

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سaida - د. الطاهر مولاي

UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Modélisation du Comportement du Barrage de Bouhrara Après la construction et le Remplissage

Présenté par :

Mr. Mebarki Bachir

Mr. ArabBoubakar Seddik

Soutenu le / 09/ 2020, devant le jury composé de :

M^r Harbit Y.

Président

M^{mdm} Benguediab S.

Examinatrice

M^{mdm} Ghafir Meriem.

Encadreur

M^r Derfouf Mounir.

Encadreur

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier عزوجل الله le tout puissant et Miséricordieux, qui m'a donné, la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier mes encadrant : Madame GHÉFIR Meriem et monsieur Derfouf Mounir, pour leurs précieux conseils et leurs aides durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré de leur présence et de porter leur jugement sur ce modeste travail.

Je saisis cette occasion pour adresser ma profonde gratitude à :

Monsieur Touil Brahim

Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous nos enseignants qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Décidas

*On tien avec un grand plaisir de dédie ce modeste travail a toute.
Nous proche. Nous familles la petite Familles et la grande*

*et toute nous collègue étudiants promo 2eme année master
géotechnique année 2019/2020*

*Et toute personne qui occupe une place dans nous cœur .et toute
personne participée à nous réussite*

RÉSUMÉ

L'achèvement de tout projet est d'une grande importance dans notre vie quotidienne, et afin de maintenir son importance, une étude significative et efficace doit être entreprise pour toutes ses étapes, et sur ce point les sciences du génie civil ont enregistré des développements lumineux dans l'étude des comportements des différentes structures structurelles à travers la réalisation de nombreux tests de recherche et de laboratoires, Où l'étude ne s'est pas limitée à son début puis à sa fin, mais aussi à son observation lors de son exploitation et à l'étude de son comportement pour sa sécurité et sa stabilité à différents pas de temps, et les barrages font partie des installations importantes de nos jours comme ils l'étaient dans les temps anciens, où le génie civil et les études géotechniques sont encore continus lors des phénomènes affectant les barrages ne sont pas connus avec précision, ce qui est considéré comme un obstacle à la prédiction du comportement du barrage pour sa sécurité, donc étudier son comportement à travers ses étapes de construction et lors de son remplissage et vidange,

ainsi que son interaction avec le comportement des sols saturés, insaturés et quasi saturation, en plus de l'effet Les matériaux utilisés, il est nécessaire de connaître et modéliser ces phénomènes à travers des programmes numériques afin de prédire leur évolution dans le temps pour vérifier la validité des critères de stabilité, car ces barrages sont sous l'influence de la pression et du chargement et des propriétés mécaniques des matériaux de construction et de la pression des matériaux et génèrent des pressions interstitielle excessives dans Corps du barrage,

la plupart de ces facteurs sont partiellement négligés ou Totalemment par des méthodes traditionnelles d'évaluation de l'intégrité des barrages en terre, où ces développements doivent être contrôlés à toutes les étapes et sont à l'origine de la variation des contraintes et des distorsions et de la validité des critères de stabilité, Sur la base de ces développements importants, et après des recherches bibliographiques sur diverses perturbations causées par des distorsions lors des étapes de construction, de remplissage, de vidange et lors de leur exploitation, nos recherches actuelles visent à analyser numériquement et à comparer ses résultats avec les mesures approuvées (Auscultation), Grâce à la modélisation numérique dépend de La méthode des éléments finis, où nous nous sommes appuyés sur le modèle de comportement des sols non saturés, du modèle de loi du comportement hydromécanique de Barcelone (ALONSO BBM), et sur l'effet de la ligne de saturation, basée sur le programme Code Aster, et son application sur le barrage de Bougherra (wilaya de Tlemcen).

✓ **Mots clés:** Barrage Boughrara, stabilité, déplacements, contraintes, pression interstitielle, Code Aster.

المخلص

إن إنجاز أي مشروع له أهمية كبيرة في حياتنا اليومية وحتى نحافظ على أهميته لا بد من دراسة مجدية وناجعة لجمع مراحلها وعلى هذا سجلت علوم الهندسة المدنية تطورات مضيئة فدراسة سلوكيات مختلف الهياكل الإنشائية من خلال إجراء كثير من البحوث والاختبارات المخبرية حيث لتقتصر الدراسة على بدايتها ثم نهايتها وإنما أيضا على مراقبتها أثناء استغلالها ودراسة سلوكها من أجل سلامتها واستقرارها في خطوات زمنية مختلفة والسدود تعتبر من المنشآت المهمة في وقتنا لحاضر كما كانت في العصر القديمة حيث مازالت دراسات الهندسة المدنية والجي وتقنية متواصلة من خلال الظواهر المؤثرة على السدود غير معروفة بدقة وهذا يعتبر عائق للتنبؤ بسلوك السد من أجل سلامته فدراسة سلوكه من خلال مراحل بناءه وأثناء ملئه ثم إفراغه وأيضا تفاعلها مع سلوك التربة المشبعة وغير المشبعة والقريبة من التشبع إضافة إلى تأثير المواد المستعملة فمن الضروري معرفة ونمذجة هذه الظواهر من خلال برامج رقمية من أجل تنبؤ بتطورها مع مرور الوقت للتحقق من صحة معايير الاستقرار حيث أن هذه السدود تحت تأثيرا لضغط والتحميل وخواص الميكانيكية لمواد البناء وضغط المواد وتولد الضغوط الفراغية الزائدة في جسم السد أغلب هذه العوامل مهمة جزئيا أو كلي متطرف الأساليب التقليدية لتقييم سلامة السدود الترابية، حيث يجب السيطرة على هذه التطور اختلال جميع المراحل وتكون في الأصل من تباين حالات التوتر والتشوهات وصلاحيات معايير الاستقرار

بناء على هذه التطورات المهمة وبعدها لبحث البيبليوغرافي على مختلف اضطرابات الناجمة عن التشوهات خلال مراحل بناء السدود، ملئها، تفريغها وإثناء استغلالها، يهدف بحثنا الحالي إلى تحليلا رقمي ومقارنة نتائجها لقياسات المراقبة (Auscultation) المعتمدة، من خلال النمذجة الرقمية تعتمد على طريقة العناصر المحددة (la méthode des éléments finis)، حيث اعتمدنا على نموذج سلوك التربة غير المشبعة، الخاصة بنموذج قانون سلوك الهيد وميكانيك يرشلونة (ALONSO BBM)، وعلى تأني خطا لتشبع، بناء على برنامج Code Aster وتطبيقه على سد بوغرارة الواقع بولاية تلمسان.

✓ **الكلمات الافتتاحية:** سد بوغرارة، الإجهاد الفعال، الإجهاد الكلي، الضغط الفراغي، الاستقرار، برنامج كود أستر Code

.Aster

Abstract

The completion of any project is of great importance in our daily life, and in order to preserve its importance there must be a meaningful and efficient study to curb its stages, and accordingly the civil engineering sciences recorded luminous developments in studying the behaviors of the various structural structures through conducting a lot of research and laboratory tests, as the study is not limited to its beginning and then Its end, but also on monitoring it during its exploitation and studying its behavior for the sake of its safety and stability in different time steps, and dams are considered important facilities in our present time as they were in ancient times, as civil engineering and geotechnical studies are still continuous through the phenomena affecting the dams are not known accurately, and this is an obstacle to predicting the behavior of the dam from For the sake of its safety, studying its behavior through the stages of its construction, during its filling and then emptying it, and also its interaction with the behavior of saturated, unsaturated, and close to saturation soils, in addition to the effect of the materials used, it is necessities to know and model these phenomena through digital programs in order to predict their development over time to verify the correctness of the stability criteria. As these dams are under the influence of pressure, loading, mechanical properties of building materials, compression of materials and generating vacuum pressures Most of these factors are partially or totally neglected.

Traditional methods of evaluating the safety of earth dams, where these developments must be controlled during all stages and are originally from the variation of tension states and distortions and the validity of stability criteria based on these important developments, and after bibliographic research on the various disorders caused by the deformations. During the construction stages of dams,

their filling, emptying and during their exploitation, our current research aims to a numerical analysis and compare their results to the approved Auscultation measurements, through numerical modeling based on the finite element method (la method des elements finis), where we relied on a model of unsaturated soil behavior , On the Barcelona Hydro mechanical Behavior Model (ALONSO BBM), and on the effect of a saturation error, based on the Code Aster program and its application to the Boghrara Dam located in the state of Tlemcen.

Key Words: Boghrara Dam, Effective Stress, Total Stress, Vacuum Pressure, Stability, Code Aster Program.

Table des matières

Chapitre I : Généralités Sur Les Barrages En Terre

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. LES BARRAGES EN TERRE	1
I.2.1 Définition	1
I.2.2. Rôle des barrages	2
I.2.2.1 Irrigation	2
I.2.2.2 Génération d'électricité.....	2
I.2.2.3 Contrôle des crues.....	2
I.2.3 Différents types de barrages en terre.....	3
I.2.3.1 Barrage homogène	3
I.2.3.2 Barrage zoné avec un noyau étanche	3
I.2.3.3 Barrage à masque amont	4
I.3. LES PROFILS GENERAUX DES BARRAGES EN TERRE.....	5
I.4. Rôle des drains d'un barrage en terre.....	6
I.5. ÉTANCHEITE DES FONDATIONS.....	6
I.5.1 Clé d'étanchéité	6
I.5.2 Paroi moulée	7
I.5.3 Tapis d'étanchéité	7
I.5.4 Les voiles d'injections dans les fondations.....	7
I.6. LES DIFFERENTES ETAPES DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE	8
I.7. LA STABILITE DES BARRAGES EN REMBLAI.....	9
I.7.1 Les risques de rupture des barrages	10
I.7.2 Les mécanismes de rupture des Barrages en remblai	10
I.7.3 Surveillance des barrages.....	11
I.8. INFILTRATION A TRAVERS LE CORPS DU BARRAGE	11
I.8.1 Équation de la ligne de saturation	12
I.8.1.1 Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable.....	12
I.8.1.2 Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable	14
I.8.2 Étude des pressions interstitielles	14
I.8.3 Phénomène de renard	14
I.9. LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE	17
I.10. Conclusion	18

Chapitre II: Notions sur les sols compactés non saturés-application dans les barrages

II.1. INTRODUCTION	20
II.2. DEFINITION DES SOLS NON SATURES	20
II.3. LA SUCCION DANS LES SOLS NON SATURE.....	21
II.3.1 Définition	21
II.3.2 Les différents types de succions	22
II.3.2.1 Succion matricielle.....	22
II.3.2.2Succion capillaire	22
II.3.2.3 Succion d'adsorption.	22
II.3.2.4 La succion osmotique	23
II.3.2.5 La succion totale	23
II.4. L'EAU DANS LE SOL COMPACTE	23
II.4.1 Introduction.....	23
II.4.2 Les types d'eau dans le sol.....	24
II.4.2.1 L'eau de constitution.....	24
II.4.2.2 L'eau en phase vapeur	24
II.4.2.3 L'eau hygroscopique.....	24
II.4.2.4 L'eau pelliculaire.....	25
II.4.2.5 L'eau capillaire.....	25
II.4.2.6 L'eau libre ou gravifique.....	25
II.5. COMPACTAGE DANS LES SOLS NON SATURES.....	26
II.5.1 Définition	26
II.5.2 Les sols compacts	26
II.5.3 Énergie de compactage	27
II.6. COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS NON SATURES	29
II.7. CONTRAINTEEFFECTIVE POUR LES SOLS NON SATURES	30
II.8. CONCLUSION.....	32

Chapitre III : Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

III.1 INTRODUCTION.....	35
III.2LES OBJECTIFS DE LA SURVEILLANCE.....	35
III.3. PRINCIPES GENERAUX.....	36
III.3.1. Auscultation des barrages.....	37
III.3.2. Raison d'être du dispositif d'auscultation	40
III.4. PRESSIONS INTERSTITIELLES ET NIVEAU PIEZOMETRIQUE	41

III.4.1. Les cellules	44
III.4.2. Les capteurs électriques.....	44
III.4.3. La cellule accorde vibrante.....	45
III.4.4. Capteurs hydraulique(Glözl)	46
III.5. CONCLUSION	47

Chapitre IV: Modèles de comportement-pour les sols saturés et non saturés

IV.1. NOTION DE LA LOI DE COMPORTEMENT :	49
IV.1.1 Introduction	49
IV.2 LE CADRE GENERAL DE LA MECANIQUE DES MILIEUX CONTINUS.....	49
IV.2.1 Notions de déformation.....	49
IV.2.1.1 Déviateur-partiesphérique	51
IV.2.1.2 Tenseur des vitesses de déformation.....	52
IV.2.1.3 Vitesse de déformation généralisée	52
IV.2.2 Notions de contraintes.....	53
IV.2.2.1 Contraintes principales et invariants	53
IV.2.2.2 Décomposition du tenseur contrainte en tenseur déviateur et sphérique.....	53
IV.2.2.3 Relation entre contraintes sphérique et déviateur avec les invariants.....	54
IV.3 NOTION DE LOIS DE COMPORTEMENT	54
IV.3.1 Élasticité.....	54
IV.3.1.1 Élasticité linéaire isotrope	55
IV.3.1.2 Élasticité isotrope non linéaire	55
IV.3.1.3 Élasticité anisotrope	56
IV.3.2 Plasticités	56
IV.3.2.1 Critères de Plasticité.....	57
IV.3.3 La viscosité	61
IV.3.4 Lois non linéaires :	62
IV.3.5 viscoélastique	63
IV.3.5.1 Modèles viscoélastiques.....	63
IV.3.5.2 Comportement élastoplastique	65
IV.4. LES LOIS DE COMPLETEMENTS USUELS.....	70
IV.4.1 Loi de comportement de Mohr-Coulomb	71
IV.4.2 modèle De Cambridge (Ou modèle Cam-Clay).....	73
IV.4.2.1 Étude de l'essai de compression isotrope	74
IV.4.2.2 Notion d'état critique Par ailleurs,	74
IV.4.2.3 Équations de modèle Cam-Clay.....	75
IV.5 DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE CAM-CLAY MODIFIE	78

IV.5.1. Modèles élastoplastiques de Barcelone.....	79
IV.6. CONCLUSION ET PERSPECTIVES	86

Chapitre V :Modélisation du comportement du barrage Boughrara

V.1. INTRODUCTION.....	89
V.2. PRESENTATION DU BARRAGE BOUGHRARA.....	89
V.3. CARACTERISTIQUE DU BARRAGE BOUGHRARA.....	92
V.4. LOGICIEL CODE-ASTER.....	93
V.4.1 Présentation du logiciel	93
V.4.2. Couplage hydromécanique (HM)	95
V. 5. LE MODELE DE COMPORTEMENT UTILISE DANS CODE-ASTER	95
V.5.1 Modèle de MOHR-COULOMB :	95
V.5.2. Le modèle de CAM-CLAY :	95
V.5.3 Le modèle de BARCELONE :	96
V. 6. LES PRINCIPALES PARAMETRES	96
V.6.1. Les Paramètres de Mohr-Coulomb	97
V.6.2 Les Paramètre de Modelé Cam-Clay	97
V.6.3 Les Paramètres de modèle BARCELONE.....	98
V.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DU BARRAGE DE BOUGHRARA	99
V.7.1. Comportement mécanique.....	104
V.7.1.1. Construction du barrage (barrage vide).....	104
IV.8. Les résultats obtenus par CODE-ASTER :	104
V.8.1. Les résultats A la Fin de construction (barrage vide).....	104
V.8.1.1 Modele Mohr_ Coulomb :	105
V.8.1.2 Modèle CAM_CLAY	105
V.8.1.3 Modèle de la loi de BARCELONE (BBM).....	111
V.8.2 les resultatats pendant le remplissage (phase remplissage).....	111
V.8.2.1 Modèle Mohr_ Coulomb.....	114
V.8.2.2 Modèle CAM-CLAY	115
V.8.2.3 Modèle de BARCELONE (BBM)	118
V.9. CONCLUSION	120

LISTE DES FIGURE

Chapitre I : GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

Figure 1.1 : Barrage homogène	3
Figure 1.2: Barrage zoné avec un noyau étanche	4
Figure 1.3: Barrage masque amont.....	4
Figure 1.4: Matériaux composant un barrage zoné	5
Figure 1.5: Clé d'étanchéité.....	6
Figure 1.6: Paroimoulée.....	7
Figure 1.7: tapis d'étanchéité.....	8
Figure 1.8: Voile d'injection.....	8
Figure 1.9 : Rupture du barrage Teton, USA,.....	10
Figure 1.10: Lignes de courant revers un barrage homogène avec dispositif de drain.....	11
Figure 1.11: Ligne de saturation dans un barrage en terre non drainé D'après Kozeny.....	13
Figure 1.12: Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.....	14
Figure 1.13: Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage (Foster, 1999).....	16

Chapitre II : Notions sur les sols compactés non saturés-application dans les barrages

Figure II.1 : Une visualisation de la mécanique des sols montrant le rôle du flux de surface.....	20
Figure II.2 : Schémas explicites des différents états des sols selon la saturation.....	21
Figure II.3 : Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.....	26
Figure II.4 Représentation schématisée d'un sol non saturé (gauche) et début de la pénétration de l'air dans un sol granulaire (droite) (Delage et Cui, 2001).....	29
Figure II.5 : Principe de contrainte effective en sol saturé, (Delage et al. 2001).....	30
Figure II.6 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation.....	31

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Figure III.1 : Coupe estim. Implantation des cellules de pression.....	41
Figure III.2 : Vue en plan estim. Implantation des piézomètres	42
Figure III.3 : Exemple d'implantation de piézomètres dans un profil de barrage en terre équipé pour l'étude de l'écoulement à travers l'ouvrage.....	43
Figure III.4 : Cellules de pression -Source : EDF.....	44
Figure III.5 : Capteur de pression interstitielle électrique type PWE.....	45
Figure III.6 : Cellule de pression à corde vibrante (POUPART et ROYET, 2001).....	46

Figure III.7 : Capteur de pression interstitielle type P4, SF, 20 L, AGER avec pointe de Fonçage pour des mesures pneumatiques allant jusqu'.....	47
Figure III.8 : Capteur de pression interstitielle type P4, KF, 10 Pour installation dans un forage , mesures pneumatiqué que jusqu'à max 10 bars (FECKER et PARTNER, 2004.....)	47

Chapitre VI: Modèles de comportement-pour les sols saturés et non saturés

Figure IV-01 : Représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$	57
Figure IV-02 : Section du prisme par le plan : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0 \dots 7$	57
Figure IV-03 : Représentation du critère de Von-Mises dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$	59
Figure IV-04 : Section du cylindre par le plan π	59
Figure IV-05 : Critère de Drucker et Prager dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$	61
Figure IV-06 : Courbe contrainte-déformation pour un chargement cyclique centré.....	64
Figure VI-7 : – Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr Coulomb	70
Figure IV-8 : Représentation d'un essai de compression isotrope.....	73
Figure IV-9 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q).....	73
Figure IV-10 : – Représentation de l'écrouissage pour le modèle Cam-Clay.....	76
Figure IV-11 : . Description de la réponse volumique par le modèle BBM,	77
Figure VI-12 : . Effondrement représenté par le modèle BBM.....	80
Figure VI-13 : Couplage entre LC et SI,	81
Figure VI-14 : Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxial q, P*, S,.....	82
Figure VI-15 : Procédure proposée par Wheeler et al pour déterminer Pc,	84

Chapitre V: Modélisation du comportement du barrage Boughrara

Figure V.1 : localisation de site du barrage Boughrara.....	90
Figure V.2 : Barrage Boughrara.....	90
Figure V.3 : Photo par satellite du barrage Boughrara.....	91
Figure V.4 : Profil en travers style du barrage (Tractebel, 2000).....	93
Figure V-5 : Modèle géomètre du barrage.....	99
Figure V-6 :Création de maillage du barrage	102
Figure V-7:Exécution du maillage.....	102
Figure V-8 :Qualité des information.....	103
Figure V-9 :Information du barrage.....	103
Figure V-10: maillage du barrage.....	104
Figure V-11 :définie a matériel.....	105
Figure V-12:élasticitéotrope linéaire.....	105
Figure V-13 : ParamètresdeMoha-Coulomb.....	106
Figure V-14: Déplacementvertical DY.....	106
Figure V-16: ContrainteseffectivesSIYY.....	107

Figure V-17 : Contraintes effectives SIXX.....	107
Figure V-18 : définie a matériel.....	108
Figure V-19: Paramètres de CAM _CLAY.....	109
Figure V-20 : Déplacement-DY vertical.....	110
Figure V-21 : Contraintes effectives-SIYY	110
Figure V-22 : Contraintes effectives-SXX.....	111
Figure V-23 : définie matériel.....	111
Figure V-24 : Paramètres Modele Barcelone.....	111
Figure V-25: Déplacement-DY vertical	113
Figure V-26 : Contraintes effectives-SIYY	114
Figure V-27: Contraintes effectives-SIXX.....	115
Figure V-28 : Déplacement-DY vertical du barrage (phase remplissage).....	116
Figure V-29: Contraintes effectives-Sy maximales du barrage (phase remplissage).....	116
Figure V-30 : Contraintes effectives-Sy maximales du barrage (phase remplissage).....	117
Figure V-31 : Déplacement-DY vertical.....	117
Figure V-32 : Contraintes effectives-SIYY	118
Figure V-33 : Contraintes effectives-SIYY	118
Figure V-34: déplacement vertical DY.....	119
Figure V-35 : Contraintes effectives-SIXX maximales.....	119
Figure V-36 Contraintes effectives-SIYY	119

Liste des tableaux

Chapitre III : Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Tableau III-1 : Instruments et contrôle pour les barrages en béton.....	38
Tableau III-2 : Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des barrages et des fondations.....	39
Tableau III-3 : Tableau III.3 : Paramètres significatifs pour le suivi du barrage en béton et remblai et fondation.....	40

Chapitre VI : Modèles de comportement-pour les sols saturés et non saturés

Tableau VI- 3 : critères de plasticité usuel pour les sols.....	73
Tableau VI-4 : expressions 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	77
Tableau VI- 5 : détermination des paramètres des modèles Cam Clay.....	78

Chapitre V : Modélisation du comportement du barrage Boughrara

Tableau-1: Les principales caractéristiques du barrage Boughrara.....	92
Tableau-2: Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Boughrara.(Tractable, 2000a,cité par Rouissait,2014).....	93

NOTATIONS

γ_d : Le poids volumique sec.

γ_h : le poids volumique humide.

W: teneur en eau.

Sr: degré de saturation.

E: énergie de compactage.

N: Nombre total des coups.

H: Hauteur de chute de la dame.

M: Masse de la dame.

G: Accélération de la pesanteur.

V : Volume du matériau compacté dans le moule.

R: la constante des gaz parfaits ($R=8.31432J/(molK)$).

T : la température absolue ($^{\circ}K$).

φ_m : la Succion matricielle.

π : La succion osmotique.

σ : contrainte normale.

σ' : contrainte normale effective.

U_w : la pression interstitielle a l'eau.

U_a : la pression interstitielle a l'air.

X: paramètre de Bish

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages d'accumulation des eaux sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et de considérables dommages aux biens. Les coûts d'un tel accident peuvent atteindre des montants importants.

Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées en ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation, de même que les contrôles de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens. Il est évident que les mesures qui sont prises lors du projet, de sa construction et de son exploitation doivent tendre à éviter toute défaillance de l'ouvrage pouvant entraîner l'écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Les barrages en remblai peuvent être affectés par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent la performance de l'ouvrage et de ses composants.

