- Déformation du maillage $(\gamma_d = 17.2 \text{ kn/m}^3)$

Horizontal displacement

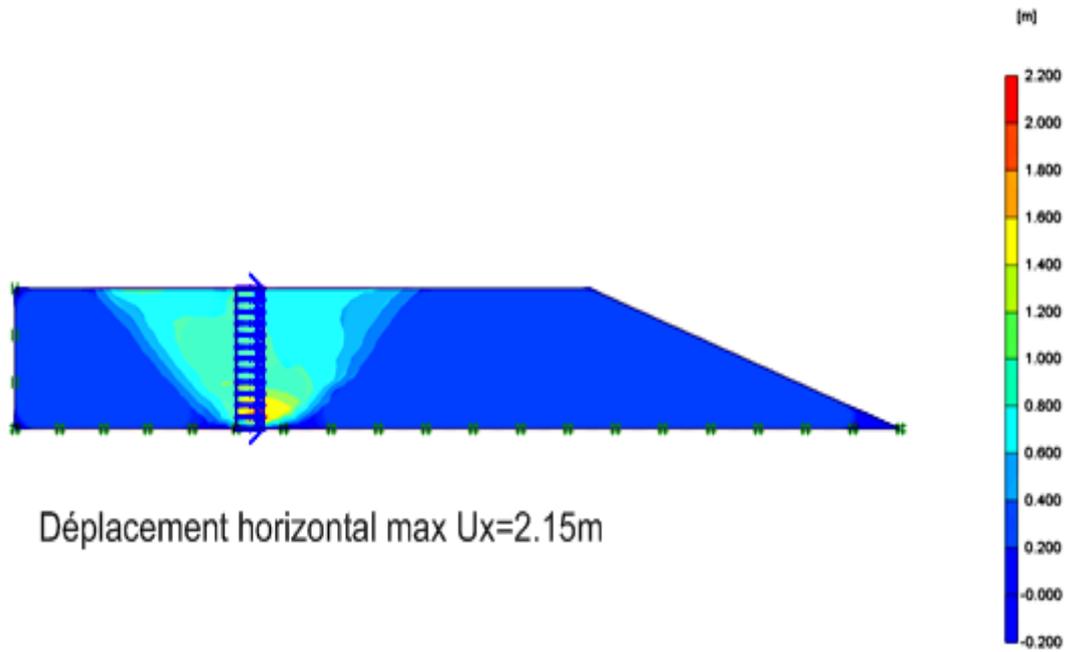


Figure 6-43- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d = 17.2\text{kn/m}^3$)