Dans le contexte des digues, des travaux de recherche réalisés depuis quelques années, ont développé des approches physiques. Des méthodologies d'évaluation de l'état des ouvrages ont été identifiées et formalisées : étude morpho dynamique, analyse topographique, études hydrologiques et hydrauliques, inspections visuelles, reconnaissances géotechniques et géophysiques, modélisation géo mécanique... Appuyées par l'analyse experte, ces approches sont performantes pour l'évaluation préliminaire ou approfondie des digues. En revanche, il n'existe pas de méthodes destinées à formaliser l'évaluation de l'état des ouvrages, prenant en compte l'ensemble des mécanismes de rupture auxquels une digue est potentiellement soumise et intégrant les aléas et l'environnement extérieur (crues, végétation, animaux, actions de l'homme...).

De même, aucune méthode proposant des critères de décision ou des indicateurs de performance et pouvant être associée à un système d'information L'objectif de ce travail est d'étudier la sensibilité des déformations des barrages en terre aux modèles de comportement du sol. Une étude de sensibilité des déformations aux paramètres du modèle sera faite. Le barrage d'application est celui

de BOUGHRARA à TELEMEN, en utilisant un modèle de comportement incorporé dans le logiciel CODE ASTER.

Ce mémoire est scindé en cinq chapitres :

- ✓ Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre les différentes définitions concernant les barrages en terre et les différents risques de rupture auxquels est soumis l'ouvrage.
- ✓ Le deuxième chapitre, sera consacré à la présentation des notions sur les sols compactés non saturés-application dans les barrages.
- ✓ Le troisième chapitre, a été réservé pour présentation le suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation.
- ✓ Dans le quatrième chapitre, on présente Modèles de comportement-pour les sols saturés et non saturés en utilisant des modèles de comportement de MOHR-COULOMB, CAM-CLAY MODIFIÉE et de la loi de BARCELONE
- ✓ En suite dans le cinquième chapitre on a fait une analyse du comportement hydromécanique du barrage à la fin de construction (barrage vide) et pendant le remplissage.
- ✓ Enfin les résultats obtenus seront discutés et comparés avec ceux trouvés en état réel.
- ✓ Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

Chapitre I

GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.1. INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grés tendresse. (Rolley.1989)

Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000m³ en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m³. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont des éléments essentiels pour le prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

De fait il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres différentes.

I.2. LES BARRAGES EN TERRE

I.2.1 Définition

Les barrages en terre sont des structures de technologie qui sont employées pour beaucoup de buts tels que l'irrigation, la lutte contre les inondations, la production d'électricité et le stockage de l'eau.

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien.

Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terre assez imperméable (typiquement de l'argile) pour éviter ne passe au travers du barrage.

Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton.

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

La conception de ces ouvrages est fortement dépendantes de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate (les volumes sont tels qu'un gisement éloigné augmenterait fortement le prix du barrage à cause des frais de transport.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux ayant des caractéristiques très différentes, par contre pour les barrages en béton ou enrochement, le choix des matériaux constitutifs restent beaucoup plus étroits.

Le terme "terre" couvre un large éventail de matériaux allant de l'argile fine à des éléments très épais. Dans certains cas, on utilise des roches faciles à changer, telles que des couches de roches, des schistes et du grès fin. (Rolley.1989)

I.2.2. Rôle des barrages

Les barrages ont des objectifs et rôles très important on peut les citer comme suit :

I.2.2.1 Irrigation

Les terres actuellement irriguées couvrent environ 277 millions d'hectares dans le monde, soit 18% des terres arables du monde, produisent 40% des cultures, La production d'irrigation augmentera de 80% des terres d'ici 2025, donc il sera nécessaire de construire des réservoirs supplémentaires. (CIGB 2007)

Les terres actuellement irriguées couvrent environ 277 millions d'hectares dans le monde, soit 18% des terres arables du monde, produisent 40% des cultures, La production d'irrigation augmentera de 80% des terres d'ici 2025, donc il sera nécessaire de construire des réservoirs supplémentaires. (CIGB 2007)

I.2.2.2 Génération d'électricité

La production hydroélectrique mondiale est estimée à 675 000 mégawatts, couvrant 24% des besoins mondiaux en électricité (CIGB 2007).

I.2.2.3 Contrôle des crues

Les barrages peuvent être utilisés pour réguler le niveau d'eau dans les rivières et pour réguler efficacement le débit effectif en stockant temporairement l'eau et en la libérant plus tard, Chaque barrage est configuré selon un programme spécifique pour contrôler le débit d'eau sans causer de dommages. Par exemple, pendant les saisons des pluies, il est nécessaire de réduire le niveau du réservoir pour augmenter la capacité de stockage (CIGB2007).

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.2.3 Différents types de barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche
- Le barrage à masque d'étanchéité.

I.2.3.1 Barrage homogène

Il est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont.

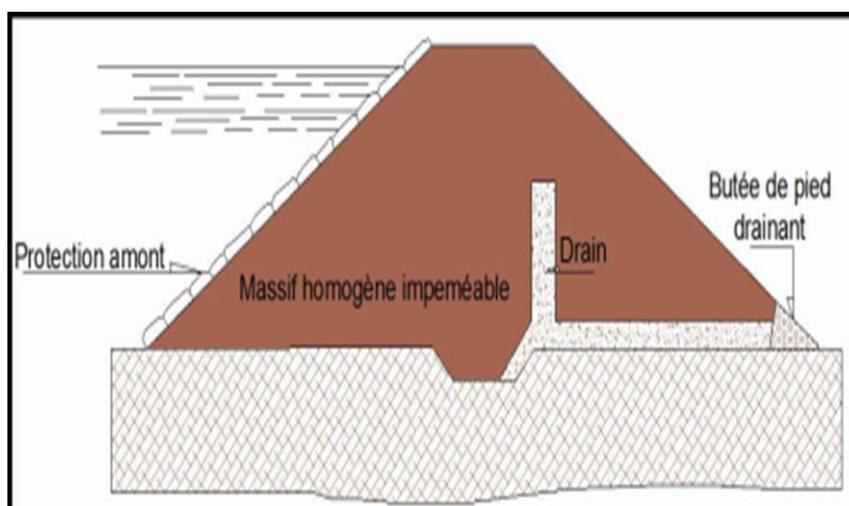


Figure I.1 : Barrage homogène cité par (Belkheir, 2016)

I.2.3.2 Barrage zoné avec un noyau étanche

Cette technique est utilisée dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, L'étanchéité est assurée par un noyau imperméable constitué par l'argile ou tout autre matériau qui assure une perméabilité faible (cf. figure I.2).

Cette technique permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site (Djemili.2006).

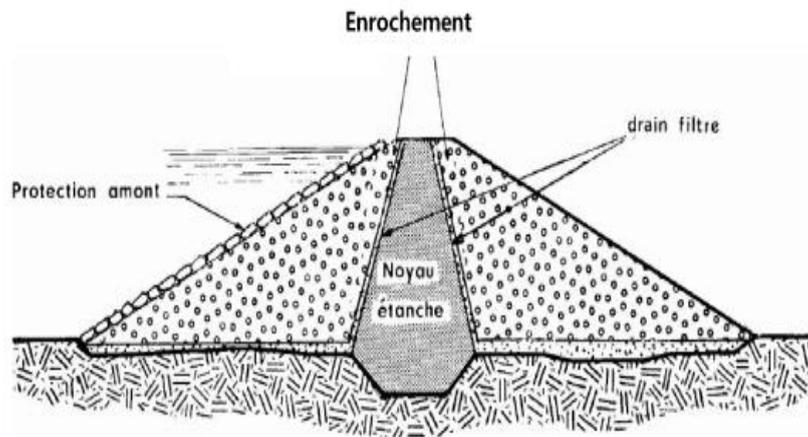


Figure I.2 : Barrage zoné avec un noyau étanche (Djemili, 2006)

I.2.3.3 Barrage à masque amont

Le masque amont est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente : béton armé, matériel bitumineux, Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable (Djemili.2006).

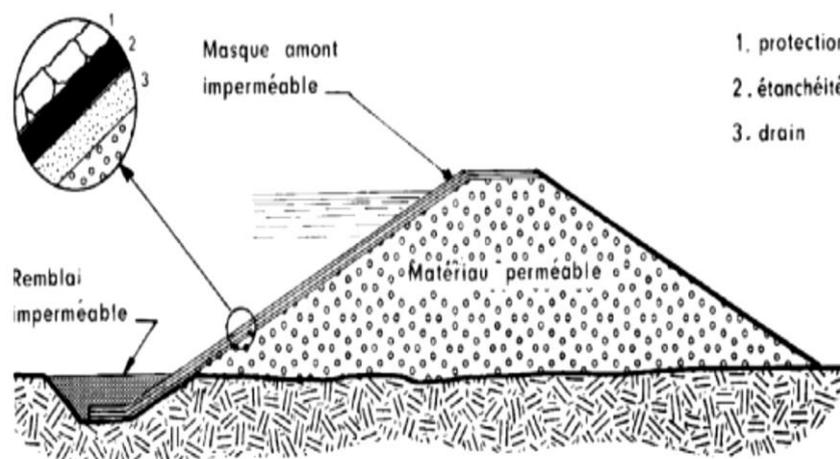


Figure I.3 : Barrage à masque amont (Djemili ,2006)

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.3. LES PROFILS GÉNÉRAUX DES BARRAGES EN TERRE

Le type de barrage en terre envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage. L'étape suivante consiste à définir le profil général du barrage

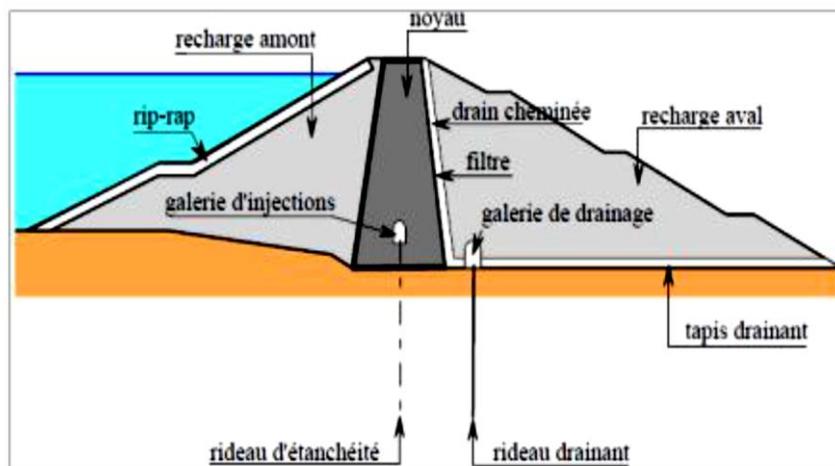


Figure I.4 : Matériaux composant un barrage zoné (Buron et Meilhac, 1995)

Les différentes parties d'un barrage zoné sont : (Buron et Meilhac, 1995)

- **Le noyau** : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont.
- **Les recharges** : (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- **Les drains** : zones de forte perméabilité, ils drainent les eaux de fuites vers l'aval à l'extérieur de l'ouvrage
- **Les filtres** : zones dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne
- **Le rip-rap** : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc. (Carrere, 1994).
- **Le drain cheminé** : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

- **Le tapis drainant aval:** Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partie dunoyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins 50 cm

I.4. Rôle des drains d'un barrage en terre

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai (CIGB, 1993).

I.5. ÉTANCHÉITÉ DES FONDATIONS

Lorsque les fondations du barrage sont suffisamment imperméables, la liaison barrage fondation est réalisée par une tranchée d'ancrage remblayée en matériau étanche, destinée à éviter les infiltrations préférentielles le long du contact barrage-fondation (Rolley, 1989).

I.5.1 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans la couche imperméable.

Cette solution est utilisée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande.

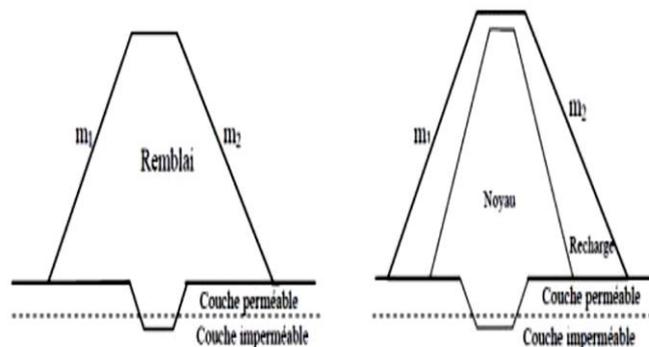


Figure I.5 : Clé d'étanchéité

I.5.2 Paroi moulée

Une paroi moulée est un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcis sable de bentonite avec ciment ou en béton plastique.

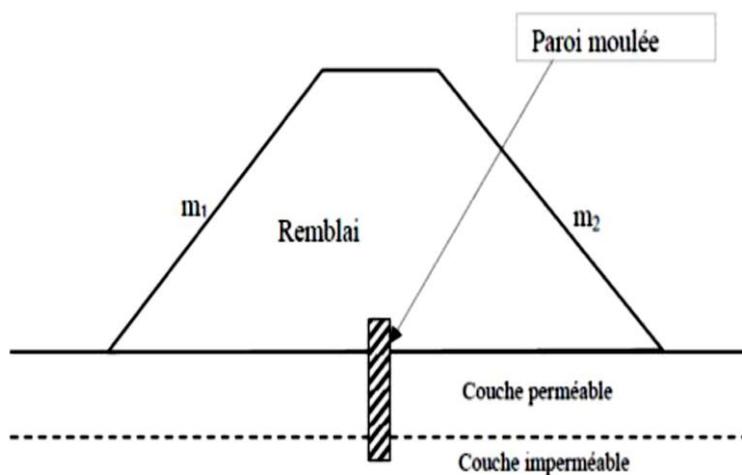


Figure 1.6 : Paroi moulée

I.5.3 Tapis d'étanchéité

Si les fondations comportent une petite couche imperméable ou plusieurs couches perméables on utilise cette solution pour diminuer les fuites et les risques de renard, en allongeant vers l'amont les lignes d'infiltrations.

I.5.4 Les voiles d'injections dans les fondations

Les injections sont utilisées dans le cas d'une fondation meuble ou dans un massif rocheux plus ou moins fissuré. Les produits d'injection sont des matériaux traités par coulis de bentonite et ciment ou coulis spéciaux (Messaid, 2009).

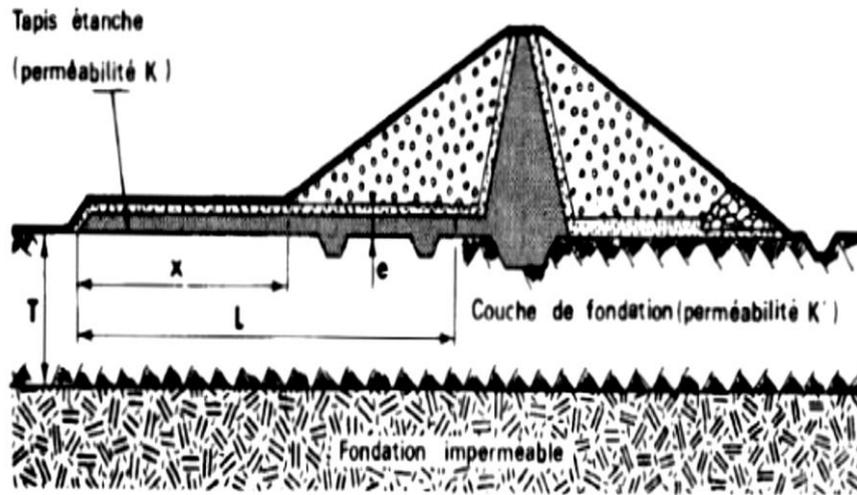


Figure I.7 : Tapis d'étanchéité

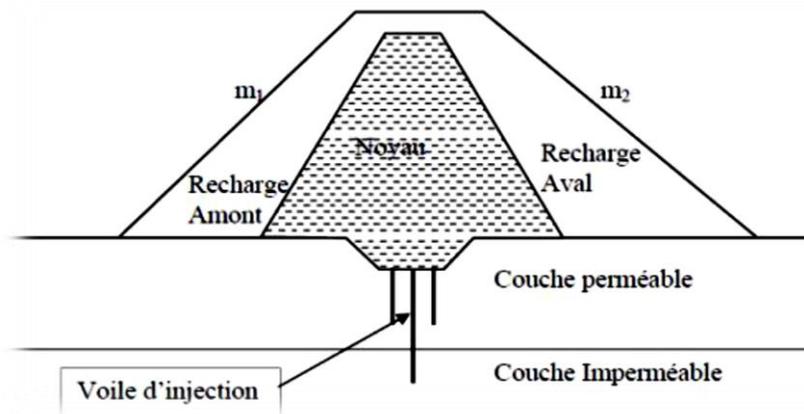


Figure I.8 : Voile d'injection

I.6. LES DIFFÉRENTES ÉTAPES DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

- Afin d'assurer la stabilité d'un barrage en terre, les exigences fondamentales suivantes doivent être assurées :
- Il ne doit pas être submergé par une crue, les infiltrations ne doivent pas provoquer d'érosion interne, les talus doivent avoir une pente telle qu'ils ne glissent pas.
- Les barrages en terre sont construits avec des matériaux naturels collectés à proximité du barrage (terre argileuse, roche, pierre, sable).

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

- Toute la végétation et le sol organique doivent être retirés de la zone d'assise du barrage sur une épaisseur de minimum 50 centimètres afin de mettre à nu une couche de fondation ferme et imperméable
- L'extraction des matériaux peut se faire soit par tranches horizontales, ce qui permet leur séchage par le soleil et le vent, soit par tranches verticales, ce qui permet un mélange des différentes couches prélevées. Les matériaux extraits ne sont à mettre en place directement que si leur teneur en eau est comprise dans la fourchette prévue ; sinon un drainage des zones d'emprunt ou une mise en dépôt afin de subir un séchage ou une humidification peut être nécessaire.
- Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et les fondations, ces dernières sont compactées avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée avant la mise en place de la première couche de remblai.
- Un remblai dont les dernières couches ont été soumises au gel, de même qu'un remblai trop humide doit être retiré C'est entre autres pour ces raisons qu'un tel ouvrage s'effectue principalement lors des belles saisons.
- Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en placeur dispositif drainant et filtrant. Pour un barrage homogène. On réalise dès lors un drain cheminée vertical continu, en sable, de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux + 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, sous la crête près du parement aval ; ce drain est généralement obtenu en recreusant à l'appelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin.

I.7. LA STABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI

Le coefficient de sécurité F_s d'un talus et en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter granulaire et du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de la digué es volent considérablement au cours de la vie de celui-ci, les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage surtout peuvent également subir des variations lors de la mise en eau aussi, la stabilité d'une digue en terre doit être donc vérifiée aux différents stades de son histoire :

- En fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau normal dans la retenue est qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire, dans les conditions normales d'exploitation.

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

- Vidange rapide.
- État normal en service pendant un séisme (Benaissa, 1989).

I.7.1 Les risques de rupture des barrages

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale. Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Des problèmes techniques** : défauts de conception, de construction ou de matériaux, ou défauts des vannes, permettant l'évacuation de l'eau, obstruction des dissipatifs d'évacuation des crues et absence de dispositif de contrôle du comportement de l'ouvrage. (Marche C, 2008) et (Parquier A, 2002).
- **Naturelles**: un mouvement de terrain, crues exceptionnelles, glissements de terrain à droit des appuis du barrage, écroulements ou avalanches dans la retenue provoquant par élévation brusque du niveau des eaux, un déversement brutal sur la crête de l'ouvrage (Marche C, 2008) et (Paquier A, 2002)
- **Humaines**: études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage.
- **Brutale**: dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.



Figure I.9 : Rupture du barrage Teton, USA

I.7.2 Les mécanismes de rupture des Barrages en remblai

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : (Baghzim,2015) :

- L'érosion externe.
- L'érosion interne.
- L'instabilité externe et La liquéfaction.

I.7.3 Surveillance des barrages

La surveillance de l'ouvrage est très importante pour un cycle de vie. Un programme de surveillance régulière de l'ouvrage et de son environnement permet d'évaluer la sécurité, l'état et la fonctionnalité de l'ouvrage. On peut aussi planifier en temps voulu les activités de réparation et de remplacement et permet d'acquérir une bonne compréhension des mécanismes de rupture et de l'évolution des dommages (USACE, 2003).

I.8. INFILTRATION A TRAVERS LE CORPS DU BARRAGE

Le barrage en terre possédant deux talus amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement d'une dépression interstitielle dans le corps du barrage. Pour une retenue qui est pleine, (conditions normales d'exploitation), un écoulement se produit à travers le barrage ; défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et qu'une poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à les déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus est généralement prévu.

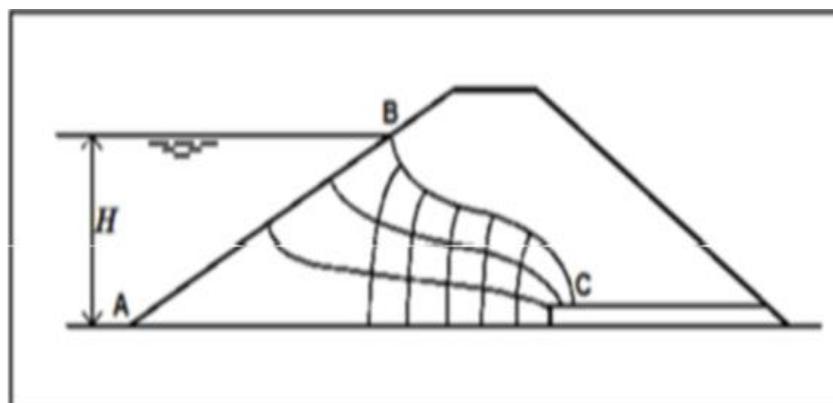


Figure I.10 : Lignes de courant à travers un barrage homogène avec dispositif de

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

L'étude de l'infiltration consiste essentiellement sur la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent de trouver les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée d'un réseau des lignes équipotentiels, c'est-à-dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et de fondation. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité.
- Le débit de fuite due à l'infiltration qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonales aux équipotentiels. Ces lignes de courant représentent théoriquement la ligne de trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.
- La détermination du ligne de saturation se fait de diverses manières plus au moins compliquées selon le besoin. Elle est déterminée par des résolutions analytiques, soit par simulation numérique, où soit utilisée des méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et propriété graphique du réseau d'écoulement.

I.8.1 Équation de la ligne de saturation

Cette méthode est basée sur la bonne estimation de la ligne de saturation, il suffit de respecter quelques règles de distribution des lignes de réseaux d'écoulement :

- La fondation est une ligne de courant, cas d'une fondation imperméable.
- La ligne de saturation une ligne de courant.
- Le parement amont est une ligne équipotentielle.
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en ce point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentiels sont perpendiculaires aux lignes de courant.

I.8.1.1 Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable

Kozeny a montré que dans un barrage homogène non drainée, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer «O » est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \quad (I-1)$$

Avec :

$$Y_0 = (\sqrt{h^2 + d^2}) - d \quad (I-2)$$

- d : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.
- X, Y : coordonnées dans le plan (X, Y) de la courbe de saturation.
- b : étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ($b = m_1 \cdot h$).
- h : la hauteur.
- m1 : La pente du talus amont.

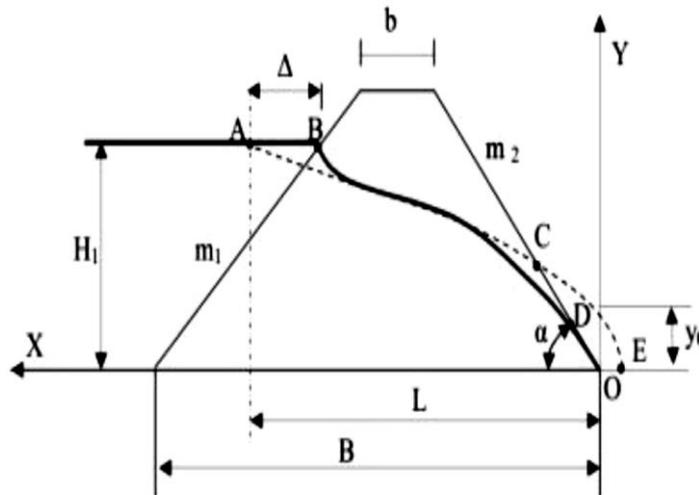


Figure I.11 : Ligne de saturation dans un barrage en terre non drainé d'après Kozeny

La parabole coupe le plan d'eau amont en A située à une distance horizontale de ce parement, tel que :

$BA = 0.3b$. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au point ($2/3$) de OC théoriquement tel que :

$$\frac{DC}{OC} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (I-3)$$

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.8.1.2 Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable

La théorie va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau, Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrons dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

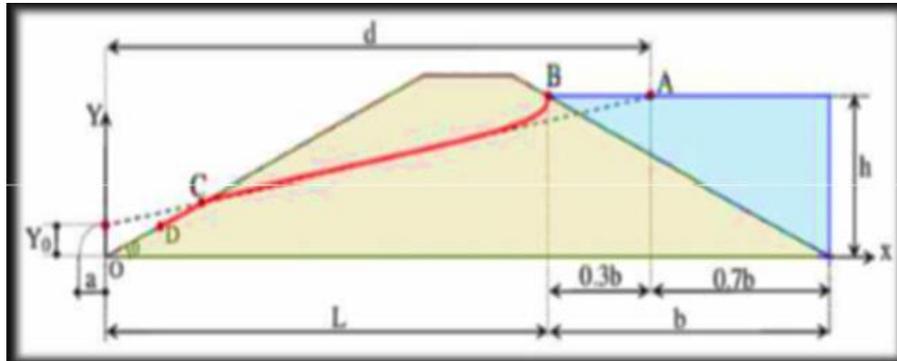


Figure I.12 : Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sortie du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la cote $\frac{y_0}{2}$ jusqu'à la sortie du barrage (Figure I.12).

I.8.2 Étude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P représente la pression existante entre deux points de même potentiel. Sa forme générale est :

$$P = \gamma (H + Z) \quad (I-4)$$

- H : la charge hydraulique.
- Z : la cote d'un point du barrage.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de présence du phénomène de Renards, ce qui nécessite un bon drainage du corps de barrage, notamment dans la partie amont qui est en générale la plus soumise à de forts gradients hydrauliques.

I.8.3 Phénomène de renard

Le phénomène de Renard survient quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_i}{\gamma_w} = (\text{Poids volumique du terrain/poids volumique de l'eau})$$

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteurs ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel ou la circulation des eaux est aisée.

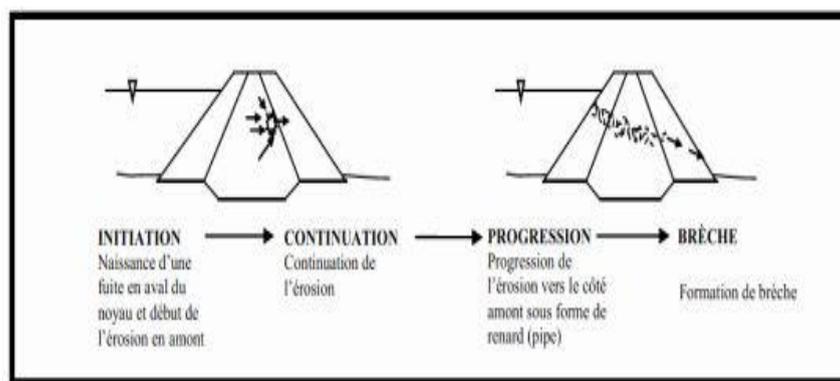
La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on applique la règle de LÄÄNE

$$L_v + \frac{1}{3} L_H \geq C \cdot H \quad (I-5)$$

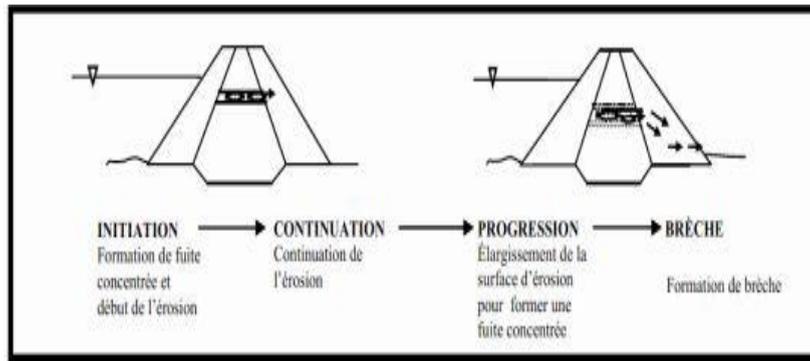
- C = 3 : pour l'argile plastique ;
- L_v : représente la longueur de cheminement vertical.
- L_H : La longueur de cheminement horizontale dans le barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on place des filtres sur le dessus de la fondation pour éviter les accumulations d'eau et pour limiter les longueurs de cheminement. En effet, quand on augmente la perméabilité d'une zone, les lignes de courants sont comme aspirées vers cette zone, les cheminements diminuent alors.

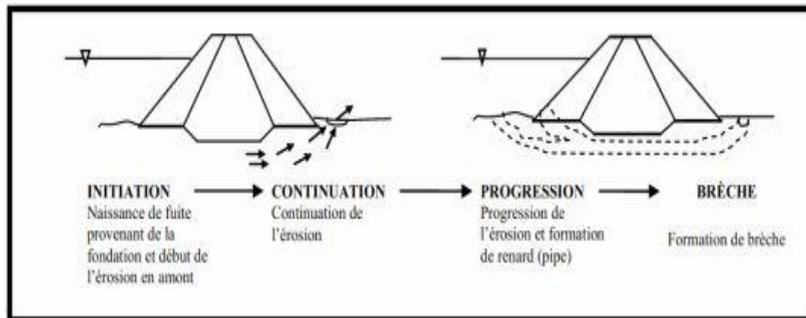


RENARD DANS LES REMBLAIS INITIÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE

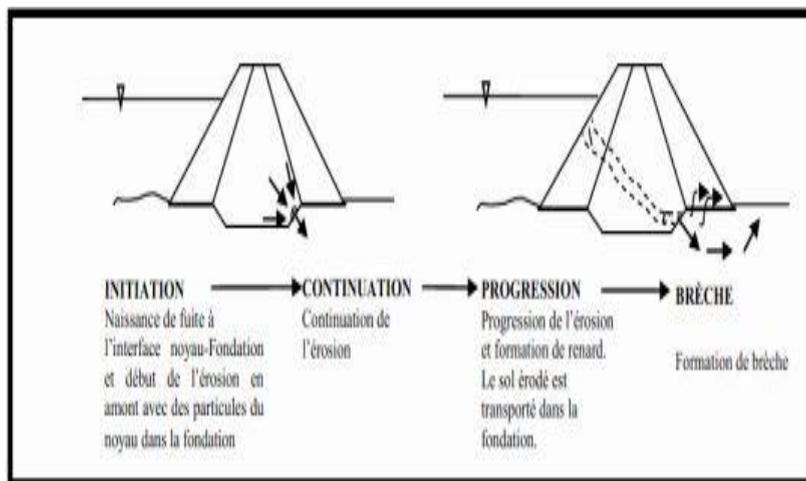
Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE



RENARD DANS LES REMBLAIS AMORCE PAR UNE CONCENTRATION DE FUITE



RENARD DANS LA FONDATION AMORCE PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE



RENARD DES REMBLAIS A LA FONDATION AMORCE PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE

Figure I.13: Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage (Foster, 1999)

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.9. LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

Elle est étudiée par les méthodes généralement utilisées pour étudier les pentes en mécanique des sols. Les plus courantes sont les méthodes de Flénu, Bishop, Spencer et Janbu, qui sont toutes des méthodes d'équilibre des pouvoirs. Les forces de stabilisation (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces de résistance, les marges de sécurité étant traditionnellement choisies. Un des facteurs qui affecte fortement la stabilité est la pression interstitielle qui peut être stabilisée durablement dans le remblai.

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide

Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées :

- **A la fin de construction (vide)**

Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval.

- **Pendant le remplissage**

Retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

- **Vidange rapide**

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont. À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable ;

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec décaissés drainés.

Chapitre I GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

Elles nécessitent des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

Outre l'analyse de stabilité basée sur le bilan de puissance, l'analyse numérique en éléments finis permet de calculer les défauts des barrages sous différentes charges, en tenant compte la biologie directe du sol, de la pression interstitielle, de la saturation partielle, consolidation après construction, etc. Plus complexes à mettre en œuvre et plus exigeants dans les essais de matériaux, ils permettent de prévoir les différences de pression interstitielle, de détecter le risque de rupture hydraulique du cœur et les risques pouvant survenir lorsque la pression des pores dépasse la contrainte totale mineure. Cité par (Alain, 1994).

I.10. Conclusion

Un barrage est par nature très inséré dans l'environnement naturel. Sa conception et sa réalisation font intervenir des connaissances de la quasi-totalité des domaines techniques des sciences de la nature et de la construction. Son impact sociétal par ailleurs requiert l'apport des sciences humaines. Plus que compliqué, c'est un ouvrage complexe à cause de l'incertitude qui demeure quant à la valeur des paramètres physiques à prendre en compte dans son étude, la

géométrie de leur espace, ainsi qu'en ce qui concerne les lois qui régissent leur relation. C'est aussi un ouvrage exceptionnel non seulement dans ses dimensions mais peut-être surtout par sa durée.

Chapitre II
Notions sur les sols compactés non saturés-application dans les barrages

II.1. INTRODUCTION

De nombreux chercheurs s'intéressent à l'étude des sols non saturés et leur comportement du fait de leur abondance observée dans la plupart des problèmes rencontrés en géotechnique, Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse).

L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé.

D'autre part en géotechnique on s'intéresse toujours à la stabilité des ouvrages et cela se fait par l'amélioration des caractéristiques mécaniques et hydriques qui conduisent à l'augmentation de la capacité portante du sol traité.

II.2. DÉFINITION DES SOLS NON SATURÉS

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), par contre un sol non saturé est un milieu triphasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air (figure 2.1). L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé et selon Friedland D.G. (2005), est un sol qui contient l'eau et l'air dans les vides séparés par une peau contractile appelé ménisque, et la pression de l'eau interstitielle est inférieure à celle de l'air. Un sol non saturé se trouve dans les régions arides, semi-arides et dans les sols compactés.

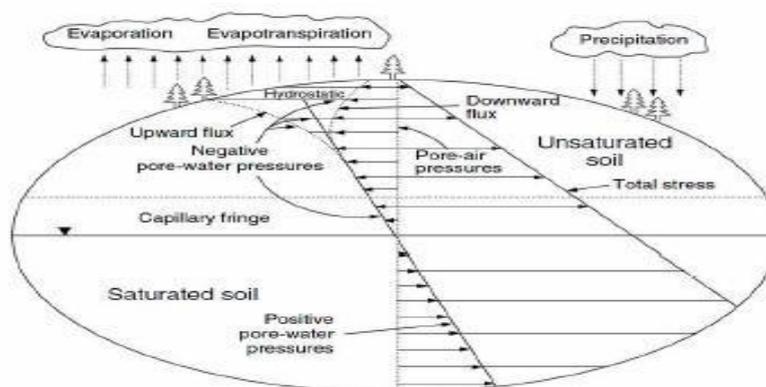


Figure.II.1 : Une visualisation de la mécanique des sols montrant le rôle du flux de surface conditions aux limites

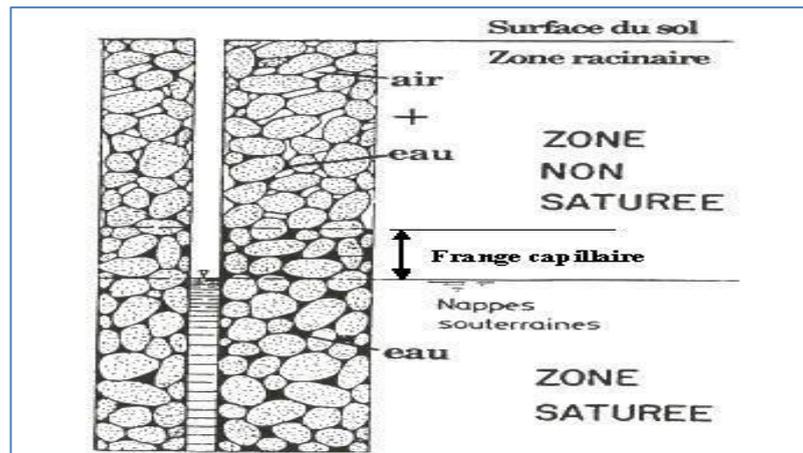


Figure.II.2 : Schéma s'explique des différents états des sols selon la saturation

II.3. LA SUCCION DANS LES SOLS NON SATURÉ

II.3.1 Définition

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la première fois par le «ROADRESEARCHLABORATORY» au Royaume Uni (Croney et Coleman, 1948) cités par Fred Lund et Rahardjo (1993). La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions : la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale.

La succion dans un sol présente différents composants dont l'origine correspond à des phénomènes physiques distincts : succion capillaire, succion liée à l'eau adsorbée et succion osmotique.

La succion est liée au degré de saturation. Cette relation présente une hystérésis et des points caractéristiques (succion et degré de saturation à l'entrée d'air) dont nous verrons plus loin qu'ils ont une importance capitale dans le comportement des sols non saturés.

L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des sols non saturés. Sa cohabitation avec l'air dans les pores prend des formes variées, selon que l'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement, ou au contraire que l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée aux contacts des particules, ou encore que l'eau et l'air peuvent se déplacer tous les deux. Outre les phénomènes de capillarité, qui se développent aux contacts des deux fluides, l'eau peut interagir avec les minéraux des particules du sol : ces interactions physico-chimiques sont particulièrement importantes dans les argiles. Enfin, la concentration des sels dissous dans l'eau est à l'origine de phénomènes osmotiques, qui influencent la migration des molécules d'eau dans les pores du sol.

Le comportement des sols non saturés décrit les différents états de l'eau dans les sols non saturés, les phénomènes physiques qui déterminent l'interaction de l'eau et des minéraux et les lois de déplacement de l'eau dans les sols non saturés. Il présente, en particulier, les techniques expérimentales permettant de mesurer ou imposer la succion, et de caractériser les capacités de rétention et de transfert de l'eau dans ces sols.

II.3.2 Les différents types de succions

On distingue trois composantes de la succion d'après la recherche de (Blatz J. A. et al. 2008)

II.3.2.1 Succion matricielle

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale dans le cas des sols non-plastique.

II.3.2.2 Succion capillaire

C'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la loi de Jurin. Elle est notée u_m . Donc on a :

$$u_m = u_a - u_w = (2T_s \cos\alpha/r) \quad (\text{II-1})$$

Cette définition a été généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique. Aujourd'hui, en Mécanique des Sols, les deux notions de pression capillaire et de succion sont équivalentes.

II.3.2.3 Succion d'adsorption.

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

II.3.2.4 La succion osmotique

La succion osmotique " π " est identique à la pression osmotique " ψ_o ". Elle est créée par la force liée à la répulsion osmotique, lorsque des sels solubles sont présents dans l'eau. Elle dépend de leur concentration. La succion osmotique se produit en présence de matière dissoute dans l'eau qui occupe les vides de la matrice du sol. Dans les sols non saturés, les sels se concentrent par l'absence d'eau. Ce qui a pour effet d'augmenter les gradients de concentrations et de provoquer les flux de fluides par succion.

$$\pi = (-\rho_w RT / W_w) \ln X_w \quad (\text{II-2})$$

- R : la constante des gaz parfaits ($R = 8.31432 \text{ J/ (mol K)}$) ;
- T : la température absolue ($^{\circ}\text{K}$) ;
- ρ_w : la masse volumique de l'eau (kg/m^3)
- W_w : la masse molaire de la vapeur d'eau (18.016 kg/kmol) ;
- X_w : la fraction molaire d'eau dans la solution ;

II.3.2.5 La succion totale

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales :

La succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965, cité par Mekki. L. 2009)

$$\varphi = \varphi_m + \pi \quad (\text{II-3})$$

- φ_m : la Succion matricielle
- π : La succion osmotique

II.4. L'EAU DANS LE SOL COMPACTE

II.4.1 Introduction

Du point de vue géotechnique, on définit un sol comme faisant partie des roches meubles d'une formation géologique superficielle résultant de l'altération des roches de l'écorce terrestre.

La présence de l'eau dans le sol joue un rôle très important, on s'intéresse à l'eau libre qui peut circuler entre les grains, cette eau saturant un massif de terrain construit une nappe souterraine, le plus souvent à surface libre ou parfois localisée entre deux formations imperméables c'est la nappe captive.

Une fois reconnue la présence d'eau dans un terrain, il faudra s'attacher aux problèmes qu'elle pose et qui se ramènent pratiquement tous, soit à son élimination (épuisement de fouille), soit à une réduction de sa charge (drainage). (CAMBFORT, 1980)

Le drainage et le rabattement provisoire ou définitif de la nappe phréatique, sont souvent indispensables pour la réalisation des ouvrages, et pour leur stabilité.

La connaissance théorique des lois de l'écoulement de l'eau dans le sol, comme celle de l'action mécanique qui en résulte, seront nécessaires au projeteur, elles lui permettront d'appréhender les principes physiques et mécaniques qui ne sont pas remis fondamentalement en cause par les résultats de la pratique, ainsi que de prévoir et d'expliquer le comportement particulier des massifs.

II.4.2 Les types d'eau dans le sol

L'eau qui se trouve dans les sols est soumise à plusieurs forces. Les molécules d'eau subissent d'abord une attraction réciproque constituant la cohésion de l'eau, et leur permettant de rester groupées entre elles. Mais elles subissent aussi une attraction moléculaire de la part des substances étrangères au contact des quelles elles se trouvent, cette cohésion fixe la molécule d'eau aux parois. De plus, l'eau dans le sol est soumise à l'influence de la pesanteur qui, suivant la grandeur des forces qui lui sont opposées par les attractions moléculaires, permettra ou ne permettra pas à l'eau de se mouvoir.

En fin, la tension de vapeur d'eau de l'atmosphère surmontant l'eau, provoquera des mouvements d'eau soit par évaporation, soit par condensation. Ainsi il y a lieu de distinguer différentes catégories d'eau dans un sol. (LAREAL.1975)

II.4.2.1 L'eau de constitution

Qui fait partie de la constitution chimique des masses minérales présentes dans la phase solide du sol.

II.4.2.2 L'eau en phase vapeur

D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible.

II.4.2.3 L'eau hygroscopique

C'est de l'eau adhérant fortement par adsorption à la surface des particules du sol, elle est maintenue à la surface des particules par des forces d'attraction moléculaire. Elle provient de l'humidité de l'atmosphère en contact avec les particules et forme autour d'elles une pellicule adhésive dont l'épaisseur varie suivant la nature et la surface spécifique du minéral

d'une part, la tension de vapeur d'autre part.

II.4.2.4 L'eau pelliculaire

Entoure les particules de sol et leur eau hygroscopique. Elle est soumise à des forces d'attraction moléculaires de la part de la couche d'eau hygroscopique qui diminuent rapidement quand on s'éloigne de la particule. Le jeu des forces moléculaires entre particules voisines peut permettre à cette eau de se déplacer sous forme liquide.

Les eaux hygroscopique et pelliculaire sont en quelque sorte une eau liée dont les propriétés physiques sont bien différentes de celles de l'eau libre à la même température.

Elle a une forte viscosité, ne transmet pas les pressions hydrostatiques et ne se déplace pas sous l'effet de la pesanteur. Ses propriétés sont, de plus, fortement influencées par les cations présents dans l'eau libre et qui, attirés par l'eau liée, pénètrent en elle, et forment le complexe

D'adsorption dont l'étude est forte instructive pour expliquer le comportement des sols argileux. On estime souvent à 0.1t la distance à la surface de la particule à partir de laquelle les forces d'attraction moléculaire deviennent négligeables, la fraction hygroscopique ne peut être extraite que par un vide poussé ou par dessiccation. La fraction pelliculaire peut être extraite par centrifugation poussée.

Alors que la teneur en eau hygroscopique est très faible (de l'ordre de 0.2 à 0.5 %) pour des sables, elle peut atteindre pour les argiles, ayant une forte surface spécifique (montmorillonite), 15 à 20 %. De même la teneur en eau pelliculaire des sables ne sera que de quelques pourcents, alors que celle des argiles peut atteindre 40 à 45 % (LAREAL.1975).

II.4.2.5 L'eau capillaire

Elle est retenue dans les pores du sol par les forces de capillarité dues à la tension superficielle qui se développe à l'interface eau-air. Elle est soumise à l'action de la pesanteur et elle transmet les pressions.

II.4.2.6 L'eau libre ou gravifique

C'est celle qui obéit uniquement à la pesanteur, s'écoule dans le sol et peut être extraite par des techniques simples. Elle transmet la pression hydrostatique, et sous l'action de différences de pression, elle peut circuler librement

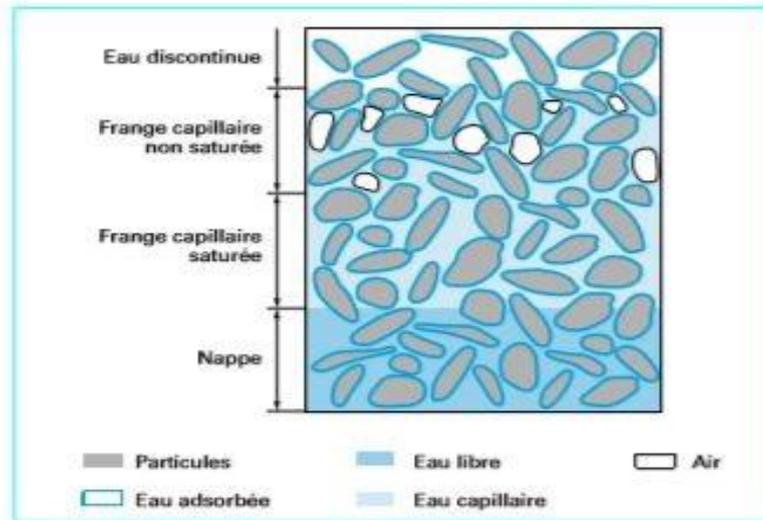


Figure II.3 : Différents état de l'eau dans le sol

II.5. COMPACTAGE DANS LES SOLS NON SATURÉS

II.5.1 Définition

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité

Portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

II.5.2 Les sols compacts

Le dictionnaire technique Eyrolles définit le sol comme étant une «Formation superficielle détritique résultant de l'érosion d'une roche mère, puis d'un transport et d'un dépôt. Il se présente sous la forme d'un milieu polyphasique».

Les sols compactés par définition sont le résultat de la densification des sols par application d'une énergie mécanique selon une norme bien établie.

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.

- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

L'essai Proctor est un essai normalisé (NF P 94-093, ASTM D 1557-91, 1998 et ASTM D 698-91, 1998) qui consiste à compacter un sol donné à différentes teneurs en eau avec une énergie constante.

II.5.3 Énergie de compactage

Un sol compacté est la conséquence de l'application d'une énergie de compactage sur un sol non compacté. Cette énergie est appliquée, au laboratoire, selon une norme bien définie impliquant un Mouton cylindrique de masse et de diamètre normalisés que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée sur le sol contenu dans un moule cylindrique. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié. L'énergie de compactage et une mesure d'énergie mécanique appliquée à une masse de sols elle exprimé par (MN/m^3) et définie comme suite :

$$E = \frac{N.H.m.g}{V} \quad (\text{II-4})$$

- N : Nombre total de coups.
- H : Hauteur de chute de la dame.
- m : Masse de la dame
- g : Accélération de la pesanteur.
- V : Volume du matériau compacté dans le moule.

Sur le terrain, l'énergie de compactage correspond au nombre de passages d'un rouleau d'un certain type et de poids donné, sur un volume de sol déterminé.