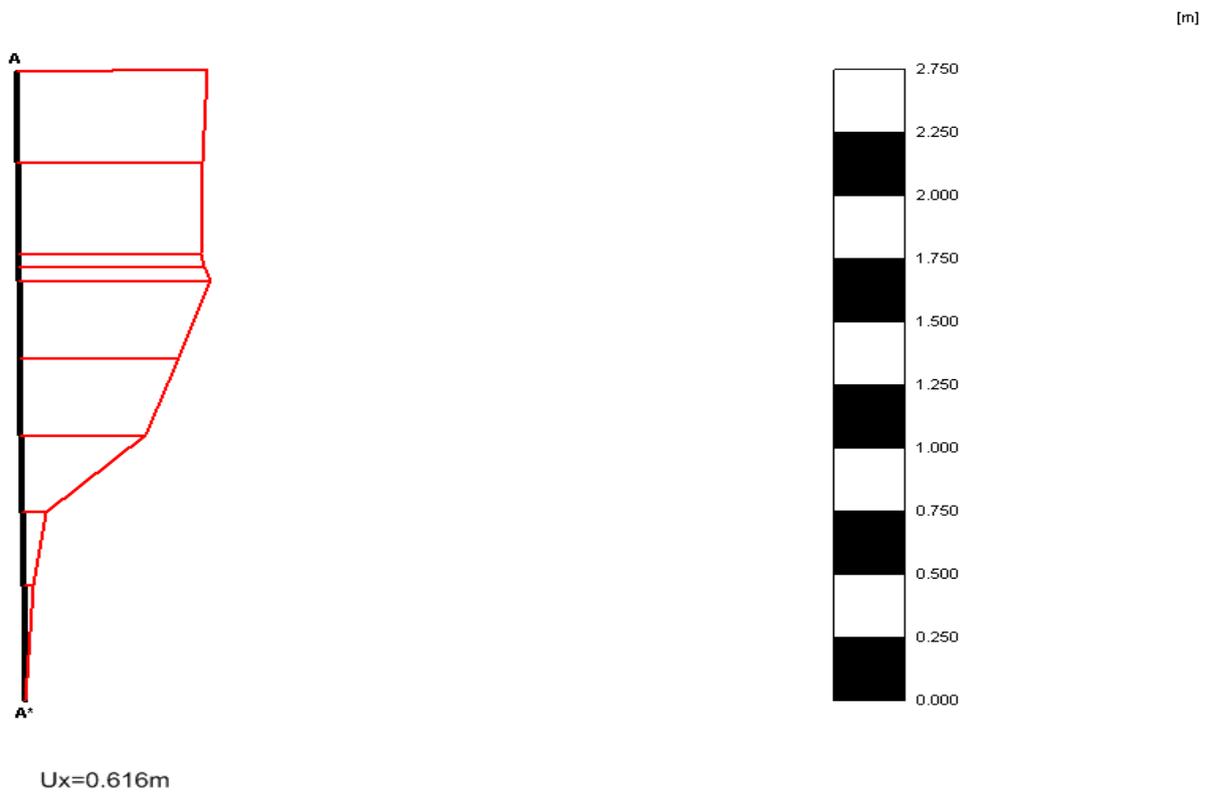


Figure 6-44 -Déplacement horizontal observé à $x=5\text{m}$ du front

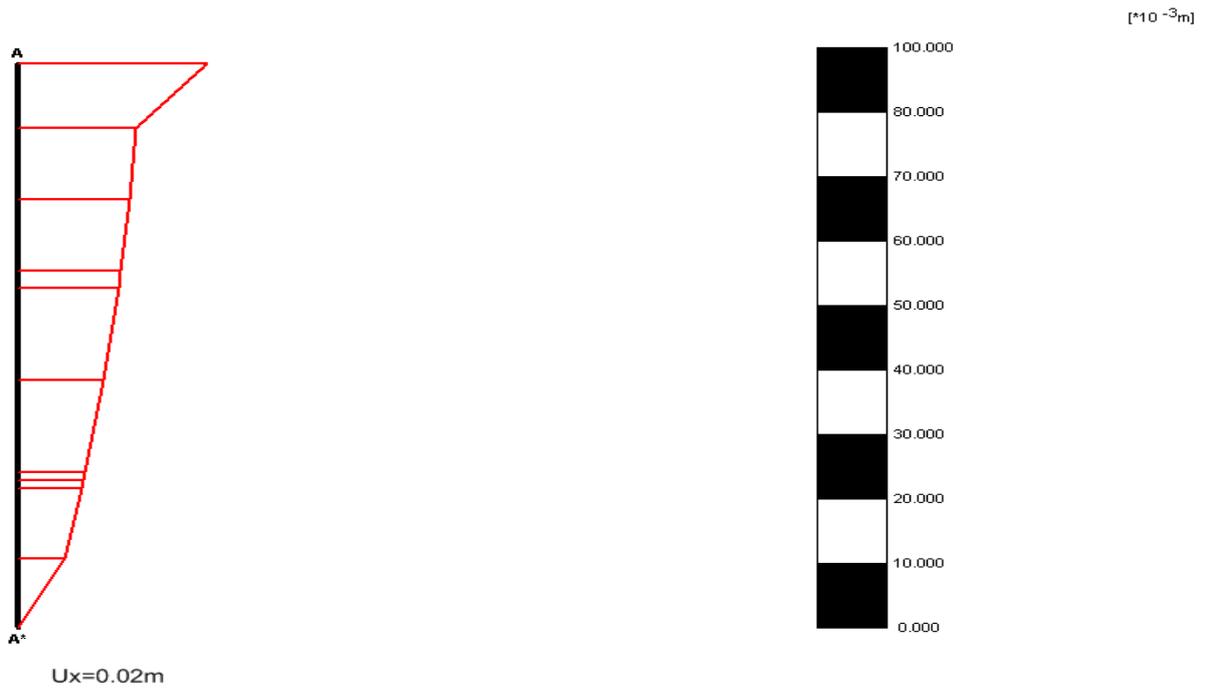


Figure 6-45 -Déplacement horizontal observé à x=10m du front

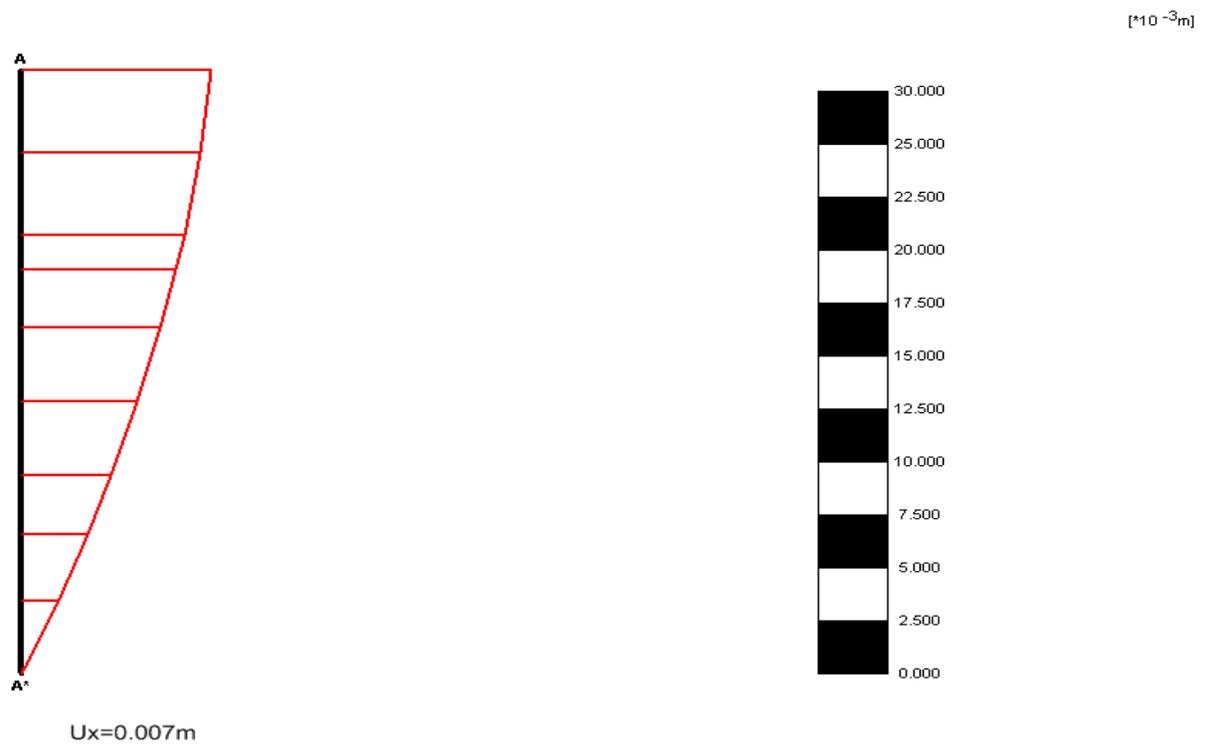


Figure 6-46 -Déplacement horizontal observé à x=15m du front

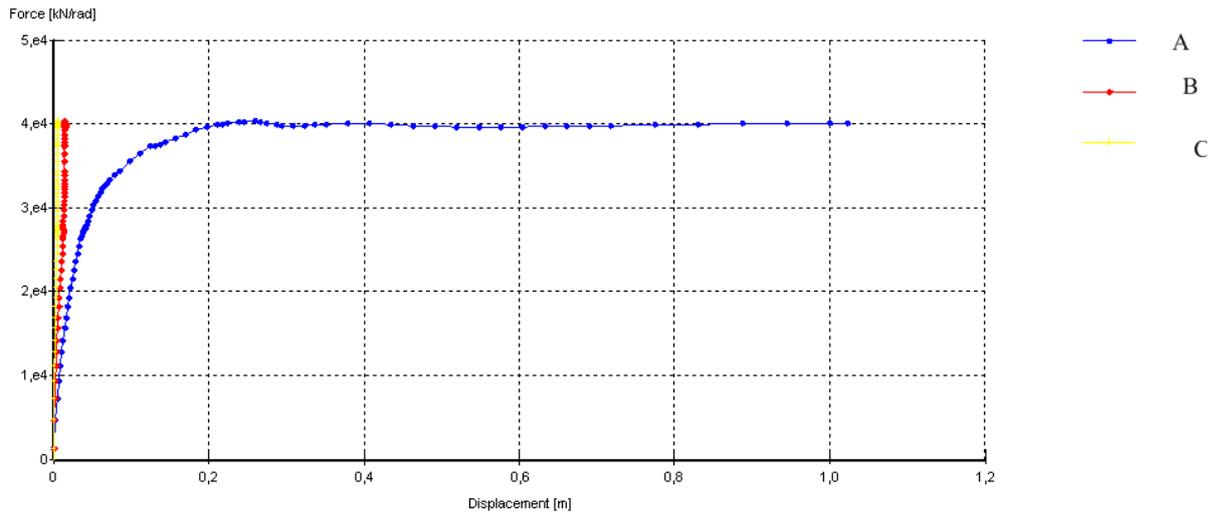


Figure 6-47 -Courbe évolution déplacement -force

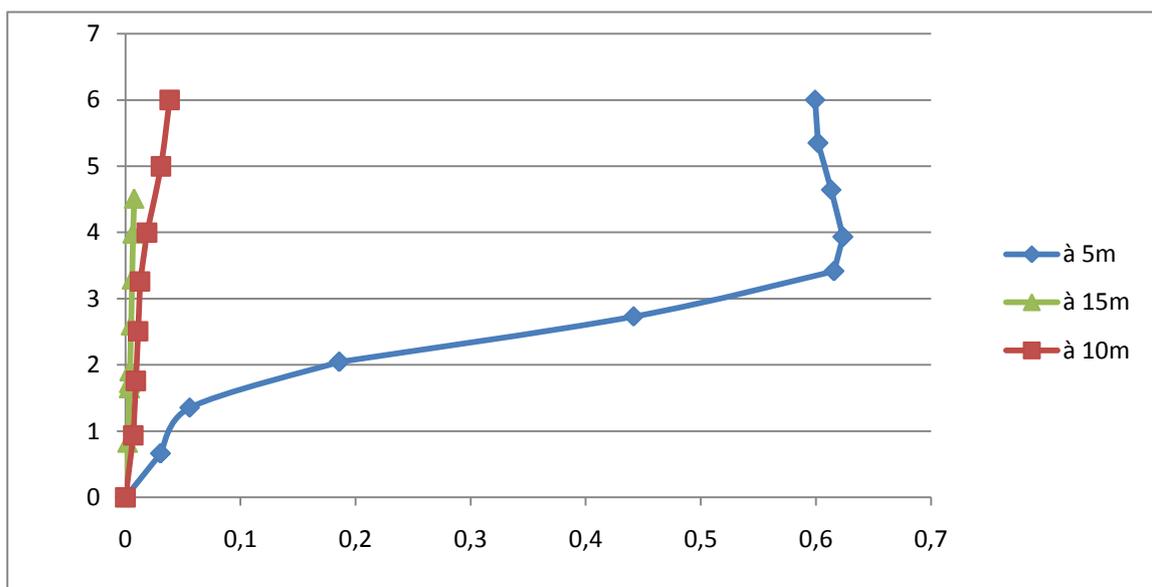


Figure 6-48- Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 17.2 \text{kn/m}^3$)

x=1m poids volumique sec =19.3 Kn/m³

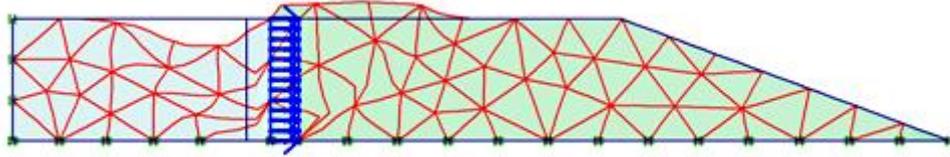


Figure 6-49 -Déformation du maillage ($\gamma_d =19.3 \text{ kn/m}^3$)

Déplacement Horizontal

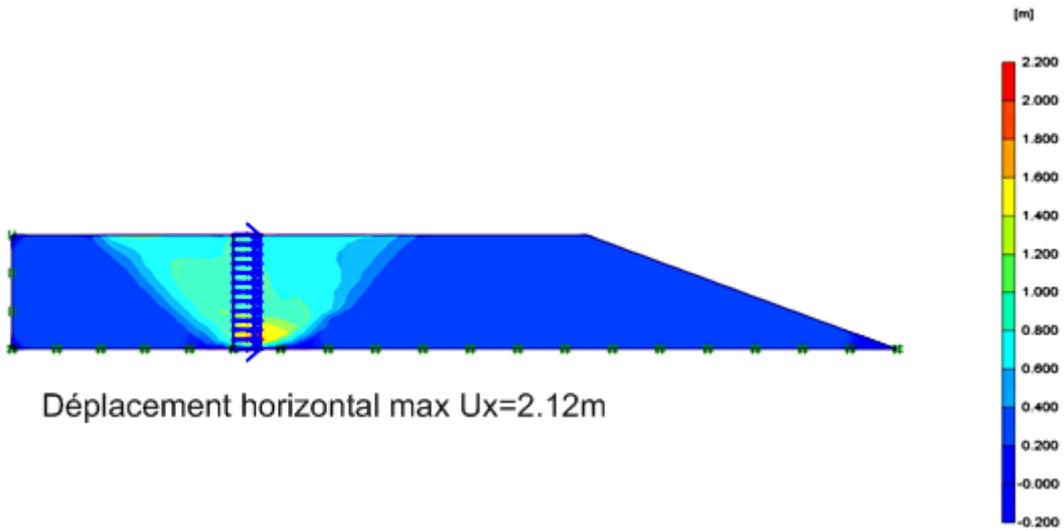


Figure 6-50- Déplacements horizontaux totaux ($\gamma_d =19.3\text{kn/m}^3$)