On appelle «Courbe Proctor» la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale ω_{OPN} , pour laquelle la densité sèche est maximale, et qui sépare la plage des teneurs en eau en deux domaines : le côté sec des teneurs inférieures à l'optimum et le côté humide des teneurs en eau supérieures.

On distingue deux types de courbes Proctor :

- **Courbe Proctor Normal:** constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai et obtenue grâce à une énergie de compactage égale à 0.6 MN/m³ selon la norme ASTM D698–91.
- **Courbe Proctor modifié :** le résultat d'un compactage fourni par une énergie égale à 2.7 MN/m³ selon la norme ASTM D1557–91. Cet essai conduira, pour une même teneur en eau, à une densité plus grande que l'essai Proctor Normal.

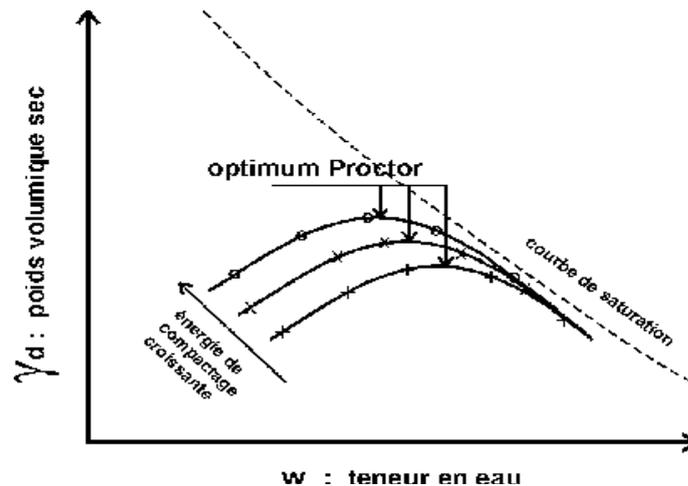


Figure II.3 : Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.

Du point de vue pratique, la question essentielle à laquelle il faut répondre est : « A quelle contrainte de compactage (énergie de compactage) correspond l'optimum Proctor normal ? ». Modères & Fry (in Coussy & Fleureau, 2002) ont essayé de répondre à cette problématique en stipulant que la résistance et la rigidité d'un sol sont accrues par la contrainte de compactage qui contribue à la génération de pression interstitielle. A partir de ce fait, ils considèrent que la réponse n'est pas unique, elle dépend non seulement de la nature mais aussi de la structure initiale du sol, et enfin elle dépend fortement du chemin de contrainte.

Pour des argiles bien humidifiées et reconstituées en laboratoire :

- Sur chemin oedométrique monotone, la contrainte verticale minimale pour atteindre l'optimum varie de 0.6 MPa pour les argiles plus plastiques à 1.1 MPa pour les moins plastiques.
- Sur chemin triaxial, elle peut atteindre seulement 0.3 MPa.

En première approximation on peut retenir qu'après saturation (Modaressi A. & Fryin Coussy & Fleureau, 2002) :

- Une densité sèche égale à 100 % OPN correspond à une pression de consolidation de 0.2 à 0.3 MPa.
- Une densité sèche égale à 95 % OPN compacté à une teneur en eau ω OPN+2 ,correspond à une pression de consolidation de 0.1 MPa.

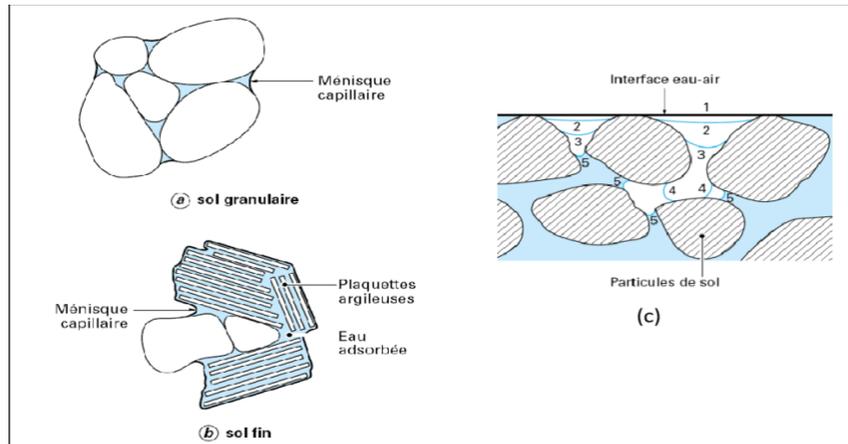


Figure II.4 Représentation schématique d'un sol non saturé (gauche) et début de la pénétration de l'air dans un sol granulaire

II.6. COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES SOLS NON SATURÉS

Par rapport aux sols saturés, la spécificité du comportement des sols non saturés est que, à densité constante, leurs propriétés mécaniques sont dépendantes de la teneur en eau.

En d'autres termes, un sol de fondation peut supporter en période sèche des structures qui pourraient devenir instable en période humide.

De plus, sous état de contrainte totale constant, des variations de teneur en eau peuvent entraîner des variations de volume.

C'est ainsi qu'un sol non saturé lâche et peu plastique aura tendance à diminuer de volume lorsqu'il est hydraté sous contrainte constante (effondrement des sols non saturés pouvant engendrer un affaissement des structures qu'ils supportent).

Inversement, un sol dense plastique aura tendance à gonfler lorsqu'il subit un remouillage. L'impact de ces phénomènes sur les structures peut être catastrophique, comme par exemple le gonflement rencontré dans certaines implantation urbaines nouvelles sur des sols argileux desséchés hydraté accidentellement (Argiles d'In Améne, Derriche et Kebaili 1998). A l'inverse, un sol rétractable engendrera des tassements différentiels dommageables en période de grande sécheresse.

Ces variations de volume dues aux variations de teneur en eau ont également des impacts dans le cas de ouvrages compactés ou des mesures continues ont montré, dans le sud-Ouest de la France, des

Siècles de gonflement tassement engendrés par les échanges sol-atmosphère respectivement en saison humide (Hiver) et en saison sèche (été) (Besconde et al. 2003).

Ces couplages hydromécaniques se produisent également lors de la mise en eau des barrages en terre, ou un tassement d'effondrement (quelques % de la hauteur du barrage) est observé. ce phénomène est également constaté sur les barrages en enrochement.

II.7. CONTRAINTE EFFECTIVE POUR LES SOLS NON SATURÉS

Le principe de Karl Terzaghi établi en 1923, ce principe postule que un sol saturé, la contrainte effectivement reprise par les grains du sol, die contrainte effective, est la différence entre la contrainte totale σ reprise par le sol, considéré comme un milieu continu, et la pression interstitielle u_w ,

Telle que :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (\text{II-5})$$

La même relation peut être généralisée pour les contraintes de cisaillement du fait que l'eau a une résistance au cisaillement nulle, ce qui s'écrit :

$$\tau = \tau' \quad (\text{II-6})$$

figure 2.6 représente la représente la pression interstitielle u_w et la contrainte inter granulaire qui agit sur l'eau et le solide avec même intensité dans tous les directions.

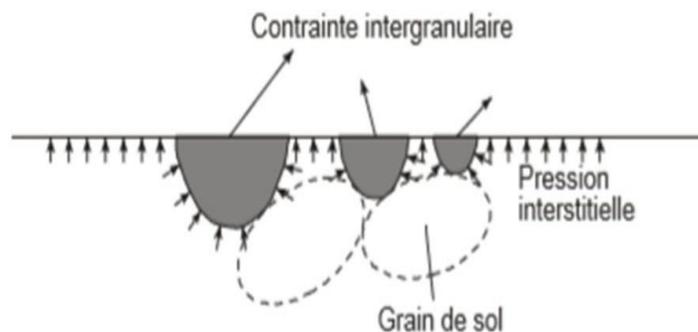


Figure II.5 : Principe de contrainte effective en sol saturé, (Delage et al. 2001)

La répartition des contraintes dans un sol non saturé, entre le squelette, l'air et l'eau, est rigoureusement mal connue à l'heure actuelle, bien que certains chercheurs tels que Bishop (1959) ont tenté de donner

Une relation entre les contraintes dans chaque phase en fonction du degré de saturation, comme celle qui suit :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad (\text{II-7})$$

- σ : contrainte normale ;
- σ' : contrainte normale effective ;
- u_w : la pression interstitielle à l'eau ;
- u_a : la pression interstitielle à l'air ;
- χ : paramètre de Bishop ;
- χ : est un coefficient empirique égal à 0 pour un sol sec, et à -1 pour un sol saturé. Cependant, cette relation est encore un sujet de débat scientifique, et un important effort de recherche expérimentale est à attendre dans ce domaine.

Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation S_r . Cependant, elles peuvent t'être aussi influencé espar des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou degré-humide fiction où les contraintes changent, modifiant la valeur du degré de saturation S_r . Pour déterminer ce paramètre, Bishop considère un relation entre le degré de saturation S_r et χ : $\chi = f(S_r)$

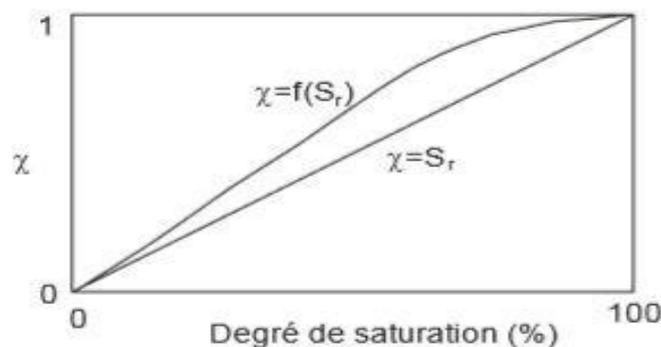


Figure II.6 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r

II.8. CONCLUSION

Les développements apparus ces dernières années en mécanique des sols non saturés(1), sur le plan de l'analyse expérimentale de la physique des phénomènes et celui de la modélisation du comportement, permettent une compréhension améliorée du comportement des ouvrages en terre, dont l'étude et le dimensionnement dans la pratique n'ont pas toujours pris en compte les spécificités dues à l'aspect non saturé.

La différence essentielle engendrée par la présence d'une phase air dans les sols non saturés est reliée aux difficultés rencontrées dans les diverses tentatives d'extension de la contrainte effective de Terzaghi au cas non saturé.

L'illustration la plus manifeste en est le phénomène d'effondrement, également appelé affaissement, qui correspond à la diminution de volume d'un sol non saturé non gonflant soumis à un remouillage sous charge.

Les diverses expressions proposées de contrainte effective étendue aux sols non saturés (dont celle de Bishop 1959, cf. Annexe) sont proportionnelles à la succion et, comme elles décroissent lors d'un remouillage, elles prédisent un gonflement, incompatible avec la réduction de volume observée lors d'un effondrement.

Ainsi, l'utilisation exclusive d'une contrainte de type Bishop est insuffisante pour une description complète du comportement des sols non saturés, et il est nécessaire d'y associer une autre variable de contrainte, dans le cadre bien admis de l'approche en variables indépendantes (voir Gens, 1995, pour la description des divers couples de variables de contraintes utilisés).

Cette différence fondamentale avec les sols saturés s'illustre également par le fait que, lors d'un chargement, il n'y a pas de transfert additif de contrainte totale entre l'eau, supposée incompressible, et les particules du sol, car l'eau n'emplit pas l'intégralité des vides existant (voir Fig. 1).

Les vides emplis d'air permettent une réorganisation interne des grains et des ménisques existant aux contacts inter-particules, dont les conséquences macroscopiques en termes de volume ne sont pas descriptibles en termes de contrainte unique, dite effective.

L'autre caractéristique importante des sols non saturés est la grande sensibilité de leurs propriétés mécaniques et hydrauliques aux variations de teneur en eau et/ou de degré de saturation.

On présente dans ce travail une description générale de la façon dont les travaux récents dans le domaine de la mécanique des sols non saturés permettent une appréhension plus complète du comportement des sols compactés qui constituent les ouvrages en terre (barrages en terre, remblais compactés).

Ces éléments, essentiellement issus d'investigations de laboratoire sur des éprouvettes de taille décimétrique, ne répondent qu'en partie aux problèmes complexes soulevés par le comportement des ouvrages en remblai, dont beaucoup restent actuellement sans réponse.

Il reste en particulier de nombreux efforts à développer pour mieux appréhender, au niveau du comportement global d'un massif compacté, les effets dus aux inévitables hétérogénéités mécaniques et hydrauliques intervenant lors de la construction, qui se traduisent, entre autres, par des variations de densité et de teneur en eau.

Les ouvrages construits font quelques dizaines de mètres de hauteur et parfois des kilomètres de longueur, ils sont réalisés à partir d'un matériau naturel provenant de zones d'emprunt elles-mêmes hétérogènes par nature, et sont compactés dans des conditions pas toujours contrôlées en fonction d'impératifs économiques contraignants.

L'étude du changement d'échelle entre les éprouvettes de laboratoire et la dimension de ces ouvrages nécessite encore de nombreux efforts, qui devraient inclure en particulier la réalisation d'essais mécaniques de grande dimension, et l'étude d'ouvrages instrumentés sur le long terme (Mieussens, 2000).

Malgré ces réserves, il semble que les travaux récents sur la rhéologie des sols non saturés puissent constituer un apport intéressant pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages en terre, en termes hydraulique et mécanique.

Chapitre III
Suivi de l'évolution de la
pression interstitielle par
l'auscultation

III.1 INTRODUCTION

Dans le domaine des barrages comme bien d'autres cas, le risque zéro n'existe pas, d'où la nécessité d'un suivi méthodique du comportement des ouvrages. La sécurité, c'est la confiance et la tranquillité résultant de l'absence de danger (Robert). Les ouïes permanentes doivent être consultées à l'action du barrage, pour les raisons suivantes :

- éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr ;
- mais aussi éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.
- La surveillance d'un barrage commence dès le début de la mise en eau (et même pendant la construction). Les statistiques de rupture montrent qu'il s'agit d'une des phases les plus critiques de la vie d'un barrage. Elle se poursuit pendant toute son exploitation (Le DELLIU, 2007).
- La surveillance doit permettre de garantir la détection rapide et précise de tout comportement anormal du barrage et de ses fondations, de tous dégâts particuliers et des conditions exceptionnelles dans les environs. De cette façon, il sera alors possible, en cas de besoin, d'intervenir à temps, toute mesure utile pour parer un danger éventuel.

III.2 LES OBJECTIFS DE LA SURVEILLANCE

Trois grands objectifs sont à assurer pendant tout le cycle de vie du barrage, ce sont les principales phases qu'on doit faire attention afin d'éviter un problème qui peut conduire à une rupture inattendue.

- Pendant la construction, on cherche essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs, ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique.
- Pendant la mise en eau, une surveillance particulière pendant la première mise en eau complète est mise en place par l'exploitant : montée progressive du niveau avec des mesures d'auscultation.

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Extrêmement nombreuses et une surveillance visuelle quotidienne du barrage, de ses fondations, des versants de la retenue. Toutes ces données d'auscultation et de surveillance sont analysées à chaque phase de la montée du plan d'eau.

- Pendant la phase d'exploitation, comme déjà indiqué, les objectifs essentiels sont la Sécurité de l'ouvrage et la maîtrise des coûts d'exploitation. On cherche donc à déceler.

Tout signe avertisseur de changement dans le comportement de l'ouvrage, ce qui amène à s'intéresser d'une part à l'apparition de phénomènes nouveaux et d'autres partiales évolutions lentes liées au vieillissement. Il faut garder en mémoire que, passée la première preuve de la mise en eau et en dehors d'évènements exceptionnels tels que crues et séismes, la rupture d'un barrage en exploitation est toujours précédée de signes avertisseurs.

Enfin, un dernier objectif commun, est le retour d'expérience pour l'ingénierie, ce retour d'expérience étant valorisé autant sur les futurs projets que sur le suivi des autres barrages d'une même famille (un phénomène constaté sur un barrage peut se produire sur un autre barrage semblable). Ce qui concourt à garantir, sur le long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute considération, mais il est évident que plutôt qu'une anomalie détectée, moindre en sont les conséquences en termes de travaux de coût d'exploitation.

III.3. PRINCIPES GÉNÉRAUX

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître, et si possible de prévenir, toute dégradation afin de le conserver en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions. On cherche principalement à détecter les anomalies et désordres et à évaluer leurs éventuelles évolutions. Ces anomalies peuvent être dues à des mécanismes de vieillissement du barrage. Ils sont généralement lents mais une évolution rapide n'est pas totalement exclue, en particulier dans les premières années après la mise en eau. Contrairement, l'âge du barrage ne constitue pas une garantie de bon état, comme plusieurs exemples le montrent la rupture brutale du petit barrage des Ouches (63) par érosion interne plus de 200 ans après sa construction.

La première mise en eau constitue de ce point de vue une phase essentielle. Il s'agit d'un test en vraie grandeur de l'ouvrage qui doit permettre de déceler d'éventuelles anomalies et de juger de son comportement par rapport aux prévisions du projet. La surveillance pendant cette période doit être continue et complète.

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Pendant la phase d'exploitation, la surveillance prend un rythme moins intense, adapté à la dimension de l'ouvrage, à son état général et aux circonstances extérieures. En particulier, la surveillance doit impérativement être renforcée en cas d'anomalie ou de désordre constaté, ainsi qu'à l'occasion des crues.

Comme les tâches sont diverses et sont effectuées selon des cadencés différentes, une planification est recommandée. Elle doit fixer :

- Ce qui doit être contrôlé,
- Comment le contrôle doit être effectué,
- A quelle fréquence le contrôle doit être réalisé,
- Le(s) responsable(s) (et remplaçants) des contrôles.

On distingue trois modes de visites de surveillance du barrage et ses abords :

- La surveillance visuelle de routine.
- La surveillance spéciale à l'occasion d'une circonstance ou suite à un phénomène extérieur particulier : crue, glissement de terrain, chute de pierres, avalanche, séisme... etc,
- La visite technique approfondie de l'ingénieur ou du cabinet d'ingénierie chargé, Par le maître d'ouvrage, du suivi du barrage.

Les inspections visuelles ont un caractère essentiellement qualitatif et font appel au bon sens et la compétence (connaissance des problèmes) de l'agent chargé de se l'assurer. Leur objectif principal est la détection de toute nouveauté, sans restriction, telle que :

- Nouveau point de fuite,
- Turbidité dans une fuite ou un drain,
- Taches d'humidité sur un parement aval,
- Nouvelles fissures, etc... (POUPART et ROYET, 2001)

III.3.1. Auscultation des barrages

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi, on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des débits...etc.(ROUISSAIT,2007)

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Typé de mesure	Instruments
Déformations horizontales et verticales (tassement)	Géodésie Réseau extérieurs Nivellement Polygone Alignement Mesures d'angle set de distances Tasso mètre
Ligne de saturation	Piézomètre
Pressions interstitielles	Manomètre Cellule de pression
Débits de fuite et de drainage	Déversoir Venturi Mesure volumétrique
Chimie des eaux de fuite	
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique Fibre optique

Tableau III.1 : Instruments et contrôle pour les barrages en béton (SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Types de mesure	Instrument
Déformations de la structure	Pendule direct Pendule indirect Clinomètre Extensomètre Géodésie Réseau extérieurs Nivellement Polygonale Visés verticales Mesures d'angle Alignement
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Joint mètre Micromètre Rissmaximètre
Température dans le corps du barrage	Thermomètre Thermomètre électrique
Sous-pression au contact béton-fondation	Manomètre Cellule de pression
Débits de fuite et de percolation de drainage	Déversoir Venturi Mesure volumétrique
Chimie des eaux de fuite	

Tableau III.2 : Paramètres significatifs pour le suivi du comportement des barrages et de Ses fondations (COMITE SUISSE DES BARRAGES, 2005)

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations
Déformations de la structure	Déformations du corps Du barrage	Déformations Mouvement des appuis
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Mouvements particuliers (liaisons avec Un est rupture béton)	Mouvements particuliers (fissures, diaclases)
Température dans le corps du barrage	Éventuellement température dans le corps du barrage Pour la détection de	Éventuellement température dans la fondation pour la détection de percolation
Sous-pressions (au contact béton-fondation et dans le rocher)	Pressions interstitielles Dans le corps du barrager remblai et niveau piézométrique	Pressions interstitielles Sous-pressionnés profondeur Niveau piézométrique Niveau de la nappe
Débits d'infiltration et de drainage	Débits d'infiltration et de drainage	Débits d'infiltration, de Drainage et résurgences (sources)
Analyse chimique des eaux De percolation Turbidité (éventuelle)	Analyse chimique des eaux De percolation Turbidité	Analyse chimique des eaux De percolation Turbidité

Tableau III.3 : Paramètres significatifs pour le suivi du barrage ne béton et remblai et la fondation

III.3.2. Raison d'être du dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation est un système de mesures qui s'il est judicieusement conçu, permet de juger, par le suivi de paramètres représentatifs, le comportement du barrage et des fondation sente Gard des charges qui les sollicitent. Les control les sont exécutés tout d'abord pendant la construction et le premier remplissage, puis pendant l'exploitation afin de pouvoir garantir la détection rapide de tout comportement anormal. L'analyse des résultats est effectuée defaçon à obtenir une appréciation du comportement à court et à long terme. Cette analyse est aussi indispensable pour compléterait améliorer les connaissances de l'ingénieur.

III.4. PRESSIONS INTERSTITIELLES ET NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évolution des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau et les fondations). Les pressions interstitielles ne doivent pas dépasser la valeurs démeses dans le projet. Cela peut se faire par lamies en place de cellules de pression pneumatiques, hydraulique sous électriques.

Les pressions interstitielles, mesurées par ces cellules qui sont des appareils de faible dimension installés lors de la construction dans le corps du barrage ou dans la fondation. Le principe démesure de la pression dépend du type d'appareil.

Le contrôle sera d'autant meilleur quelle nombre de profils démesure ainsi quelle nombre de cellules par profil seront élevés .Ce mode de faire garantit une certaine Redon dance justifiée par un taux de défaillance des cellules souvent important .On peut se contenter de contrôler l'évolution des infiltrations, à savoir le niveau de la ligne de pression, endes points choisis.

La réalisation de piézomètres dans le remblai doit faire l'objet d'un soin tout particulier, éveillant la bonne étanchéité au-dessus de la chambre démesurée en évitant de mettre en contact des zones de perméabilités différentes (par exemple le remblai la fondation). .

Dans le corps du barrage en remblai, un dispositif complet comprend plusieurs profils amont/aval permettant d'évaluer la saturation du corps du barrage ,et un ou plusieurs points démesure de débits dont le rôle est de détecter l'apparition et l'évolution de Zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plateforme aval doivent également être auscultés .La figure est un exemple d'auscultation du corps d'un barrage en amont du drain cheminée et de l'interface base/fondation par des cellules sa corde vibrante. La figure 2 montre un dispositif de piézomètres auscultant les abords de ce barrage.