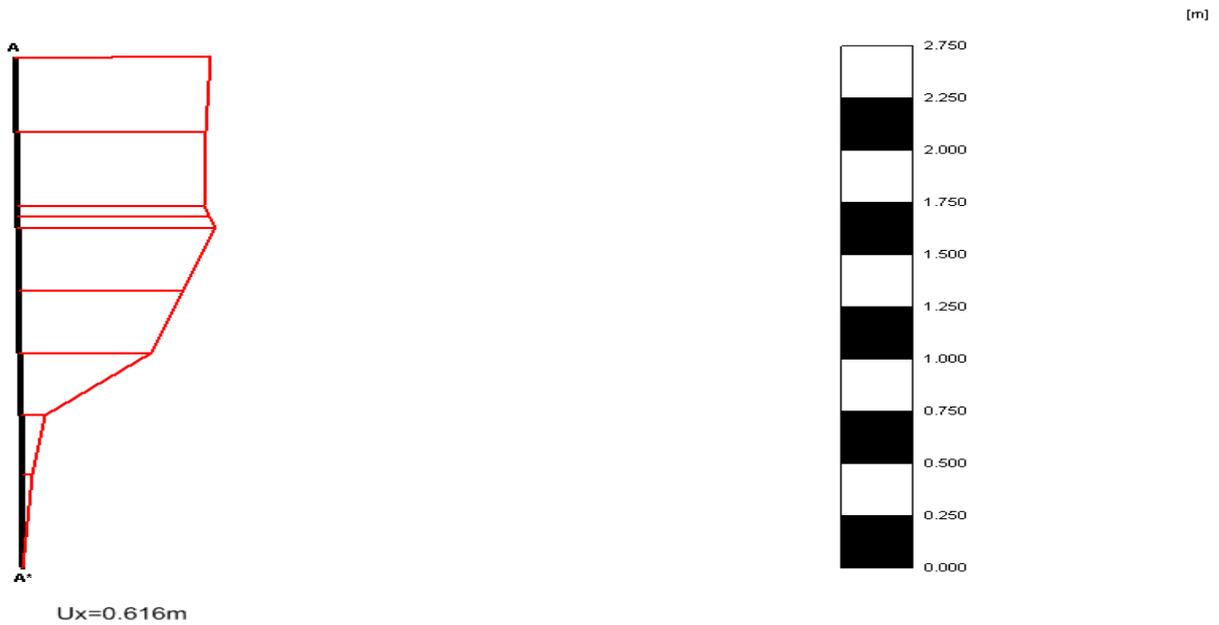


Figure 6-51- Déplacement horizontal observé à x=5m du front

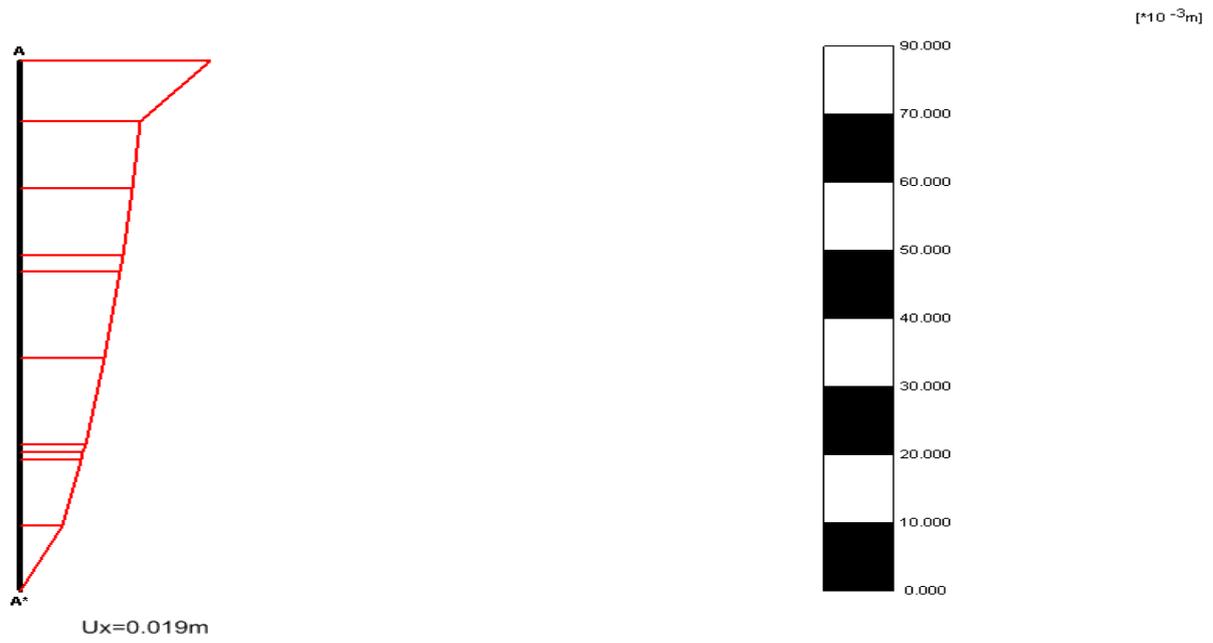


Figure 6-52- Déplacement horizontal observé à x=10m du front

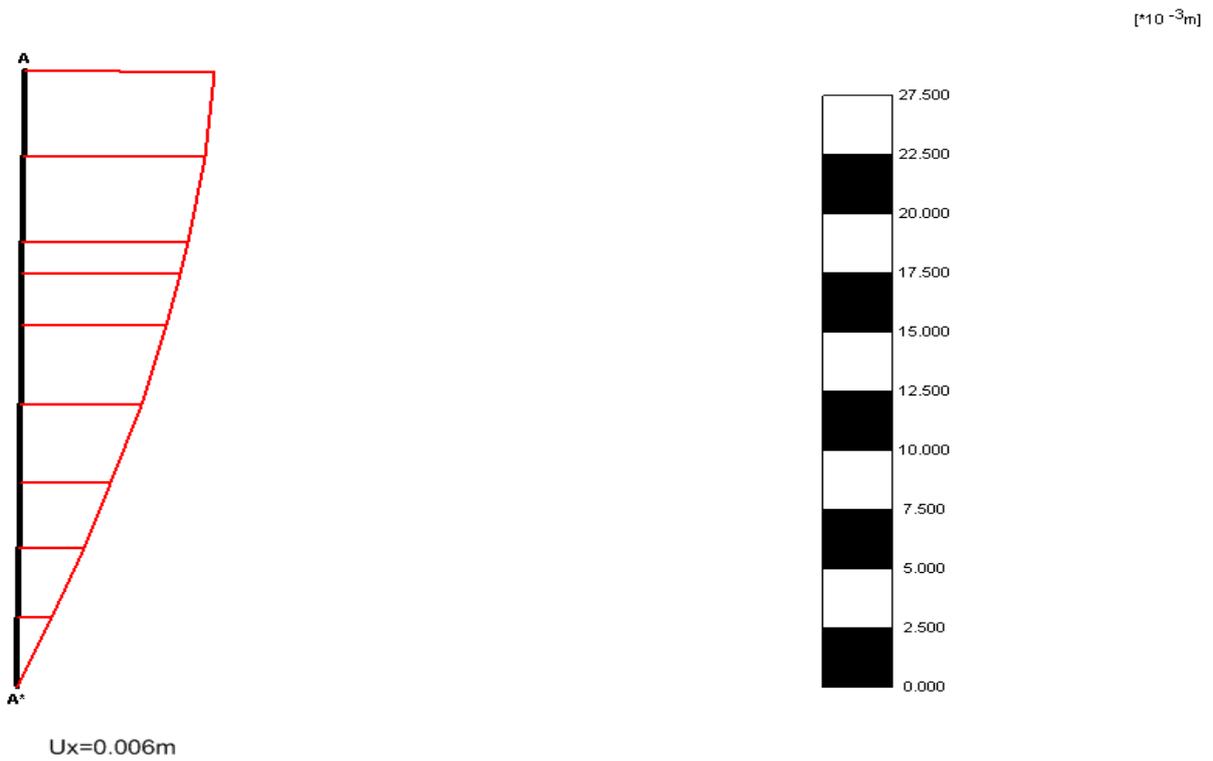


Figure 6-53- Déplacement horizontal observé à x=15m du front

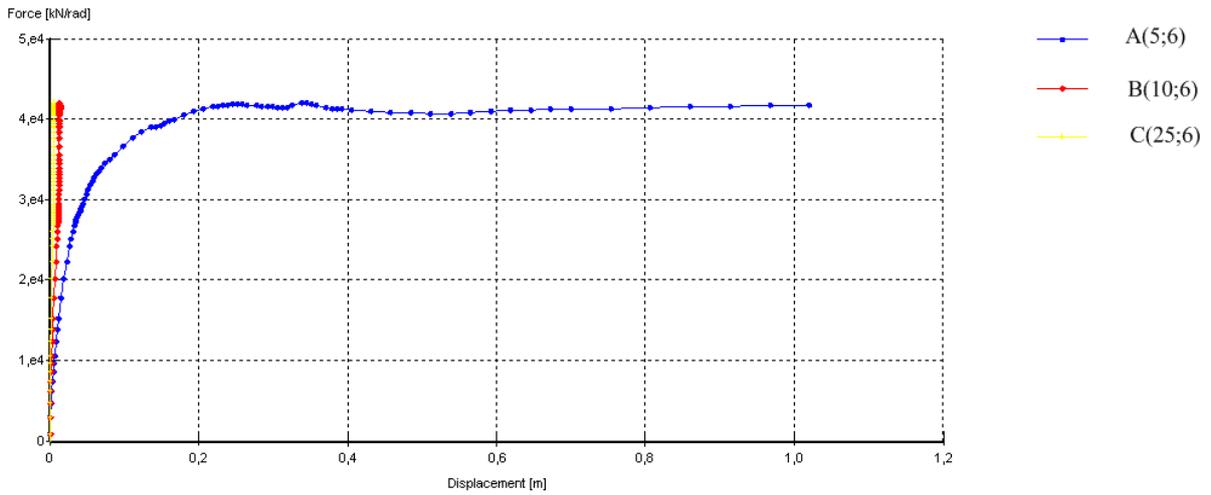


Figure 6-54- Courbe évolution déplacement -force

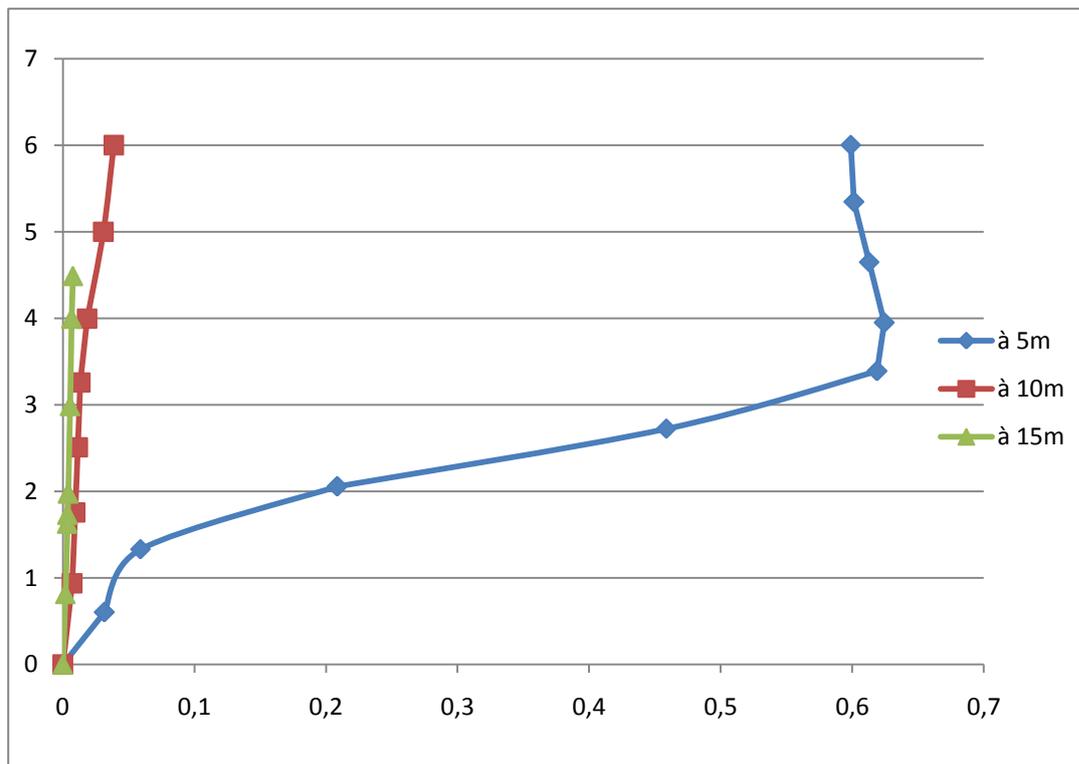


Figure 6-55 -Déplacement à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 19.3 \text{ kN/m}^3$)

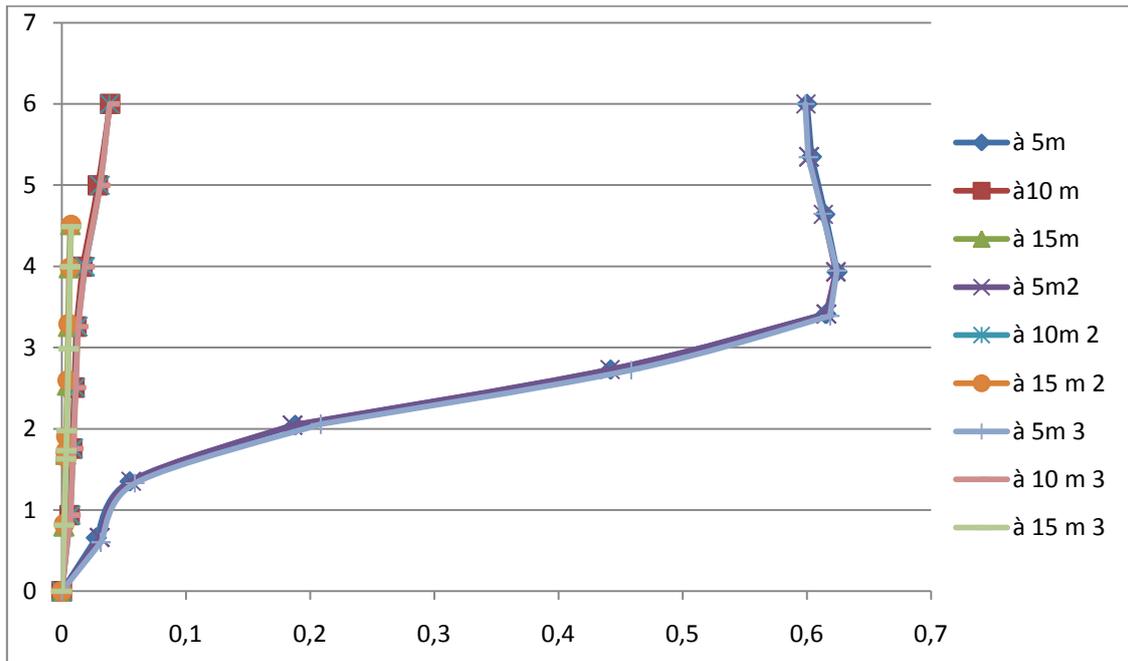