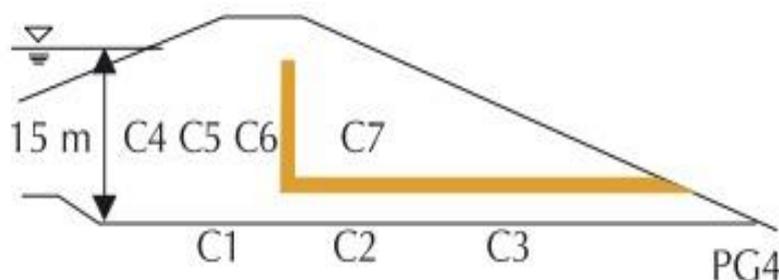


Figure III.1 : Coupe est implantation des cellules de pression.(Barrage de Chamboux- France). (BONELLIetal.2005)

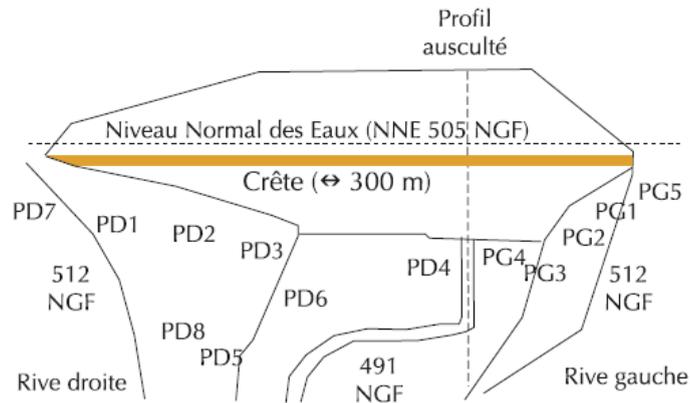


Figure III.2 : Vue en plan et implantation des piézomètres (Barrage de Cham boux-France). (BONELLIetal, 2005)

On utilisera alors un tube dans lequel on relève la hauteur de la nappe piézométrique. Lors que ce tubes s'otisse place dans un terrain assez perméable, les mesures sont fiables et durables. Si par contre ces tubes se trouvent dans un terrain imperméable, un laps de temps relativement long est nécessaire avant de noter une modification du niveau piézométrique, en raison de la durée de déplacement du volume d'eau en jeu. Dans un tel cas, des cellules piézométriques fermées sont plus appropriées.

Suivant la longueur de l'ouvrage et son hétérogénéité, la totalité ou seulement une partie des sondages effectués dans le cadre de la reconnaissance seront équipés des piézomètres. Le piézomètre mise place dans un sondage réalisé depuis la crêtèlera

Généralement placé à la base du corps du barrage à quelques décimètres au-dessus de la sur face du terrain naturel .La position du piézomètre placé dans un sondage aval sera choisie après examen de la coupe du sol (en particuliers il a couche superficielle est moins perméable que la couche sous-jacente, les piézomètres er apposé dans cette dernière).

D'autre part, certains profils aunions un incluant nécessairement le profil de plus grande hauteur, seront équipés de piézomètres dont le nombre et l'implantation seront déterminés de façon à obtenir une image suffisamment précise de la distribution de la pression interstitielle dans l'ouvrage. L'équipement d'un de ces profils dans le cas d'un barrage dont la fondation comporte deux couches des voiettements différenciées, est Présenté

- Les pressions interstitielles dans le corps de barrages ont mesuré es au moyende trois piézomètre très profonds mis en place depuis la crête (piézomètre1) et la risberme (piézomètres 2 et 3) et de trois piézomètres courts (piézomètres 4à6), c'est-à-dire ayant une longueur totale inférieure

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

à 1 mètre d'épaves sur une hauteur de 0,2m à 0,3m, répartis le long de la moitié inférieure du parement du talus aval. Ces derniers, posés dans des tranchées à la tarière à main effectués depuis la surface du talus, doivent permettre de détecter l'existence d'une éventuelle surface de suintement.

- Des mesures de pression interstitielle sont effectuées dans chacune des deux premières couches de fondation au moyen de deux piézomètres posés respectivement depuis la crête et le pied du talus aval (piézomètres 7 et 8). Les mesures dans la deuxième couche de fondation (piézomètres 9 et 10) sont impératives lorsque sa perméabilité est plus élevée que celle de la couche superficielle.

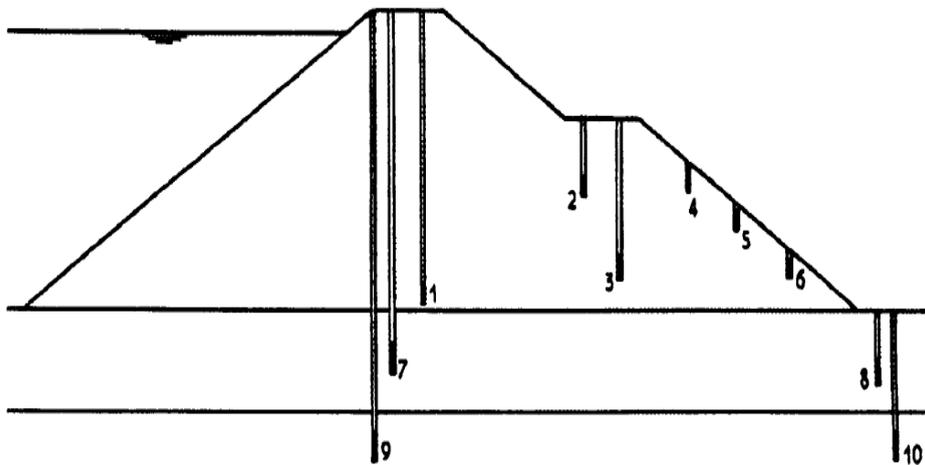


Figure III.3 : Exemple d'implantation de piézomètres dans un profil de barrage en terre équipé pour l'étude de l'écoulement à travers l'ouvrage.

- Les piézomètres 1 et 8 (ou 10) sont posés dans les sondages effectués lors de la reconnaissance.
- Une piézométrie élevée ou en augmentation dans le corps du barrage est toujours inquiétante.

Elle peut être le signe d'un contournement du drain ou d'une alimentation par versant. Dans tous les cas, la stabilité du barrage est remise en question.

- Si la ligne piézométrique vient affleurer le talus aval, des suintements peuvent provoquer une érosion interne (renard).
- Une piézométrie élevée ou en augmentation dans la fondation est préjudiciable à la stabilité de l'ouvrage. Elle peut être imputée à une déficience des dispositifs d'étanchéité de la fondation et des appuis.

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

- Une diminution de la piézométrie est en général favorable. Elle peut refléter la dissipation des pressions interstitielles de construction ou une diminution de la perméabilité des matériaux par auto-colmatage.

III.4.1. Les cellules

Ce sont des sondes qui peuvent être directement intégrées dans un remblai ou foncées dans un sol. Il est aussi possible de les mettre en place à l'aide de forages. Il en existe deux familles : les hydrauliques / pneumatiques et les électriques.

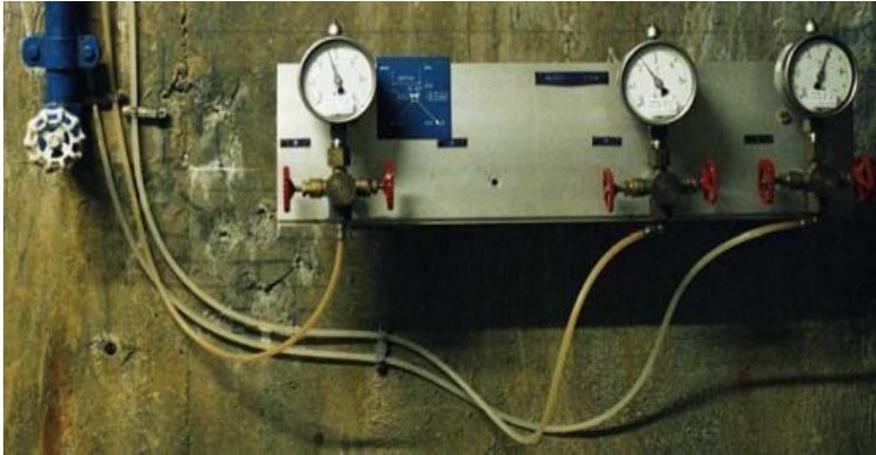


Figure III.4 : Cellules de pression -Source : EDF

Le principe général est le suivant : on installe un filtre en céramique ou un métal fritté qui va protéger des impuretés un compartiment rempli d'eau. Quand la pression d'eau du milieu va changer, celle de l'eau derrière le filtre va varier de façon identique. Une membrane permettra de mesurer cette pression en se déformant.

III.4.2. Les capteurs électriques

Pour les capteurs électriques, la pression exercée par la membrane est directement mesurée par un capteur piézoélectrique. Ce type de capteur impose certaines dispositions d'installation : le filtre doit être humidifié avant mise en place à l'aide d'une eau à basse tension superficielle. Le compartiment filtrant doit aussi être rempli de la même eau.

Le capteur électrique de pression interstitielle du type PWE se compose de façon standard d'un filtre céramique inoxydable et d'une membrane. Le capteur est saturé en eau puis foncé dans le sol installé dans un forage. Derrière le filtre se trouve un compartiment rempli d'eau. La pression d'eau

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

dans ce compartiment est mesurée par un capteur de pression piéze résistif. Tous les éléments du boîtier du capteur de pression sont en acier sur fin.



Figure III.5 : Capteur de pression interstitielle électrique type PWE.

Le câble du capteur comprend un tube capillaire à travers le quelles variations de la pression atmosphérique agissent sur le boîtier du capteur de pression comme elles agissent sur la nappe phréatique. Ainsi le membre ne du capteur ne mesure queles changements de pression du seuu mouvements du niveau de la nappe phréatique.

III.4.3. La cellule accorde vibrante

D'autres capteurs électriques sont dits «accorde vibrante» : un diaphragmâmes déformable est soumis à la pression à mesurer. Une corde émacièrent du est reliée à ce dernier. Lorsque le diaphragme se déforme, la tension de accorde varie sa fréquence de vibration aussi. En la mettant en vibration à l'aide d'un électro aimant, il est possible de mesureras fréquence. Ce type décapteur est très fiable dans le temps grâce à une construction sous vide.

La mesure des pressions interstitielles dans les remblais est réalisée par des cellules contre pression ou accorde vibrante (figure4). La pression interstitielle régnant localement dans le remblai est transmise par une pierre poreuse au dispositif démesure. Les cellules sont posées pendant la construction du remblai et, selon le type, un câble ou des tubulures transmettent l'information au poste de mesure situé dans un local .Le soin apporté à la pose de ces cellules est primordial pour la qualité des mesures ultérieures, d'autant que ces appareils ne sont ni réparables ni remplaçables (sauf installation dans un nouveau forage).Les cellule es acore de vibrantes ont recommandées pour

Chapitre III Suivi de l'évolution de la pression interstitielle par l'auscultation

leur longévité (misa part les problèmes de fluage dans le temps). Leur précision est dépourvue de demi pourcent (soit 5 cm de colonne d'eau pour une celle le 0-1bar)

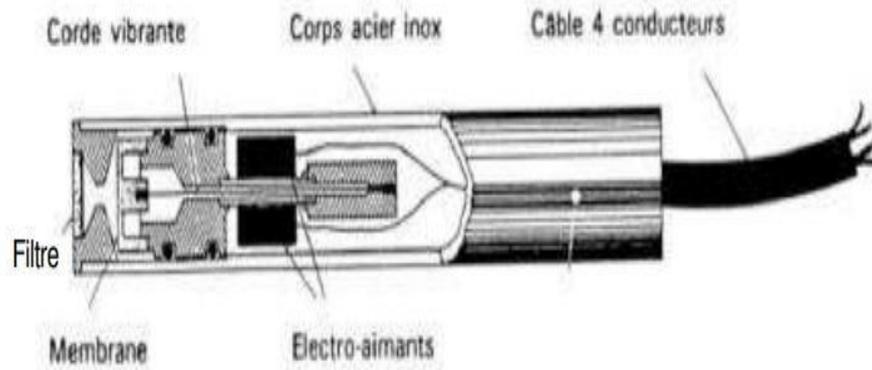


Figure III.6 : Cellule de pression à corde vibrante (POUPARTetROYET, 2001)

Ces capteurs ont le gros avantage de pouvoir être entièrement enfouis dans le sol. Ils ne risquent donc pas de détériorations et ne nécessitent pas d'entretien, contrairement aux piézomètres. Ils sont aussi plus réactifs car moins dépendants de la porosité du milieu. En effet, les piézomètres doivent pouvoir évacuer un volume d'eau pour se stabiliser à un niveau équivalent à la pression mesurée.

III.4.4. Capteurs hydraulique (Glözl)

Pour les capteurs hydrauliques dits Glözl, cette membrane ne vient pas obstruer un tuyau d'arrivée d'eau. En injectant de l'eau sous pression dans ce dernier on peut créer le soulèvement de la membrane. Lors de ce soulèvement, un débit d'eau s'écoule et l'espace derrière la membrane sera à la même pression que l'eau du milieu mesuré. On peut donc déduire la pression interstitielle en mesurant la pression en entrée et la pression sortante. (VIDAL, 2010)

Le principe fondamental de tous les capteurs de pression interstitielle consiste à forer un élément poreux (pierre filtrante) dans le sous-sol à le placer dans un forage. La pression interstitielle ou l'eau du massif rocheux charge la pierre filtrante qui a été préalablement saturée d'eau. Le compartiment derrière le filtre est rempli d'eau et vidé d'air. La mesure de la cellule Glözl est effectuée de façon pneumatique (jusqu'à 20 bars) ou de façon hydraulique (jusqu'à 50 bar). (FECKER et PARTNER, 2004)

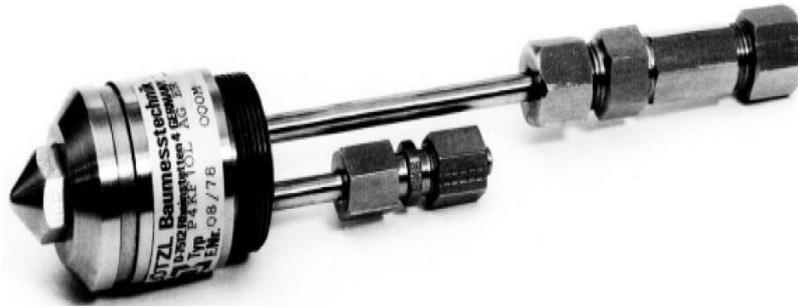


Figure III.7 : Capteur de pression interstitielle type P4, SF, 20 L, AGER avec pointe de fonçage pour des mesures pneumatiques allant jusqu'à 20bars

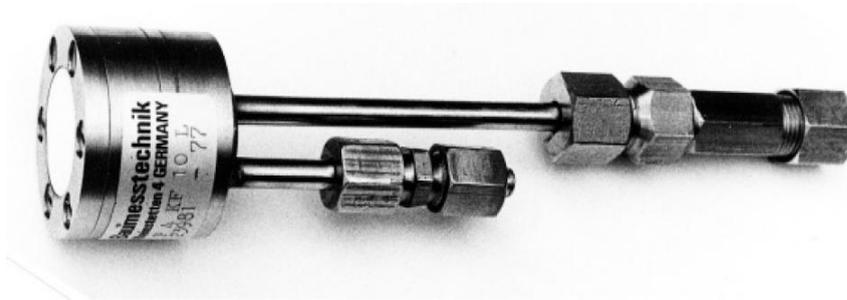


Figure III.8 : Capteur de pression interstitielle type P4, KF, 10 Pour installation dans un forage, mesures pneumatiques jusqu'à max 10 bars (FECKER et PARTNER, 2004).

III.5. CONCLUSION

L'auscultation d'un ouvrage hydraulique est un pointil portant de la vie de ce dernier. Cela permet de déceler tout es sortes d'anomalies pouvant entrainer une instabilité de l'ouvrage. Les moyens misent œuvre pour assurer un suivi d'apte doivent correspondre à la taille étala complexité de l'ouvrage.

L'analyse des mesures d'auscultation permet d'appréhender le comportement d'un ouvrage, et defender les diagnostics.

Pour comprendre le comportement à long termed'un barrage, il est essentiel d'inter prêter soigneusement les données d'auscultation mesurées. Le contrôle de la sécurité d'un barrage exige que les données mesuré ensoi en interprété es dans le temps le plus court possible après les lectures.

CHAPITRE IV

Modèles de comportement-pour les sols saturés et non saturés

IV.1. NOTION DE LA LOI DE COMPORTEMENT :

IV.1.1 Introduction

Ayant défini entièrement l'état de contrainte et celui des déformations d'un milieu continu, les équations induites ne suffisent pas, en général, pour la résolution des problèmes de mécanique des milieux continus.

Il convient alors, de trouver des équations mathématiques, reliant les grandeurs des contraintes aux déformations. Ces équations sont appelées lois de comportement ; est une relation liant, à l'instant t , le tenseur contrainte, la tenseur déformation, leurs dérivées de divers ordre par rapport au temps. En toute généralité, le temps intervient comme paramètre. On introduit, parfois, des variables caractéristiques au matériau et leur histoire.

Ceci se traduit général par l'existence d'une fonctionnelle qui s'écrit:

$$F,(\sigma_t, \varepsilon_t, \sigma, \varepsilon, \dots, \alpha_i (\tau > t)) = 0$$

Le terme $\alpha_i (\tau > t)$ représente les paramètres caractéristiques, qui sont introduits dans la loi de comportement, et leurs évolutions au cours du temps jusqu'à l'instant t .

IV.2 LE CADRE GÉNÉRALE DE LA MÉCANIQUE DES MILIEUX CONTINUS

Avant d'introduire les relation traduisant mathématiquement le comportement des matériaux, c'est-à-dire la réponse sous un chargement ou bien loi de comportement ; précisons dans ce qui suit quelques notions fondamentale souple tout ce qui peut-être appliquée à la mécanique des milieux continus pour rendre accessible certain fondement de comportement.

IV.2.1 Notions de déformation

Sous l'action des forces extérieures, un matériau déformable réagit d'une telle sorte qu'en général, chacun des points se déplace dans l'espace par rapport à un repère orthonormé (Oxyz). L'état de déformation autour d'un point obéit à une distribution tensorielle de la forme :

$$\xi = \varepsilon + \Omega \tag{VI-1}$$

Avec ε : Tenseur de déformation pure 'écrivait:

$$\begin{matrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{21} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} & \epsilon_{32} & \epsilon_{33} \end{matrix} \quad (VI-2)$$

Et Ω : Tenseur de rotation s'écrivant: $0 \quad \omega_{21} \quad \omega_{31}$
 $-\omega_{31} \quad 0 \quad \omega_{32}$
 $-\omega_{31} \quad -\omega_{32} \quad 0$

$$\Omega = \begin{bmatrix} 0 & \omega_{21} & \omega_{31} \\ -\omega_{31} & 0 & \omega_{32} \\ -\omega_{31} & -\omega_{32} & 0 \end{bmatrix} \quad (VI-3)$$

Et par suite

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}) \quad (VI-4)$$

Et

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (\frac{\partial u_j}{\partial x_i} - \frac{\partial u_i}{\partial x_j}) \quad (VI-5)$$

U_i ou $(j, k) = U(x, y, z)$: déplacement suivant la direction i ou (j, k) ;

et x_i ou (j, k) : Axe de direction i ou (j, k) .

Dans un repère local, une déformation infiniment petite est traduite par une déformation pure du milieu caractérisée seulement par les six quantités.

$$\left\{ \begin{array}{l} i=j \text{ caractérise la variation relative de longueur ou extension} \\ \epsilon_{ij} \\ i = j \text{ caractérise la variation angulaire ou distorsion iet } j=1,2 \text{ ou } 3. \end{array} \right.$$

Et c'est ces déformation qui nous intéressent le plus, du fait qu'ils introduisent l'effet des efforts internes.

Il est à noter que le tenseur déformation linéarité présente la propriété d'être symétrique,

Et par suite il existe au moins un repère orthonormé dans lequel la matrice de déformation est diagonal ; c'est-à-dire de la forme :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{VI-6})$$

Les axes de ce repère sont dit propres ou principaux, et les composantes $\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$ Réelles nommées déformation principales et sont les valeurs propres du tenseur ε . Aussi, on peut définir les invariants du tenseur comme suit:

$$I_1 = \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \varepsilon_v$$

$$I_2 = \varepsilon_I \varepsilon_{II} + \varepsilon_I \varepsilon_{III} + \varepsilon_{II} \varepsilon_{III} = \varepsilon_{11} \varepsilon_{22} + \varepsilon_{11} \varepsilon_{33} + \varepsilon_{22} \varepsilon_{33} \quad (\text{VI-7})$$

$$I_3 = \varepsilon_I \varepsilon_{II} \varepsilon_{III} = \det(\varepsilon_{ij})$$

IV.2.1.1 Déviateur-partie sphérique

Le déviateur de déformation est décomposé en une parties sphériques ε_s et une partie dévia torique ε_d tel que:

$$\varepsilon = \varepsilon_s + \varepsilon_d \quad (\text{VI-8})$$

Avec:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_m \delta_{ij}$$

Dételle que:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_m \delta_{ij} + e_{ij} \quad (\text{VI-9})$$

La variation de volume d'un milieu peut être caractérisée par une déformation sans variation d'angles (termes diagonaux non nuls), et quel que soit le repère choisi, la variation volumique est décrite par le premier invariant du tenseur définit par :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III} \quad (\text{VI-10})$$

Aussi, il est intéressant de rappeler que les déformations plastiques correspondantes S'effectuent sans variation de volume:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = 0 \quad (\text{IV-11})$$

IV.2.1.2 Tenseur des vitesses de déformation

Maintenant, les déplacements des points du matériau déformable varient en fonction du temps, on définit un repère orthonormé (Oxyz) le tenseur des vitesses de déformation qui s'écrivent sous forme matricielle :

$$\dot{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{11} & \dot{\varepsilon}_{12} & \dot{\varepsilon}_{13} \\ \dot{\varepsilon}_{21} & \dot{\varepsilon}_{22} & \dot{\varepsilon}_{23} \\ \dot{\varepsilon}_{31} & \dot{\varepsilon}_{32} & \dot{\varepsilon}_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{IV-12})$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = d\varepsilon_{ij}/dt = 1/2 \cdot (du_j/dx_i + du_i/dx_j) \quad (\text{IV-13})$$

Notons que ce formalisme (associé aux vitesses) en représentation élémentaire permet de considérer une grande déformation (plastique par exemple) comme une succession de petite déformation.

IV.2.1.3 Vitesse de déformation généralisée

On définit comme précédemment les directions principales, et les vitesses des déformations principales I, II, III. Également la vitesse de déformation généralisée qu'on utilise surtout en plasticité est défini par :

$$\dot{\varepsilon} = \sqrt{2/3 (\dot{\varepsilon}_I^2 + \dot{\varepsilon}_{II}^2 + \dot{\varepsilon}_{III}^2)} \quad (\text{I-14})$$

Et qui peut être écrite comme étant la somme du carré matriciel des termes diagonaux de :

$$\dot{\varepsilon} = \sqrt{2/3 \sum_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}} = \sqrt{2/3 \sum_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^2} \quad (\text{I-15})$$

$\dot{\epsilon}$ les termes de la matrice $\dot{\epsilon}$ et $i,j=1,2,3$

La déformation généralisé ϵ est obtenu en intégrant sur le temps :

$$\mathcal{E} = \int \dot{\epsilon} dt \quad (\text{VI-16})$$

IV.2.2 Notions de contraintes

En tout point M d'un milieu continu, l'état des contraintes est entièrement déterminé par la connaissance de tenseur, noté $\sigma(M)$. Ce tenseur est un tenseur de rang 2, symétrique, représenté par la matrice :

$$\sigma(M) = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} \quad (\text{VI-17})$$

$$\sigma_{21} = \sigma_{12}, \sigma_{31} = \sigma_{13}, \sigma_{32} = \sigma_{23} \quad (\text{VI-18})$$

IV.2.2.1 Contraintes principales et invariants

Comme pour le tenseur de déformation, on peut trouver un repère orthonormé pour lequel la matrice symétrique des contraintes σ à une forme diagonale de la forme suivante :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad (\text{VI-19})$$

$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ sont nommées contraintes principales, de même les axes du repère dans lequel sont définies sont nommées directions principales.

- **Invariants**

Les trois invariants tensoriels I_1, I_2, I_3 induits par le tenseur des contraintes symétriques sont indépendants du changement d'axes dans l'espace et gardent la même écriture et peuvent s'exprimer comme des fonctions élémentaires dans les plans principaux :

$$I_1 = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} = \text{Tr}(\sigma)$$

$$I_2 = \sigma_I \sigma_{II} + \sigma_{II} \sigma_{III} + \sigma_I \sigma_{III} \quad (\text{I-20}) \quad (\text{VI-20})$$

$$I_3 = \sigma_I \sigma_{II} \sigma_{III} = \det(\sigma)$$

IV.2.2.2 Décomposition du tenseur contrainte en tenseur déviateur et sphérique

On décompose habituellement le tenseur des contraintes en déviateur et partie sphérique :

$$\sigma_{ij} = \sigma_s \delta_{ij} + s_{ij} \quad (\text{VI-21})$$

La partie sphérique σ_s :

$$\sigma_s = 1/3 I = \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} \quad (\text{VI-22})$$

Le déviateur s_{ij}

$$\begin{cases} S_{ii} = 0 & s_{ij} = \sigma_{ij} + 1/3 \sigma_k k \delta_{ij} \\ S_{12} = \sigma_{12} & s_{11} = \frac{2\sigma_{11} - \sigma_{22} - \sigma_{33}}{3} \end{cases} \quad (\text{VI-23})$$

IV.2.2.3 Relation entre contraintes sphérique et déviateur avec les invariants

Il est clair que le tenseur des contraintes et son déviateur ont mêmes direction principales, Les contraintes principales déviateur s_1, s_2, s_3 sont données par :

$$S_1 = \frac{2\sigma_I - \sigma_{II} - \sigma_{III}}{3} \quad (\text{VI-24})$$

IV.3 NOTION DE LOIS DE COMPORTEMENT

IV.3.1 Élasticité

La déformation élastique est une déformation réversible, le milieu retourne à son état initial lorsqu'on supprime les sollicitations. La déformation élastique est un domaine important de la mécanique des milieux continus. L'élasticité linéaire concerne les petites déformations proportionnelles aux sollicitations. Dans cette théorie l'allongement est proportionnel à la force dans le cas d'un étirement, l'angle est proportionnel au couple dans le cas d'une torsion. Aux plus grandes déformations, l'élasticité devient non linéaire pour certains matériaux, pour d'autre la fracture ou le fluage interviennent. Dans la théorie de l'élasticité, le matériau est homogène s'il possède les mêmes propriétés physiques et chimiques en tous ses points. Le matériau est

isotrope s'il possède les mêmes propriétés physiques et chimiques dans toutes les directions.

IV.3.1.1 Élasticité linéaire isotrope

- Coefficients d'élasticité

Si le milieu considéré est isotrope l'équation de constitution s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \cdot \theta \cdot \delta_{ij} + 2\mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{VI-25})$$

Cette relation est appelée aussi relation de Lamé où (μ) et (λ) sont les coefficients de lamé et (θ) la dilatation cubique.

Sachant que :

$$\theta = \frac{\partial U I}{\partial X I} \quad (\text{VI-26})$$

Et :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{IV-27})$$

$$\text{Alors : } \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial X_i} + \frac{\partial U_i}{\partial X_i} \right) = \frac{\partial U_i}{\partial X_i} = \theta = \varepsilon_{kk} \quad (\text{IV-28})$$

Et :

$$\sigma_{ij} = \lambda \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{IV-29})$$

IV.3.1.2 Élasticité isotrope non linéaire

Pour certains matériaux, la relation entre les contraintes et les déformations est non linéaire même pour des petites déformations. Limitons nous au cas où la relation déformations contraintes peut être représentée sous la forme :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{K(p)}{3k} p \delta_{ij} + \frac{G(p)}{2G} (\sigma_{ij} - p \delta_{ij}) \quad (\text{IV-30})$$

Où k est le module de déformation volumique, $K(p)$ et $G(p)$ des fonctions de p , la contrainte moyenne du tenseur $[\lambda]$.

Le modèle le plus simple s'écrit :

$$K(p)^{n+1} = K_a (P/P_a)^n \text{ et } G(p)^{n+1} = G_a (P/P_a)^n \quad (\text{IV-31})$$

Avec n une donnée expérimentale.

K_a, G_a, P_a sont relatifs à la pression normale ($P_a = 1 \text{ atm}$)

Ce couplage de parties isotrope et deviatorique de la loi est rarement utilisé. On préfère l'écriture incrémentale suivant :

$$\{d\varepsilon\} = [D(p)] \{d\tau\} \quad (\text{IV-32})$$

$d\varepsilon$ et $d\sigma$ sont respectivement les incréments de déformations et de contraintes.

$D(p)$ est une matrice ne dépendant que l'état de contraintes.

IV.3.1.3 Élasticité anisotrope

Comme cas particulier de l'anisotropie, l'orthotrope de révolution (allotropie). Elle constitue, d'une part le cas le plus simple, et semble d'autre part, bien adaptée pour décrire le comportement des milieux stratifiés.

Nous considérons que l'axe de symétrie est vertical, les indices v et h étant liés aux directions verticale et horizontale. La loi élastique s'écrit de la façon suivante :

$$\{\varepsilon_j\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_v} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_v} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2(1+\nu_{hh})/E_h} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV-34})$$

Ainsi le nombre de paramètres indépendants est réduit à 05 des 21 paramètres du cas général.

IV.3.2 Plasticités

Le comportement plastique d'un matériau est caractérisé par des déformations irréversibles lesquelles sont nettement dépendantes et le matériau devient dissipatif sans se fissurer, ce comportement peut seulement être qu'une fois un certain niveau de contrainte est

Atteint appelé seuil de plasticité.

IV.3.2.1 Critères de Plasticité

On appelle critère de plasticité, une loi définit explicitement la forme de la surface de plasticité. Les critères de plasticité ont été initialement développés pour les métaux et ont ensuite été utilisés pour les sols, notamment en tant que critères de rupture.

- **Critère de Tresca**

Tresca après des essais sur le plomb, conclut que la plastification arrive quand la Contrainte tangentielle maximale atteinte une certaine limite. On peut écrire donc :

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2H \quad (\text{IV-34})$$

Où : $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

Si les contraintes principales sont σ_1, σ_2 et σ_3 , où $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, alors la plastification commence quand:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = Y(H) \quad (\text{IV-35})$$

- Y : un paramètre matériel déterminé expérimentalement.
- H : paramètre d'érouissage.

Le seuil de la valeur de Y est habituellement la contrainte qui est déterminé de l'essai de traction simple (unidimensionnel).

Pour la condition première plastification, on a :

$$\text{Max} \left[\frac{|\sigma_1 - \sigma_2|}{2} + \frac{|\sigma_2 - \sigma_3|}{2} + \frac{|\sigma_3 - \sigma_1|}{2} \right] = \frac{|\sigma_3 - \sigma_1|}{2} = \frac{\sigma_y}{2}. \quad (\text{IV-36})$$

- σ_y : Est la contrainte d'épuisement initiale en traction simple.

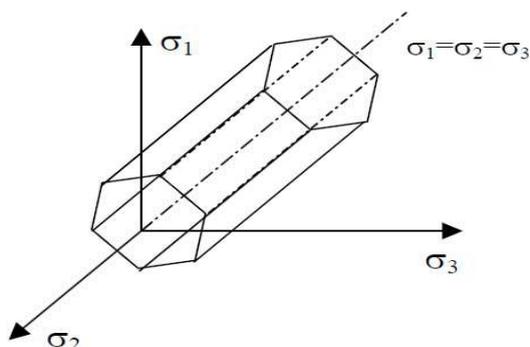


Figure IV-01 : Représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$

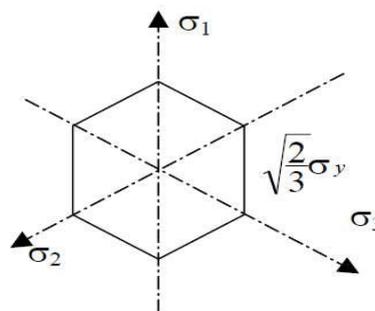


Figure IV-02 : Section du prisme par le plan : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$

Dans l'espace de contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, la surface définie par la fonction décharge est un prisme parallèle à l'axe (1, 1, 1) à base hexagonale régulière.

Le critère de Tresca est parfois exprimé en termes des invariants du tenseur des contraintes déviatoriques sous la forme :

$$F(J_2, \theta) = 2\sqrt{j} \cos \theta - \sigma_y = 0 \quad (\text{IV-37})$$

$$4J_2^3 - 27J_3^2 - 35k^2J_2^2 + 96k^4J_2 - 64K^6 = 0 \quad (\text{IV-38})$$

$$\theta = 1/3 \text{ Arc sin } \left[-\frac{3j_3\sqrt{3}}{2(j_2)^{3/2}} \right]; -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (\text{IV-39})$$

Avec :

- J_2 et J_3 sont le deuxième et le troisième invariants du tenseur des contraintes déviatoriques.
- θ : angle de similitude défini comme suit :

➤ Critère de Von-Mises

Le fait que le critère précédant ne prend pas en compte la contrainte principale Intermédiaire est une faiblesse et pour la surmonter, Von-Mises [1913] proposa que, la Plastification ne commence que quand le deuxième invariant du tenseur des contraintes Déviatoriques J_2 atteint une valeur limite, c'est-à-dire :

$$F = J_2 - k^2 = 0 \quad (\text{IV-40})$$

La plastification se produit quand :

$$\sqrt{3j_2} \geq \sigma_y \quad (\text{IV-41})$$

$$\text{Où: } J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{2} \left[s_x^2 + s_y^2 + s_z^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (\text{IV-42})$$

Avec

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - 1/3 \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{IV-43})$$

$$\text{Où: } F = 1/6 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] - k^2 = 0 \quad (\text{IV-44})$$

$$\text{Où: } F = 1/6 [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2) - k^2 = 0 \quad (\text{IV-45})$$

Où k : est une constante. On peut remarquer facilement que dans le cas du cisaillement simple plan, on a :

$$J_2 = \sigma_1^2 = k^2 \tag{IV-46}$$

Donc la constante k représente la contrainte maximale admissible en cisaillement simple.

Dans l'espace des contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ à 3 dimensions l'équation devient :

$$\frac{1}{\sqrt{2}}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} = \sigma_y \tag{IV-47}$$

C'est l'équation d'un cylindre à base circulaire axé sur la trisectrice du repère $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, Sa section par le plan $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0)$ est un cercle dont le rayon est K

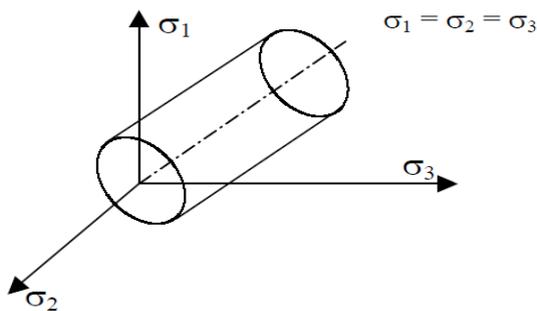


Figure IV-03 : Représentation du critère de Von-Mises dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$

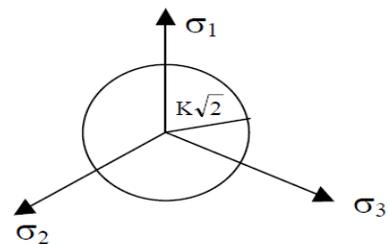


Figure IV-04 : Section du cylindre par le plan π

➤ **Critère de Mohr-Coulomb**

Coulomb proposa en [1773] le premier critère de plasticité en mécanique des sols (Applicable aux problèmes de roches et de sols), et ce critère est encore maintenant très couramment utilisé. Ce critère est une généralisation de celui de Tresca sauf que la contrainte Critique de cisaillement n'est plus constante mais dépend de la contrainte normale.

$$|\tau| = c - \sigma_n \cdot \tan(\theta) \tag{IV-48}$$

Où $|\tau|$: la magnitude de la contrainte de cisaillement

- σ_n : la contrainte normale

- c : la cohésion
- θ : l'angle interne de frottement
- Si les contraintes principales sont σ_1 , σ_2 et σ_3 où $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$, le critère de Mohr-Coulomb peut être écrit comme suit :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cdot \cos\theta - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\theta \quad (\text{IV-49})$$

Dans l'espace des contraintes principales l'équation (I-48), représente un cône dont la section normale à chaque point est un hexagone irrégulier.

➤ Critère de Drucker et Pagar

Drucker et Pagar [1952] ont présenté un critère qui prend en compte le premier invariant du tenseur des contraintes I_1 et le deuxième invariant du tenseur déviateur des contraintes (J_2), ce critère est une extension de celui de Von-Mises et de celui de Mohr-Coulomb. Sa fonction de charge est donnée par l'expression :

$$F(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{IV-50})$$

- α et k définissent en fonction de la cohésion c et de l'angle de frottement interne θ

L'équation, représente graphiquement un cône circulaire :

- Pour coïncider le cercle de Drucker-Prager avec les sommets extérieurs de l'hexagone de Mohr-Coulomb à chaque section, on a :

$$\alpha = \frac{2 \sin \theta}{\sqrt{3} (3 - \sin \theta)} \quad \text{et} \quad k = \frac{6 c \cdot \cos \theta}{\sqrt{3} (3 - \sin \theta)} \quad (\text{IV-51})$$

- Pour faire coïncider avec les sommets intérieurs, on aura :

$$\alpha = \frac{2 \sin \theta}{\sqrt{3} (3 + \sin \theta)} \quad \text{et} \quad k = \frac{6 c \cdot \cos \theta}{\sqrt{3} (3 + \sin \theta)} \quad (\text{IV-52})$$

La surface représentative du critère dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ est un cône dont le sommet se trouve sur l'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Figure (I-05).

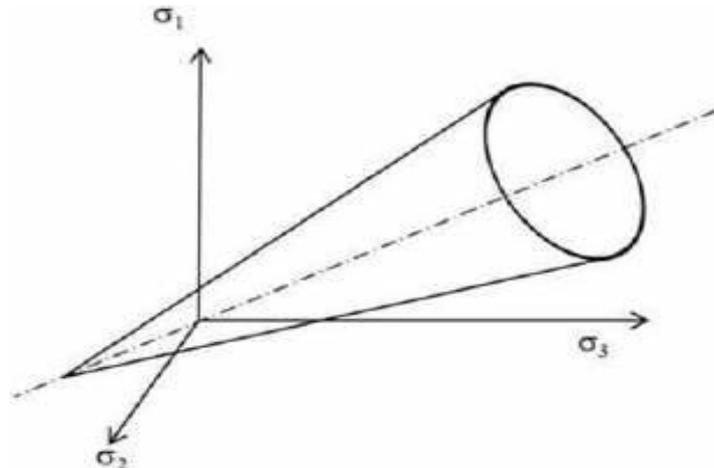


Figure IV-05 : Critère de Drucker et pager dans l'espace $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$

Nelson et Baron ont proposé une modification du critère de Drucker-Prager pour le rendre indépendant de I_1 aux grandes sollicitations, ce qui est parfois le cas pour les sols. Cette version modifiée du critère s'exprime par les équations suivantes :

$$F = \sqrt{J_2} - k - \alpha J_1 \left(1 - \frac{I_1}{2c}\right) = 0 \quad \text{quand} \quad -I_1 + C \geq 0 \quad (\text{I-53})$$

$$F = \sqrt{J_2} - k - \frac{\alpha C}{2} = 0 \quad \text{quand} \quad -I_1 + C < 0 \quad (\text{I-54})$$

Où C : Est la pression isotrope de transition.

IV.3.3 La viscosité

La viscosité est un comportement dissipatif, fonction des vitesses de sollicitations. Le modèle le plus simple et le plus utilisé est le suivant :

$$\tau = \eta \dot{\epsilon} \quad (\text{IV-55})$$

avec η coefficient de viscosité

Plus généralement, la représentation fonctionnelle du comportement visqueux pur s'écrit

sous la forme : $\tau = F(\varepsilon_0(t), \varepsilon(t), t)$ (IV-56)

IV.3.4 Lois non linéaires :

La non linéarité de comportement des massifs de sols est un fait bien établi. En effet la dépendance de G et K qui peut s'écrire de l'état de contrainte fait de la construction de tel modèle répond à la condition de non dissipation d'énergie qui nécessite un module Volumétrique k dépendant de la partie divinatoire du tenseur des contraintes, qui va donner en conséquence un couplage entre les parties isotropes et divinatoires de la loi.

$$K = K_a(p'/p_a)^n ; G = G_a(p'/p_a)^n \quad (IV-57)$$

- n : Fonctions des données expérimentales.
- Pa : pression atmosphérique.
- P' : pression isotrope.
- K,G : constantes dépendant de l'état initial.
- L'expression générale de ces modèles est la suivante :

$$d\sigma = D(\varepsilon) d\varepsilon \quad (IV-58)$$

$$\text{Ou } d\varepsilon = M(\sigma) d\sigma \quad (IV-59)$$

dε, dσ sont respectivement les incréments de déformations et contraintes définis comme suit :

$$d\varepsilon = d\varepsilon dt ; \text{ ou } d\sigma = d\sigma dt \quad (IV-60)$$

- dt : incrément de temps
- dε, dσ : vitesse de contrainte et de déformation.

Beaucoup de modèles furent développés sous la forme générale de modèles hypo élastique ou hyper élastique, mais toujours dans le cadre de l'élasticité à comportement non linéaire isotrope, l'expression de ces modèles est relativement complexe et les paramètres afférents sont difficiles à déterminer même à l'aide des essais connus. Aussi les irréversibilités et les déformations sous

cisaillement (dilatance) sont totalement omises ; de plus ils gardent la caractéristique majeure de l'élasticité qui est celle de l'indépendance vis-à-vis de l'histoire de chargement.

IV.3.5 viscoélastique

IV.3.5.1 Modèles viscoélastiques

La différence d'un tel modèle avec le modèle élastique réside dans le fait que le système devient dissipatif et dépend, par conséquent de la vitesse de chargement. Soit, en représentation fonctionnelle :

$$F(\sigma, \varepsilon, t) = 0 \quad (\text{IV-61})$$

Ou l'on introduit en plus des contraintes σ et les déformations ε , le facteur temps « t »

➤ Modèles viscoélastiques linéaire

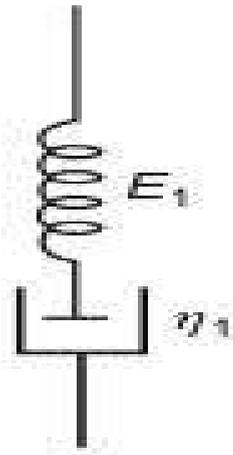
Les modèles viscoélastiques linéaires sont le fruit du couplage de l'élasticité obéissant à la loi de Hook généralisée, et la loi d'un liquide de visqueux newtonien. La loi de comportement s'écrira donc

$$\{\sigma\} = [D].\{\varepsilon\} + [\eta].\{\dot{\varepsilon}\} \quad (\text{IV-62})$$

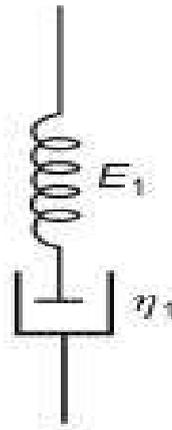
Ou $\{\dot{\varepsilon}\}$ représente le vecteur des vitesses de déformations.

Les corps obéissant à une telle loi, sont modélisés par un assemblage de ressort et d'amortisseurs à l'huile en série et / ou en parallèle. Il existe plusieurs modèles analogiques répondant à la viscoélasticité. Le plus simples sont :

Modèle de MAXWELL



Modèle de KELVIN-VOIGT



Écriture fonctionnelle :

$$\dot{\epsilon} \frac{\sigma}{\eta} + \frac{\sigma}{E} = \dot{\epsilon} \quad (\text{IV-63})$$

$$\sigma = \eta \dot{\epsilon} + E \cdot \epsilon \quad (\text{IV-64})$$

La courbe contrainte-déformation d'un corps de KELVIN-VOIGT soumis à changement cyclique est une ellipse

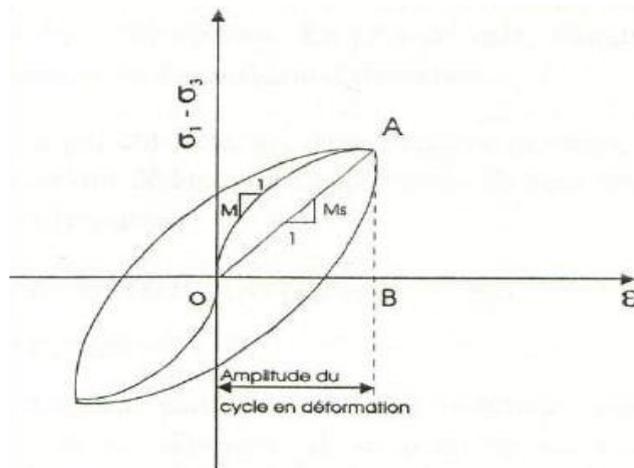


Figure IV-6 : Courbe contrainte-déformation pour un chargement cyclique centré

La dissipation d'énergie interne du corps durant un cycle de changement monodimensionnel est donc :

$$\Delta W = \pi \varepsilon^2_{max} \omega \eta \quad (IV-65)$$

Cette quantité est égale à la surface de l'ellipse. Dans cette égalité, les différents paramètres sont :

- ε : Amplitude du cycle de changement
- ω : Pulsation du changement
- η : Coefficient de viscosité
- Le coefficient d'amortissement est égal à :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\omega}{\Delta W} \quad (IV-66)$$

Avec

$$\Delta W = 1/2 E \varepsilon^2_{max} \quad (IV-67)$$

D'où

$$B = \frac{1}{2} \frac{\omega \eta}{E} \quad (IV-68)$$

A partir de la formule, on en déduit que l'amortissement d'un corps viscoélastique linéaire est lié à la pulsation de sollicitation, ce qui n'est pas le cas pour les sols où la dissipation est indépendante de ω

IV.3.5.2 Comportement élastoplastique

Le recours aux modèles élastoplastiques sans viscosité est justifié par les phénomènes où l'aspect visqueux n'a pas de rôle prépondérant. D'ailleurs pour un chargement cyclique le franchissement du seuil de plasticité, les déformations plastiques ont pour origine une réorganisation du squelette granulaire souvent relatifs aux données de contractante et Dilatance.

Le cadre mathématique est une généralisation des relations de Prandtl-Reuss qui restent la base applicable pour tout trajet de charge et son évolution au cours du chargement et la détermination de la règle d'écoulement.

➤ **Fonction de charge**

En effet, les sols présentent un phénomène de mémoire et que la fonction de charge actuelle doit tenir compte de l'état des contraintes et son histoire antérieure :

$$f(\sigma, \alpha, q) = 0 \tag{IV-69}$$

L'évolution d'état d'érouissage évolue que lorsqu'il le point représentatif de l'état de contrainte atteint la fonction de charge.

Dans ce cas, les fonctions de charge les plus couramment employées, sont celles de Tresca ou Von-Mises et sont indépendant de la partie sphérique du tenseur des contraintes :

$$\text{Tresca : } f(\sigma) = \sup[(\sigma-\alpha)_i - (\sigma-\alpha)_j] - \sigma_0(q) \tag{IV-70}$$

$$\text{Von-Mises : } f(\sigma) = \sup[1/2(\delta_{ij} - \alpha_{ij}) \cdot (\delta_{ij} - \alpha_{ij})]^{1/2} - k(q) \tag{IV-71}$$

Les fonctions de charges définies par ces caractères sont ouvertes dans la direction des pressions isotropes ou l'on a $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Les déformations sous compression isotrope sont purement élastiques, ce qui est en contradiction avec l'expérience. Il est donc nécessaire de limiter la fonction de charge dans la direction de compression (modèle de Cam-Clay).

Dans le cas général d'évolution de la fonction de charge. La déformation plastique est donnée par :

$$d\varepsilon^p = 1/h(\sigma, \alpha, q) \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial f}{\partial t} \right) p(\sigma, \alpha, q) \tag{IV-72}$$

$$C = E - \frac{E \cdot P \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot E}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot E \cdot P} \tag{IV-73}$$

Avec

E : tenseur d'élasticité.

➤ **Notion d'érouissage**

Parfois, la limite élastique n'est pas fixe, mais évolue avec le chargement : on dit que le matériau est éroui sable.