Figure 6-66- Récapitulatif des déplacements à différentes distances du front en fonction de la profondeur pour ($\gamma_d = 15.0 ; 17.2$ et 19.3) et pour un déplacement imposé égale 1m

On remarque que l'allure des déplacements pour les différentes distances d'observation est la même que la précédente sauf que les valeurs des déplacements sont multipliée par deux ; ce qui suit la double valeur du déplacement imposé précédemment et ça c'est pour les observations observées à 5m c.à.d. qu'il ya une linéarisation entre les déplacements imposés et les déplacements observés, ainsi on observe que l'influence du poids volumique sec est presque négligeable, de l'ordre de quelque pour mille , et ça c'est pour des poids volumiques sec correspond à l'optimum.

6.7 Etude comparative

Dans ce concept nous allons faire une comparaison graphique à la base des résultats obtenus par la méthode des éléments discrets (Samuel Masson, Juan Martinez et Jean-Claude Robinet) et nos résultats obtenue par la méthode des éléments finis.

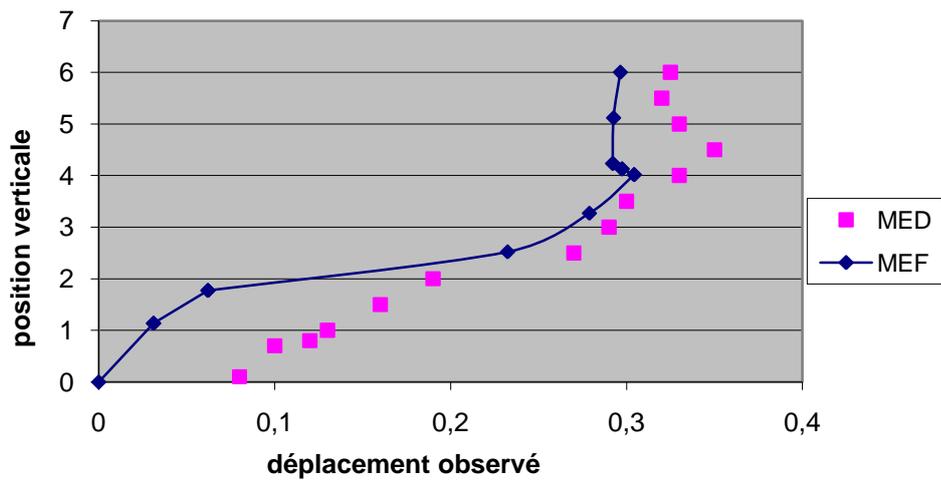


Figure 6-57 Graphe recapitulatif des résultats des déplacements horizontaux a 5 m du front