En effet, le seuil de plasticité est défini en chargement monodimensionnel par un scalaire dans le cas d'un corps écrouis sable. On généralise ce concept en chargement tridimensionnelle introduisant une fonction tensorielle $F(\sigma)$, appelée fonction de charge. Elle détermine un domaine borné qui est le domaine élastique dont la frontière est définie par $F(\sigma) = 0$. Dans l'espace des contraintes, cette équation sera représentée par une surface dite surface de charge.

Lorsque le matériau est parfaitement plastique, $F(\sigma)$ ne dépend que de $[\sigma]$. Lorsqu'il est écrouis sable, la surface de charge dépend de l'histoire des déformations plastique et s'écrira alors $F(\sigma, \alpha) = 0$; α représente l'ensemble des variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être :

- Des scalaires α_i : $i = 1 \dots n_\alpha$
- Des vecteurs symétriques d'ordre 2, A_j : $j = 1 \dots n_A$
- Des vecteur V_k : $k = 1 \dots n_v$

On peut ainsi construire différent modèles d'écrouissage :

- Écrouissage isotrope : $F(\sigma, \alpha_i) = 0$ (d'après Taylor et Quine)

C'est quand la limite élastique évolue d'une manière isotrope par homothétie par rapport à l'origine.

- Écrouissage cinématique : $F(\sigma - A_j, \alpha_i) = 0$ (d'après Prager 1958, 1963).

C'est quand la limite élastique se translate sans évoluer.

- Écrouissage anisotrope : $F(\sigma, A_j, \alpha_i) = 0$

C'est quand la limite élastique évolue d'une manière anisotrope sans se déplacer

Dans le cas d'un matériau isotrope, la fonction de charge s'écrira uniquement en fonction des contraintes principales ou les invariants scalaires de celles-ci. Si les variables d'écrouissage sont uniquement des scalaires, cette isotropie se trouve conservée.

➤ **Loi de comportement pour un matériau élastoplastique non standard**

Pour les corps élastoplastiques, il n'y a plus de relations biunivoques entre les contraintes et les déformations. La déformation actuelle dépend du chemin de charge suivi pour atteindre l'état de charge actuel. Pour calculer les déformations atteintes, on décompose celle-ci en une partie élastique et une partie plastique :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\text{IV-74})$$

La déformation plastique ne se produit que lorsque l'état de contrainte actuel se trouve sur la surface de charge et que l'incrément de contrainte $d\tau$ nécessaire pour produire $d\varepsilon$ tend à faire de contrainte du domaine élastique.

Cette condition de charge plastique, La condition de décharge s'écrit :

$$\begin{cases} F(\sigma, \alpha) = 0 \\ duF = \frac{dF}{d\sigma} d\sigma < 0 \end{cases} \quad (\text{IV-75})$$

$$\begin{cases} F(\sigma, \alpha) = 0 \\ duF = \frac{dF}{d\sigma} d\sigma > 0 \end{cases} \quad (\text{IV-76})$$

La dépendance de $d\varepsilon^p$ vis-à-vis de $d\sigma$, au niveau incrémental, s'écrit :

$$d\varepsilon^p = M(\sigma, \alpha, d\sigma) \quad (\text{IV-77})$$

M est une fonction tensorielle

L'indépendance de $d\varepsilon^p$ par rapport au temps permet d'écrire :

$$d\varepsilon^p = M(\sigma, \alpha) \cdot d\sigma \quad (\text{IV-78})$$

Pour l'incrément de la déformation élastique, on a :

Principe du travail maximal de HILL (1950) permet d'écrire que toute déformation plastique découle de la dérivation d'un potentiel plastique « g » (fonction représentant le critère de plasticité). Ce principe, qui n'est applicable qu'à un certain nombre limité de cas particuliers pour les sols, est connu aussi dans la littérature sous le nom de « critère de normalité ».

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \quad (\text{IV-81})$$

$d\lambda$ est le multiplicateur plastique

Dans le cas de matériaux non standards, le potentiel g est différent de la fonction de charge F . au cas contraire, c'est-à-dire matériau standard, on parlera de loi associée ou potentiel standard, ou les deux fonctions g et F sont égales.

La relation (II-34), montre que dans un espace à six dimensions, le vecteur $d\varepsilon^p$ est porté par la normale à la surface de rupture $g(\sigma) = 0$

L'incrément de déformation total actuel sera donc :

$$d\varepsilon = D^{-1} \cdot d\sigma + d\lambda \cdot \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \quad (\text{II-82})$$

Cette relation est connue sous le nom de relation Prandtl-Reuss.

La loi de comportement doit être complétée par la donnée de l'évolution des variables d'écrouissage. On impose à ces variables de n'évoluer que s'il y a plastification ; c'est-à-dire :

$$dF(\sigma, \alpha) = \frac{dF}{d\sigma} d\sigma + \frac{dF}{d\alpha} d\alpha \quad (\text{II-83})$$

$$\text{Si on pose } h(\sigma, \alpha) = \frac{dF}{d\alpha} \cdot \frac{d\alpha}{d\lambda} \quad (\text{IV-84})$$

Et en combinant les relations (II-36) et (II-37), on obtient :

$$d\lambda = \frac{1}{h(\sigma, \alpha)} \frac{dF}{d\sigma} d\sigma \quad (\text{IV-85})$$

$$d\varepsilon = D^{-1} d\sigma + \frac{1}{h(\sigma, \alpha)} \cdot \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \cdot \frac{dF}{d\sigma} d\sigma \quad (\text{IV-86})$$

Finalement, la relation entre les incréments $d\sigma$ et $d\varepsilon$ est donnée par :

$$d\sigma = \left[D + \left(\frac{1}{h(\sigma, \alpha)} \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \frac{dF}{d\sigma} \right)^{-1} \right] d\varepsilon \quad (\text{IV-87})$$

$$M(\sigma, \alpha) = \frac{1}{h(\sigma, \alpha)} \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \frac{dF}{d\sigma} \quad (\text{IV-88})$$

On constate ici que l'écriture incrémentale s'impose par le fait de la nécessité de suivre le comportement du matériau pas à pas en évaluant chaque fois l'état de contrainte actuel et le sens du chargement (charge ou décharge).

De plus, pour des raisons pratiques, on introduit un scalaire β afin de pouvoir délimiter la phase où il y a réversibilité des déformation (élastique) de la phase où il y a irréversibilité et la matrice $M(\sigma, \alpha)$ devient :

$$M(\sigma, \alpha) = \frac{1}{h(\sigma, \alpha)} \frac{dg(\sigma)}{d\sigma} \frac{dF}{dg} \quad (\text{IV-88})$$

$\beta = 0$: cas où l'on est dans la zone plastique avec charge

➤ Limitations des modèles élastoplastiques

L'expression montre que les modèles élastoplastiques simulent beaucoup mieux le comportement des sols que les modèles linéaires. Mais leur inconvénient majeur réside dans la recherche des surfaces limites d'élasticité et de plasticité. Outre, la variation volumique est un phénomène qui est mal décrit par ces modèles, ce qui affecte les résultats obtenus en contrainte effectives.

Par ailleurs, l'expérience montre que, pour mieux décrire les phénomènes observés chez les sols, on doit envisager l'utilisation d'au moins deux mécanismes :

- Un mécanisme volumique régi par la variation de volume plastique.
- Un mécanisme divinatorie régi par la variation de la forme divinatoire.

Cela converge vers l'idée que la déformation plastique est le résultat de plusieurs mécanismes. Chacun étant défini par une limite élastique et mécanismes. Leurs inconvénients résident dans la complexité de leur formulation et leur caractère empirique.

IV.4. LES LOIS DE COMPLÈTEMENTS USUELS

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 :

$$p = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (\text{IV-89})$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2}} + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2 \quad (\text{IV-90})$$

IV.4.1 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), 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 :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_2| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (\text{IV-91})$$

où σ'_1 et σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes $\sigma'_1 < \sigma'_2 < \sigma'_3$ (, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement). Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_2| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi \quad (\text{IV-92})$$

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, odomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la

particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_1 = \sigma'_2$), 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 :

$$\frac{d\epsilon^p_{vol}}{d\epsilon^p_a} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \tag{IV-93}$$

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 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.

Type de critère	Formule mathématique	Paramètre	Type de sol
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_3 - 2 C_u$	Cu	Argiles et limons à court terme
Mohr-coulomb	$ \sigma'_1 - \sigma'_3 - \sin \phi' (\sigma'_1 + \sigma'_3) - 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(27)	$\frac{11I_2}{I_3} - k$	k	Sable
Lade (14)	$(\frac{p'}{p_{atm}})^m (27 - \frac{I_1^3}{I_3}) - k$	K et m	Sable
$I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$ $I_2 = \sigma'_1 \sigma'_2 + \sigma'_1 \sigma'_3 + \sigma'_2 \sigma'_3$ $I_3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$			

Tableau VI-1 critères de plasticité usuel pour les sols

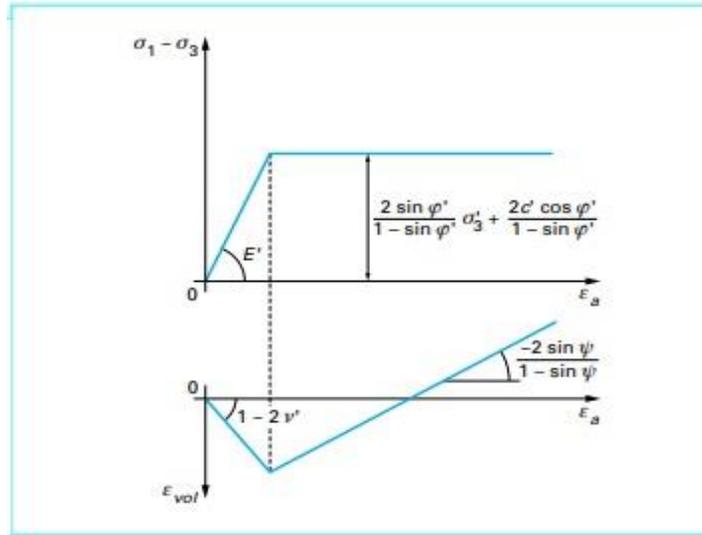


Figure VI- 7 : Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb

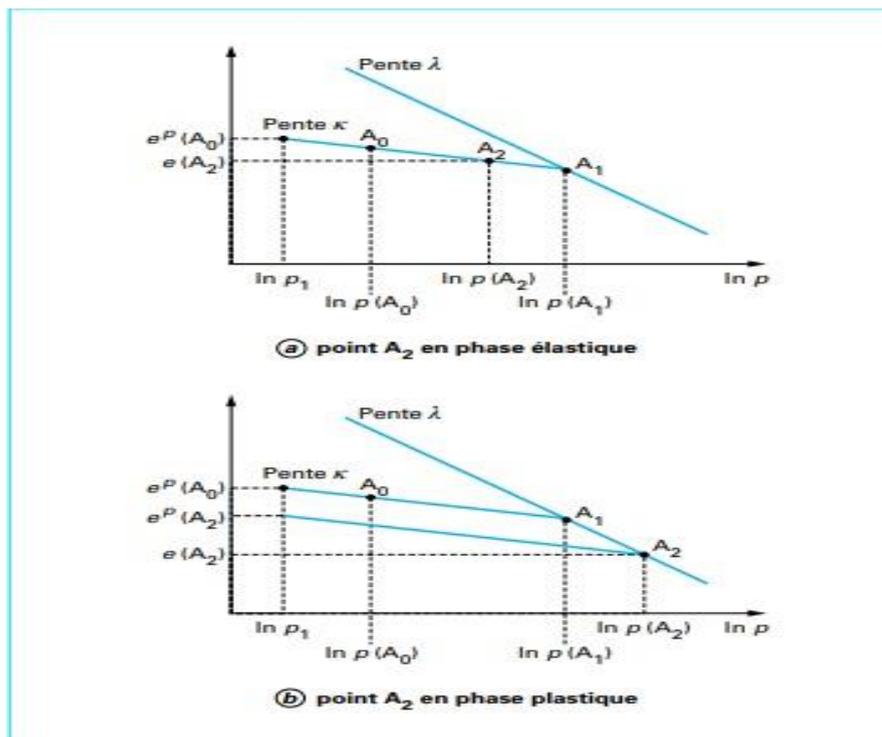


Figure IV-8 : Représentation d'un essai de compression isotrope

IV.4.2 Modèles De Cambridge (Ou modèle Cam-Clay)

Roscoe et al. 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 écoulement 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.

IV.4.2.1 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], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (figure 8) : — 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 :

$$\text{Courbe } \lambda : e = e_1 - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (\text{IV-94})$$

$$\text{Courbe } \kappa : e = e^p - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (\text{IV-95})$$

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 8 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.

IV.4.2.2 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 : $d_{\text{evol}} = 0$; 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.

IV.4.2.3 Équations de modèle 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

$$F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c).$$

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 Borland 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. Cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage. La relation d'écrouissage liant l'indice e_p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et κ au point p_c . Par construction, les points C1 et C2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V1 et V2 à la droite de consolidation isotrope. Considérons un chemin de contraintes quelconque A0A1A2, où A0 est un point initialement dans le domaine élastique, A1 est sur la surface de charge initiale et A2 sur la surface de charge qui évolue.

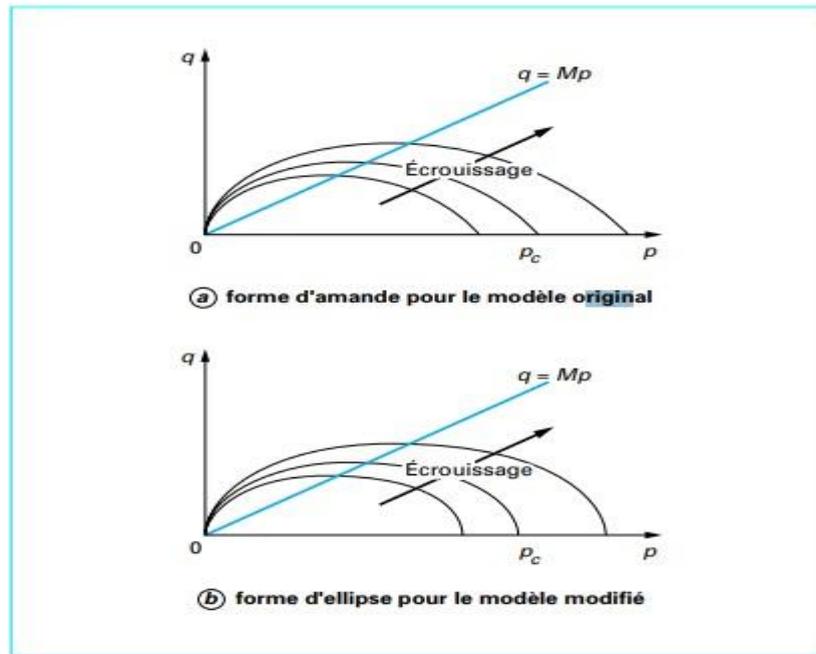


Figure IV-9 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites :

$$e(V_2) = e_1 - \lambda \ln \frac{pc(V_2)}{p_1} \quad (IV-96)$$

Et

$$e(V_2) = e^p(v_2) - \kappa \ln \frac{pc(v_2)}{p_1} \quad (IV-97)$$

Il vient alors :

$$e_1 - e^p(v_2) = (\lambda - \kappa) \ln \frac{pc(V_2)}{p_1} = e_1 - e^p(V_2) \quad (IV-98)$$

- soit une relation générale du type :

$$e_1 - e^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{pc}{p_1} \quad (IV-99)$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écrouissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de p peut être relié à la déformation volumique plastique [44] ; en effet, par définition, $e = e_0 - (1 + e_0)\epsilon_{vol}$, 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 et une partie plastique e^p , puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1+e_0) d \epsilon_{vol}^e \quad (IV-100)$$

Et

$$de^p = -(1+e_0) d \epsilon_{vol}^e = -(\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad (IV-101)$$

Modèle Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique G(p,q,pc) et surface de charge F(p,q, pc)
Version originale	$\frac{d\epsilon_{vol}^p}{d\epsilon_d^p} = M \frac{q}{p}$	$G(p,q,pc) = \frac{q}{Mp} \ln\left(\frac{pc}{p}\right) = 0$
Version modifie	$\frac{d\epsilon_{vol}^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2 \frac{q}{p}}$	$G(p,q,pc) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 \frac{pc}{p} = 0$ $G(p,q,pc) = F(p,q,pc)$

Tableau VI.2 :- expressions 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

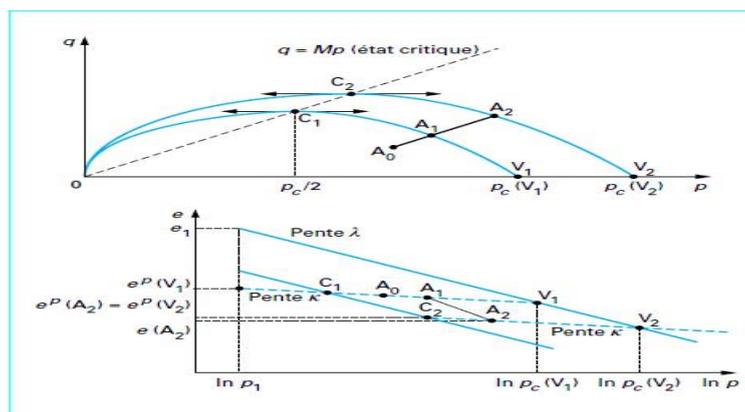


Figure IV-10 : Représentation de l'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

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

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{(1+e_0)}{\lambda-k} d \in \frac{e}{vol} \quad (IV-102)$$

L'élasticité associée aux modèles Cam-Clay est une élasticité non linéaire isotrope, qui se généralise sous la forme tensorielle suivante :

$$d\epsilon^0_{ij} = -\left(\frac{k}{1+e_0} + \frac{3}{2}G\right) d\sigma_{ij} - \frac{k}{1+e_0} \delta_{ij} \quad (IV-103)$$

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

IV.5 DÉTERMINATION DE PARAMÈTRE DU MODÈLE CAM-CLAY MODIFIÉ

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : M , l , k , e_1 , p_1 et G (voire E et n), 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 œnométriques classiques.

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 isotope ou triaxiaux
G (ou E et n)	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
l , k , e_1 , p_1	Détermination à partir d'essais de compression isotope en représentant les résultats dans le plan (e , $\ln p$) ou à partir de résultats œnométriques classiques. La pression de référence p_1 est souvent choisie égale à 1 kPa
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p , q). Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : $M \leq \sin \phi$ $\frac{3 \sin \phi'}{3 \sin \phi'}$

Tableau VI-3 : détermination des paramètres des modèles cam-clay

L'analyse des travaux pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits dans des sols compressibles, montre que les modèles de type Cam-Clay est 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 œnométriques et triaxiaux).

IV.5.1. Modèles élastoplastiques de Barcelone

Le modèle de Barcelone BBM (Barcelona Basic Model), présenté par Alonso et al, 1987 et Alonso et al, 1990, est une extension au cas non saturé du modèle de Cam-Clay Modifié développé à l'université de Cambridge, pour les sols argileux saturés. Il permet de rendre compte d'un nombre important de phénomènes spécifiques aux sols non saturés :

- La contrainte de reconsolidation et la rigidité du sol augmentent avec la succion.
- Après effondrement, le sol saturé se trouve dans un état normalement consolidé.
- La résistance à la rupture augmente avec la succion.
- L'existence d'une droite d'état critique à succion constante.

Du point de vue volumique, ces aspects sont pris en compte par le modèle de Barcelone de la façon indiquée sur la Figure (IV-11a) qui représente les variations du volume spécifique $v = (1+e)$ en fonction du logarithme de la contrainte nette. Si l'on présente également des essais dans un plan succion contrainte, on observe que le lien des pressions de préconsolidation à la forme particulière indiquée, compatible avec l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion. Ce lien est appelé courbe LC (pour Loading Collapse). Comme elle représente la limite d'une zone élastique et le lieu à partir duquel se développe une déformation plastique, la courbe LC est en fait une surface de charge.

A l'état saturé, c'est-à-dire sur l'axe des abscisses ($S=0$), qui coupe la courbe LC au point (P_0^*), on retrouve le comportement classique des sols saturés, caractérisé par un écrouissage des contraintes, défini par l'augmentation de la pression de pré consolidation P_0^* , pour tout chargement normalement consolidé à des valeurs supérieures à P_0^* .

L'expérience montre que ce déplacement de P_0^* déplace l'ensemble de la courbe LC , ce qui veut dire qu'un chargement plastique réalisé à une valeur donnée de succion (y compris zéro), affecte la réponse volumique à succion contrôlée à toute valeur de succion.

Le modèle est tel que, pour déplacement de la courbe LC donné, la déformation volumique plastique, qui constitue le paramètre d'écrouissage, est définie par la déformation engendrée à l'état saturé ($S=0$) par le déplacement de P_0^* .

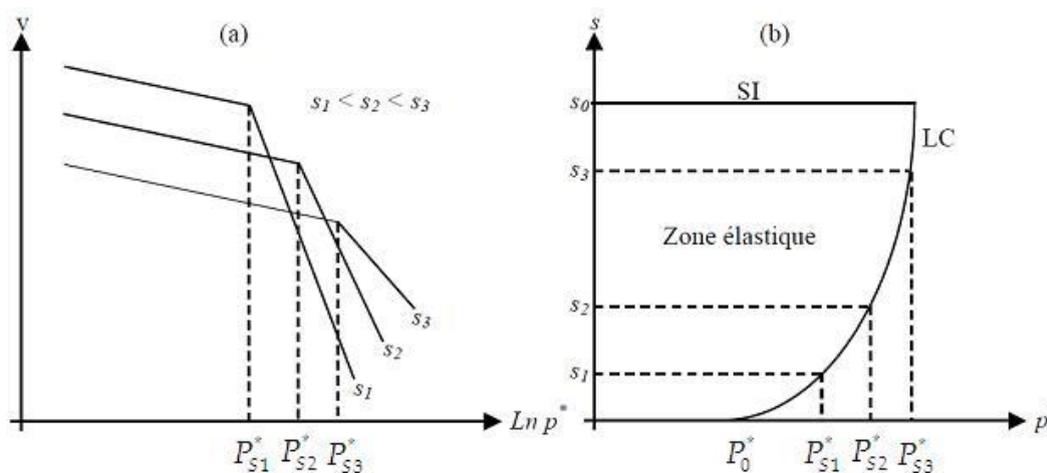


Figure IV-11 : Description de la réponse volumique par le modèle BBM, (Alonso et al, 1990).

D'autres aspects importants du comportement, intégrés dans le modèle, sont décrits ci-dessous :

- Aspect1 : Lors d'une humidification, le sol gonfle sous faible contrainte et s'effondre sous forte contrainte.
- Aspect2 : Un cycle de succion ayant engendré des déformations irréversibles augmente la pression de pré consolidation.

Le premier aspect est modélisé par l'utilisation d'une surface de charge en succion appelée SI (pour Succion Incrassée), également représentée il s'agit d'une ligne horizontale, placée à la plus haute succion connue par le sol.

L'ensemble des deux surfaces SI et LC délimitent une zone élastique, dans laquelle les réponses aux cycles de contraintes et de succions sont réversibles.

La courbe LC peut être mobilisée par des chemins verticaux descendants, à des niveaux de contrainte supérieurs à P_0^* . Ceci correspond à une diminution de succion par humidification. Partant d'un point donné sous une succion S_1 et une contrainte $P_1^* > P_0^*$ (Point A sur la Figure.VI-12 la réduction de la succion dans la zone élastique engendre tout d'abord un gonflement élastique, quand le chemin vertical descendant atteint la courbe LC , il la déplace vers la droite, pour que l'intersection de LC avec l'axe des abscisses soit finalement située au point P_1^* , qui est la nouvelle valeur de la contrainte de pré consolidation P_1^* . Cette diminution de volume, définie par le déplacement de LC depuis P_0^* jusqu'à P_1^* (LC_f), correspond à un effondrement sous humidification. Elle est égale à celle que l'on aurait obtenue en comprimant le sol saturé ($S=0$) de P_0^* à P_1^* . Le modèle reproduit donc bien le premier aspect du comportement.