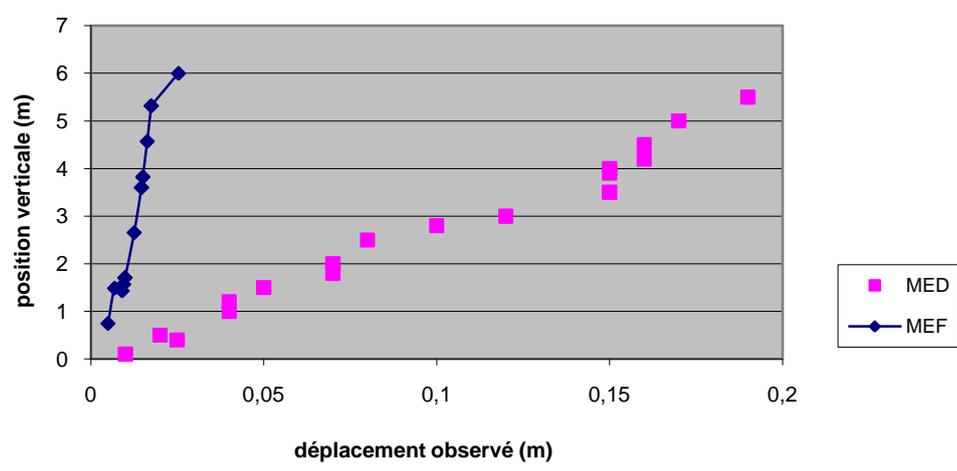


Figure6-58 Graphe recapitulatif des résultats des déplacements horizontaux a 10 m du front

microscopique tel que on n'a pas pu observer le phénomène de dilatance pour un déplacement imposé de 1m

6.8 Conclusion

Dans une grande majorité des cas cette approche permet une bonne représentation de la réalité. Cependant l'hypothèse de continuité semble difficile à admettre pour des systèmes particuliers. Ils sont formés de particules discernables à l'œil nu et parfois même de dimensions importantes (graviers, enrochements). Certains phénomènes observables comme la dilatance, la localisation de la déformation, ou encore la ségrégation et l'effet de voûte, sont d'ailleurs difficilement explicables par la mécanique des milieux continus.

7. Conclusion générale

Pour étudier numériquement le comportement d'un corps déformable soumis à certaines sollicitations, on utilise la Méthode des Eléments Finis qui s'appuie sur la Mécanique des Milieux Continus. Elle décrit et permet de prévoir de façon très satisfaisante la réalité des phénomènes se produisant dans un corps déformable soumis à certaines sollicitations. Les corps considérés ne sont pourtant pas continus (sable) mais l'hypothèse de continuité apporte une fabuleuse simplification qui rend seule possible la résolution des problèmes de mécanique classique.

Pour cela la modélisation par la méthode des éléments finis d'un remblai bidimensionnel enserré dans une galerie horizontale et soumis à la poussée d'un noyau d'argile gonflante démontrent qu'une réaction significative du remblai peut être mobilisée moyennant un déplacement suffisant du front de ce dernier. Le fonctionnement mécanique du remblai fait apparaître trois phases consécutives : d'abord une butée jusqu'au contact du remblai avec la paroi supérieure de la galerie, puis un arc-boutement des forces et finalement un bouchon se cisillant le long de l'interface remblai-galerie. La résistance du remblai semble plus élevée avec du poids volumique plus élevés. Ce qui est en accord avec les résultats obtenus par la simulation discrète établit par Samuel MASSON, Juan MARTINEZ et Jean-Claude ROBINET.

Ainsi que la fiabilité de la solution de mise de remblai de sable pour le confinement du noyau d'argile et d'assuré sa stabilité mécanique ; ce qui traduit systématiquement l'adaptation de choix de la solution du stockage en milieu profonde comme la variante adéquate pour la gestion des déchets radioactif a vie longue.

Références bibliographiques

- [1] **ANDRA** – (agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs). Page internet: Déchets radioactifs à vie longue: à quand le débat public ? 8 février 2009
- [2] **AUBRY (D.), HUJEUX (J.-C.), LASSOUDIÈRE (F.) et MEIMON (Y.)**. – A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behavior. Proc. International Symposium on Numerical Models In Geomechanics, Zürich, pp. 3-13, 1982.
- [3] **CAMBOU (B.) et JAFARI (K.)**. – Modèle de comportement des sols non cohérents. Revue Française de Géotechnique, vol. 44, pp. 43-55, 1988.
- [4] **COMMISSARIAT A L'ENERGIE ATOMIQUE** – page internet : [www.cea.fr/jeunes thèmes/ les déchets radioactifs /questions sur les déchets radioactifs](http://www.cea.fr/jeunes_themes/les_déchets_radioactifs/questions_sur_les_déchets_radioactifs)
- [5] **DARNE (F.)**. – L'écriture incrémentale des lois rhéologiques et les grandes classes de lois de comportement. In « Manuel de rhéologie des géomatériaux », Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 129-149, 1987.
- [6] **DUNCAN (J.M.)**. – The role of advanced constitutive relations in practical applications. Proc. 13th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New-Delhi, vol. 5, pp. 31-48, 1994.
- [7] **GERMAIN (P.)**. – Cours de mécanique des milieux continus, tome 1 : Théorie générale, Éditions Masson, Paris, 1973.
- [8] **HALPHEN (B.) et HUET (C.)**. – Cours de matériaux de construction. Déformabilité, ENPC, 1979.
- [9] **HETTLER (A.) et VARDOULAKIS (I.)**. – Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus. Géotechnique, vol. 34, n° 2, pp. 183-198, 1984.
- [10] **HICHER (P.-Y.)**. – Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat d'Etat, Université Pierre-et-Marie-Curie, 1985.
- [11] **HUJEUX (J.C.)**. – Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. Thèse de docteur-ingénieur, École Centrale de Paris, 1979.
- [12] **IRSN**-(institut de radioprotection et de sûreté nucléaire. Page internet : position des déchets radioactifs /stockage à l'international.
- [13] **JEROME GAOMBALET** le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains thèse de Docteur de l'École Polytechnique PP.19. 2004

- [14] **KATTAN (A.)**. – Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés. Analyse numérique. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 199 p., 1990.
- [15] **LADE (P.L.)**. – Double hardening constitutive model for soils, parameter determination and predictions for tow sands. Proceedings, International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils, Cleveland, Ohio, July 1987. « Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils », A. Saada & G. Bianchini Ed., A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 367-382, 1989.
- [16] **LANIER (J.)**. – Développements récents des essais en laboratoire. In « Manuel de rhéologie des géomatériaux ». Presses de l'École Nationale des ponts et chaussées, Paris, pp. 15-31, 1987.
- [17] **LÉPIDAS (I.) et MAGNAN (J.P.)**. – Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique. Laboratoire central des ponts et chaussées. Rapport de recherche LPC n° 157, 172 pages, 1990.
- [18] **LEROUEIL (S.), MAGNAN (J.P.) et TAVENAS (F.)**. – Remblais sur argiles molles. Éditions Lavoisier, 342 p., 1985.
- [19] **LUONG (M.T.)**. – Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique, n° 10, pp. 39-53, 1980.
- [20] **MAGNAN (J.P.)**. – Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Laboratoire central des ponts et chaussées, Rapport de recherche LPC, n° 141, 255 p., 1986.
- [21] **MAGNAN (J.P.)**. – Les remblais d'essais sur argiles molles de Muar Flats (Malaisie). Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série Géotechnique, GT 52, 66 p., 1992.
- [22] **MAGNAN (J.P.), SHAHANGUIAN (S.) et JOSSEAUME (H.)**. – Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue française de Géotechnique, n° 20, pp. 13-19, 1982.
- [23] **MAGNAN (J.P.) et MESTAT (Ph.)**. – Utilisation des éléments finis dans les projets de géotechnique. Annales de l'ITBTP, n° 509, décembre 1992, série Sols et Fondations 216, pp. 81-108, 1992.
- [24] **MAGNAN (J.-P.) et PIYAL (M.)**. – Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts dans le domaine surconsolidé. Revue Française de Géotechnique, n° 33, pp. 5-18, 1984.
- [25] **MANDEL (J.)**. – Cours de mécanique des milieux continus, tomes 1 et 2, Éditions Gauthier-Villars, 1996.
- [26] **MANDEL (J.)**. – Propriétés mécaniques des matériaux. Éditions Eyrolles, 1978.

- [27] **MESTAT (Ph.), DEGNY (E.), CHAMBON (P.) et SEKKATE-RHANOU (Z.).** – Détermination des paramètres du modèle de Nova à partir d'un essai triaxial, *Rhéologie des Matériaux du Génie Civil*, 25e colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble, pp. 173-184, 1990.
- [28] **MESTAT (Ph.), MAGNAN (J.P.), FRANK (R.) et HUMBERT (P.).** – La méthode des éléments finis : un outil pour la géotechnique. *Comptes rendus, Colloque International « Géotechnique et informatique »*, Paris, Presses de l'ENPC, Paris, pp. 285-299, 1992.
- [29] **MOURATIDIS (A.) et MAGNAN (J.P.).** – Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. *Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 121*, 128 p., 1983.
- [30] **NOLL (W.).** – A mathematical theory of the mechanical behaviour of continuous media. *Arch. Rational Mech. Anal.*, pp. 197-226, 1958.
- [31] **NOVA (R.).** – A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges. *International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils*, Grenoble, pp. 289-309, 1982
- [32] **OKA (F.), ADACHI (T.) et OKANO (Y.).** – Two dimensional consolidation analysis using an elastoviscoplastic constitutive equation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 10, n° 1, pp. 1-10, 1986.
- [33] **OWEN (D.R.J.) et WILLIAMS (M.).** – On the time derivatives of equilibrated response functions. *ARMA*, vol. 33, n° 4, pp. 288-306, 1969.
- [34] **PRAT (M.), BISCH (Ph.), MESTAT (Ph.), MILLARD (A.) et PIJAUDIER-CABOT (G.).** – La modélisation des ouvrages. *Collection Emploi des éléments finis en génie civil*. Éditions Hermès, 778 p. 1995.
- [35] **ROWE (P.W.).** – Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. *Proc. Roscoe Memorial Symposium « Stress-strain behaviour of soils »*, pp. 143-194, 1971.
- [36] **SEKIGUSHI (H.) et OHTA (H.).** – Induced anisotropy and time dependency in clays. In *Constitutive equations of soils, Proceedings of the Specialty Session n° 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp. 229-238, 1977.
- [37] **SHAHROUR (L.).** – Modélisation et validation en génie civil. *Mémoire présenté en vue d'obtenir l'habilitation à diriger des recherches, Université des Sciences et techniques de Lille-Flandres-Artois*, 1988.
- [38] **STEPHANE GIN** – livre « les déchets nucléaires ». *Collection universciences*, date de parution 31/08/2006.
- [39] **STUTZ (P.).** – Lois de comportement : principes généraux. In « *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux* », Presses de l'ENPC, Paris, 402 p., pp. 103-127, 1987.

[40] **STROUD (M.A.)**. – The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus, PhD Thesis at Cambridge University, U.K., 1971.

[41] **TAVENAS (F.) et LEROUEIL (S.)**. – Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications à l'étude des argiles. Revue Française de Géotechnique, n° 6, pp. 27-49, 1979.

[42] **WIKIPEDIA** – page internet : Stockage des déchets radioactifs en couche géologique profonde

[43] **ZITOUNI (Z.)**. – Comportement tridimensionnel des sables. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 286 p., 1988. Dans les Techniques de l'Ingénieur

[44] **MAGNAN (J.P.)**. – Résistance au cisaillement. C 216. (1991). Traité Construction, volume C 2I.

[45] **MAGNAN (J.P.) et SOYEZ (B.)**. – Compressibilité. Consolidation. Tassement. C 214 (1988). Traité Construction, volume C 2I.