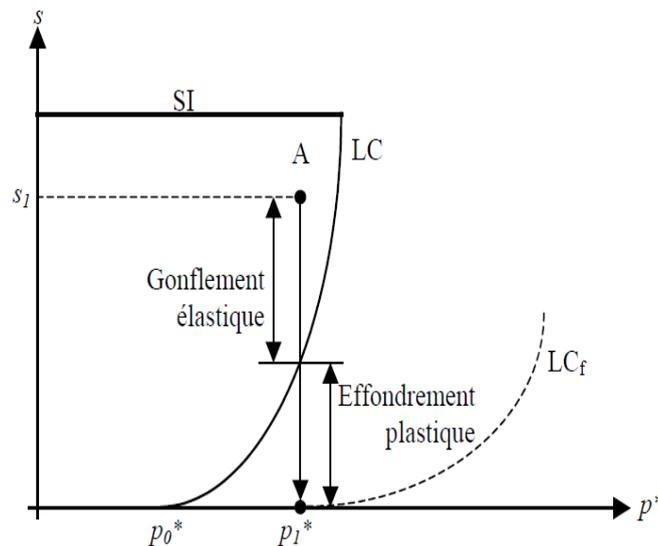


Figure.VI-12 : Effondrement représenté par le modèle BBM, (Alonso et al, 1990).

Le deuxième aspect est pris en compte en considérant le couplage entre SI et LC . On admet qu'un déplacement de SI déplacera, par couplage, LC vers la droite. Ainsi lors d'un cycle de succion au-dessus de la valeur maximale connue, on verra la pression de préconsolidation augmenter : en d'autres termes, l'écroutissage en succion entraîne un écroutissage couplé en contrainte. En revanche, l'accroissement de contrainte sous succion constante, se traduit par un déplacement de la courbe LC vers la droite correspondante à l'élargissement de la zone élastique sans le déplacement de la courbe SI .

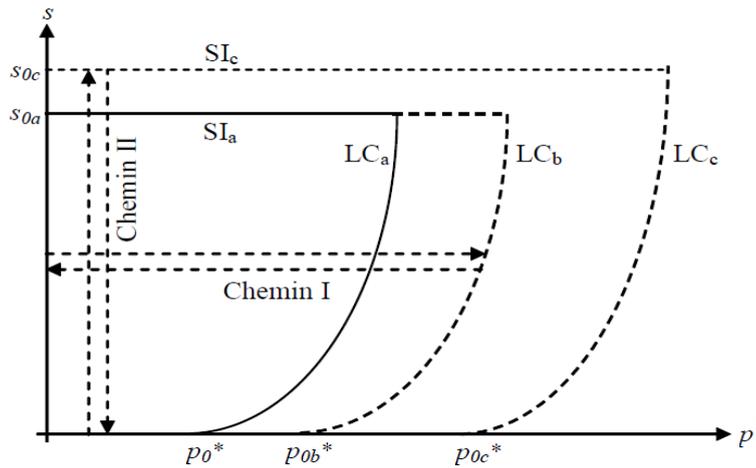


Figure.VI-13 : Couplage entre LC et SI, (Alonso et al, 1990).

Le modèle est complété dans l'espace triaxial en considérant le modèle Cam-Clay modifié, dans un espace q, p^* et S , ce qui permet d'intégrer les aspects relatifs au comportement déviatorique.

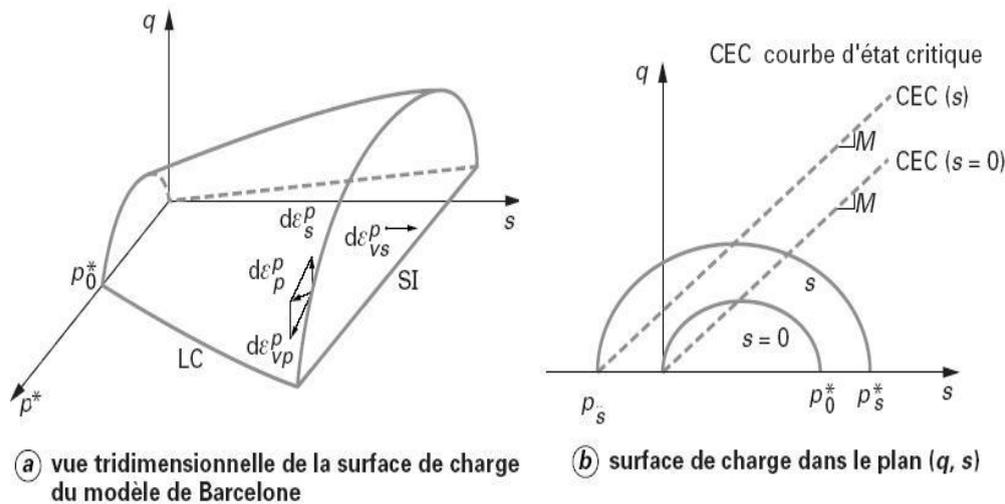


Figure.VI-14 : Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxial q, P^*, S , (Alonso et al, 1990).

L'écroutissement volumique entraîne un agrandissement de l'ellipse représentée en plan sur la Figure.(VI-14b), ce qui illustre l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion. La formulation mathématique du modèle est donnée comme suit :

- Déformation élastique sous les effets de contrainte et de succion :

Déformation volumique :

$$d\varepsilon_v^e = -\frac{\kappa_0}{v_0} \frac{dP^*}{P^*} - \frac{\kappa_s}{v_0} \frac{dS}{(S + P_{atm})} \quad (IV-105)$$

Déformation au cisaillement :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (\text{IV-106})$$

- Expression de la surface de charge elliptique, paramètre par la succion :

$$F1 = q^2 - M^2 (P^* + P_s) (P^*_0 - P_s^*) \quad (\text{IV-107})$$

Alonso et al, 1990. Considèrent que la succion n'a pas d'influence sur la pente M. Cette dernière est liée directement à l'angle de frottement interne en compression : φ . Ils considèrent également que la résistance en extension triaxiale P_s varie linéairement avec la succion

$$P_s = k \cdot S \quad (\text{IV-108})$$

Où k est un paramètre constant du modèle, qui contrôle l'augmentation de la cohésion apparente avec la succion. La résistance en extension triaxiale P_s est liée aussi à la cohésion et l'angle de frottement interne φ , par la relation :

$$P_s = \frac{C}{\text{tg}\varphi_c} \quad (\text{IV-109})$$

Donc $C = S \cdot \text{tg}\varphi$

- Expression de la courbe LC :

$$P_s^* = P^c \left[\frac{P_0^*}{P^c} \right]^{\frac{\lambda_0 - \kappa_0}{\lambda_s - \kappa_0}} \quad (\text{IV-110})$$

Remarque : l'équation (IV-110) représente une droite verticale dans le plan $[P^*, S]$, lorsque $P^c = P_0^*$. Cela implique que la succion n'a pas d'effet sur la pression de préconsolidation. L'existence de cette droite n'a jamais été vérifiée expérimentalement. Enfin, il n'est pas possible de déterminer directement la valeur de P^c par voie expérimentale. Une analyse est toujours nécessaire, car la courbe LC est fortement influencée par la valeur de P^c .

Wheeler et al, 2002 ont proposé une méthode simple et précise pour identifier la valeur de P^c . Elle consiste à tracer les courbes de compression normale isotrope pour différentes valeurs de succion

dans le plan : $[v + \kappa_s \ln((S + P_{atm})/P_{atm}), P^*]$. Si le comportement du sol suit le modèle BBM, les courbes doivent se croiser en un seul point qui permet d'identifier la valeur de P^c . Toutefois, il faut que la valeur de P^c soit significativement inférieure à la plus petite valeur probablement prise par le paramètre P^*_0 dans une application donnée.

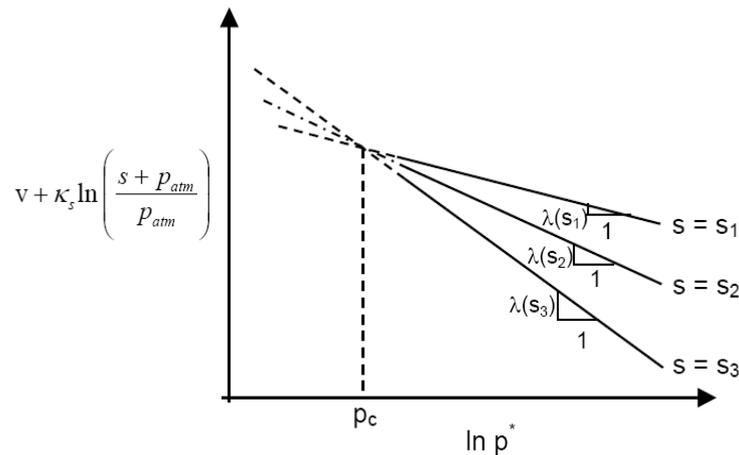


Figure.VI-15 : Procédure proposée par Wheeler et al pour déterminer P_c , (Wheeler et al, 2002).

Le coefficient λ_s est la pente plastique de la courbe de compressibilité à une succion donnée. Il varie en fonction de la succion suivant la fonction suivante :

$$\lambda_s = \lambda_o [(1 - r) \exp (-\beta.S) + r] \tag{IV-111}$$

Cette relation asymptotique indique comment la rigidité du sol augmente avec la succion : la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente, mais elle ne diminue pas de façon indéfinie, ce qui est observé dans la pratique. r est un paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)} / \lambda_o$ et β un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion.

- Surface de charge SI :

$$F2 = S - S_o \tag{IV-112}$$

Avec S_o limité élastique en succion.

- Règle d'écoulement non associée :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2(2P^* + P_s - P_0^*)}{2q\alpha} \quad (\text{IV-113})$$

- $d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_s^p$: Respectivement les incréments de déformations plastiques volumétriques et de cisaillement. Alonso et al, suggèrent de déterminer le coefficient α de telle sorte que la règle d'écoulement conduise à une déformation latérale nulle pour un état de contrainte défini par le coefficient de pression des terres au repos K_0 donné par la formule de Jaky : $K_0=1-\sin\phi=(6-2M)/(6+M)$. On obtient :

$$\alpha = \frac{M(9-M)(3-M)}{9(6-M)} \frac{\lambda_0}{\lambda_0 - \kappa_0} \quad (\text{IV-113})$$

Ce paramètre α , permet en effet de mieux représenter le comportement du sol saturé.

Lois d'écrouissages :

Loi d'écrouissage en chargement :

$$\frac{dP_0^*}{P_0^*} = \frac{v}{\lambda_0 - \kappa_0} d\varepsilon_v^p \quad (\text{IV-114})$$

Loi d'écrouissage en succion :

$$\frac{dS_0}{(S_0 + P_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_{vs}^p \quad (\text{IV-115})$$

Avec $d\varepsilon_v^p$: déformation volumique plastique totale définie par :

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (\text{IV-116})$$

On observe qu'avec les deux lois d'écrouissage ainsi définies, un déplacement de SI défini par $S > 0$, correspond à une déformation volumique totale $d\varepsilon_{vs}^p > 0$.

Cet apport à la déformation volumique totale $d\varepsilon_v^p$ va produire une augmentation de $d\rho_0^*$ qui correspond à un déplacement de la courbe LC . C'est ainsi qu'est réalisé mathématiquement le couplage défini par la

Pour obtenir la relation incrémentale contrainte-déformation, il suffit d'appliquer les conditions de consistance.

$$dF_1 = 0 \text{ et } dF_2 = 0 \quad (\text{IV-117})$$

Ce modèle permet de décrire correctement la plupart des phénomènes observés sur les sols non saturés. Il s'agit notamment de l'effondrement sous charge, de l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, et de la dépendance du résultat d'un essai vis-à-vis du chemin de contrainte.

Certaines limites peuvent cependant être décelées dans ce modèle, en plus du cas particulier des sols fortement expansifs. L'effondrement n'augmente pas indéfiniment avec la charge verticale, la pente λ_s varie de manière monotone alors que certains auteurs mettent en évidence des comportements plus complexes. De plus, le gonflement irréversible n'est pas pris en compte, de même que l'augmentation de la compressibilité du sol associée au gonflement. Aucune indication de l'effet de la densité sur les contraintes de gonflement n'est donnée dans le modèle, et les effets à long terme ou osmotiques ne sont pas pris en compte dans ce modèle. En fin, le modèle ne prend pas en considération le cas des sols saturés à succion non nulle.

Plusieurs autres lois ont été développées dans le même cadre des variables d'état indépendantes en faisant appel à la notion d'état critique. Certaines modifications mineures ont été apportées au modèle BBM, en vue d'adapter les résultats des modèles aux observations expérimentales.

IV.6. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

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 V

Modélisation du comportement du barrage Boughrara

V.1. INTRODUCTION

Avec le développement des outils de calcul, l'utilisation de ces derniers est devenue indispensable. La méthode des éléments finis souvent utilisée dans le domaine de la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que la stabilité et l'interaction et aussi pour contrôler les déplacements admissibles sa fin de faire le dimensionnement et la réalisation de l'ouvrage.

L'évaluation de la déformation verticale a pour objectif de comparer le comportement de la structure à une référence de comportement standard. Des déformations excessives au-delà de ce qui est prévu au niveau du projet peuvent mettre en cause la sécurité globale de l'ouvrage.

Grâce au logiciel CODE-ASTER l'étude des projets complexes en géotechnique est devenue plus simple et plus rapide par l'utilisation des nombreux modèles de comportements qui dépendent de la nature de sol et le type de la structure.

Pour développer des barrages, la modélisation est essentielle elle permet de faire la lumière sur tous les paramètres liés son comportement lors de sa construction, sa première mise en eau et de son cycle de vie. La modélisation, en vue de l'estimation de ces déformations, est souvent le recours pour en juger le comportement global du barrage vis-à-vis de ce phénomène.

L'analyse paramétrée a été orientée en fonction des cas de situation ci-dessous :

- Fin de construction du barrage
- Pendant l'exploitation du barrage

Cette analyse est basée sur l'étude des déplacements, des contraintes développées, d'évolution des pressions interstitielles ainsi que des conditions de stabilité des talus.

V.2. PRÉSENTATION DU BARRAGE BOUGHRARA

Le barrage de hammam Boughrara se trouve à 13Km à l'est de la ville de Maghnia (wilaya de Tlemcen). Il est situé sur l'Oued Tafna dans la partie Ouest de l'Algérie à la frontière marocaine. L'Oued Tafna prend source sur le versant nord des monts de Tlemcen et continue vers le nord-est pour se jeter dans la méditerranée à l'ouest de la ville de Béni-Saf (ANBT.2019). Il est destiné :

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

- L'alimentation en eau potable de la région de Maghnia.
- Le transfert vers Oran via le Djebel Zioua estimé à $23,6 \text{Hm}^3/\text{an}$.
- L'irrigation de la plaine de Tafna estimée à $25,4 \text{Hm}^3/\text{ans}$.



Figure V.1 : localisation de site du barrage Boughrara



Figure V.2: Barrage Boughrara

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

L'avant-projet détaillé a été élaboré en 1988 par la société Russe Selkhozprom export. Les études d'exécution ont été confiées au bureau d'études TRACTEBEL. La surveillance des travaux a été assurée par le même bureau d'études en collaboration avec l'EDF. La réalisation du barrage a été confiée, par l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT), à l'entreprise Italienne CONDOTTE. Les coordonnées Lambert du barrage sont $X=102.92$ et $Y=185.20$ (Tractebel, 2000a)



Figure V.3 : Photo par satellite du barrage Boughrara

Le site se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Le système de fissures dans ces grés conditionne l'importance de l'écran d'étanchéité. Les marnes du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les couvrent d'un tapis de près de 60m dans le versant droit la partie supérieure du versant gauche. Elles sont argileuses, compactes, de couleur grise à brune (Tractebel, 2000a).

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

V.3. CARACTÉRISTIQUES DU BARRAGE BOUGHRARA

Les principales caractéristiques du barrage Boughrara sont rappelées ci-dessous suivants le (ANBT.2019) :

La capacité de la retenue au niveau	305NGAest de177Hm3
Le volume de la tranche utile entre PHE et NRN	93,7Hm ³
la cote des plus hautes eaux (P.H.E)	309,30 NGA
la cote minimum d'exploitation de la retenue	275,75NGA
Type	Remblai en alluvions compactées avec noyau en argile
Niveau de la crête	311.5NGA
Hauteur au-dessus du fond de vallée	60,5m
Longueur en crête	1100m
Largeur en crête	10m
Pente entre risberme du talus amont	1V/2,5H
Pente entre risberme du talus aval	1V/2,5H
Pente de remblai du batardeau amont et aval	1V/1,3H
Pente pour la recharge de protection au pied aval.	1V/2H
Fondations	grés/marne
Risberme amont	280NGA
.Risberme aval	268NGA
La hauteur de la digue au-dessus des fondations du noyau	74m
La largeur de la digue à la base	320m
Construction	1994–1998
Mise en eau	11 novembre 1998

Tableau V 1 : Les principales caractéristiques du barrage Boughrara

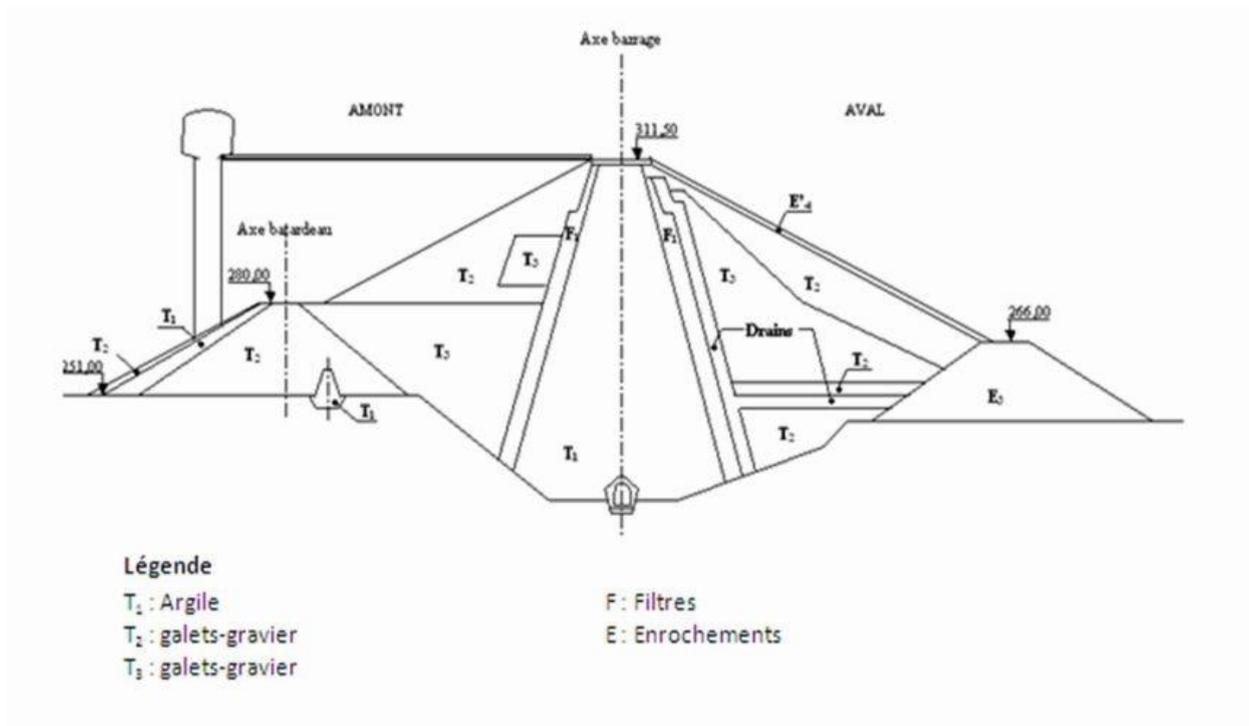


Figure V.4 : Profil en travers style du barrage(Tractebel, 2000b)

V.4. LOGICIEL CODE-ASTER

V.4.1 Présentation du logiciel

Code Aster est un code généraliste pour l'étude du comportement des structures par éléments finis développé depuis 1989 par EDF. Le comportement d'une structure ou d'un matériau est d'abord une notion physique liée aux propriétés de cette structure ou de ce matériau, qui a ensuite été exprimée mathématiquement. En mécanique, la relation de comportement assure ainsi le lien entre le champ de contraintes et le champ de déformations, de manière directe d'après la loi de Hooke dans le cas simple d'un comportement élastique.

Code Aster est un logiciel libre de simulation numérique en mécanique des structures, développé principalement par le département « Électrotechnique et Mécanique des Structures » du service recherche et développement d'EDF.

ASTER signifie « Analyses des Structures et Thermomécanique pour des Études et des Recherches »¹. C'est un logiciel complexe, dont la réalisation a débuté en 1989, pour répondre aux

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

besoins internes d'EDF. Il a été placé sous licence GNU GPL en octobre 2001. Le cœur du système est codé en Fortran, et de nombreux modules complémentaires sont réalisés en Python. Il comporte plus d'un million de lignes de code, de nombreux cas de tests, ainsi qu'une énorme documentation. Des versions stabilisées sont diffusées environ deux fois par an sous forme de paquet à compiler. Ces versions peuvent être mises à jour hebdomadairement vers la dernière version de développement.

C'est principalement un solveur, basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents types de problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, sismiques, etc.

Code Aster est un logiciel généraliste de simulation en mécanique et en calcul de structures. Outre les fonctions standards d'un logiciel de simulation en thermomécanique, Code Aster possède de nombreuses lois de comportement, éléments finis, types de chargements.

Le domaine d'application essentiel de Code Aster est la mécanique des solides déformables en statique ou dynamique, mais il permet également la modélisation de phénomènes hydrauliques, thermiques et acoustiques dont les effets peuvent induire des déformations mécaniques. Un phénomène est une famille de problèmes physiques reposant sur le même type d'inconnues et associé

à un type d'équation de conservation. Le phénomène mécanique fait par exemple appel aux inconnues de déplacement. On appelle modélisation la manière selon laquelle les équations continues régissant un phénomène donné sont discrétisées. On peut par exemple trouver en mécanique des modélisations 2D planes, 2D axisymétriques, 3D, coques,... qui utilisent chacune un jeu de degrés de liberté propre.

Une étude avec Code Aster nécessite un maillage d'éléments finis et un fichier de commandes. Le fichier de commandes respecte les grandes étapes classiques des simulations numériques qui commencent par la lecture du maillage, le choix de la modélisation, la définition d'une liste d'instants, des matériaux, et des conditions initiales et aux limites. Le calcul proprement dit est alors lancé dans la foulée et permet d'obtenir un fichier fournissant les champs de résultats.

En complément de la version de base du code, il existe un certain nombre de modules ou options nécessaires pour effectuer certains calculs spécifiques. Certaines de ces options que nous allons utiliser au cours de cette thèse sont rapidement abordées ci-après.

V.4.2. Couplage hydromécanique (HM)

Deux principales stratégies peuvent être appliquées lorsque l'on souhaite modéliser plusieurs phénomènes. On peut effectuer un chaînage, c'est-à-dire faire l'étude préalable d'un premier phénomène dont on utilise les résultats comme données du second. On peut également effectuer un couplage, qui consiste à résoudre simultanément les phénomènes avec des équations couplées. On parle également de « couplage faible » dans le cas du chaînage, et de « couplage fort » dans le cas du couplage simultané.

Les géo matériaux, les sols ou les bétons sont des exemples de milieu poreux renfermant souvent de l'eau saturante ou non, et qui nécessitent donc un couplage des trois équations de la mécanique, de la thermique et de l'hydraulique. Cette famille de couplage est connue sous le nom de couplages thermo-hydro-mécaniques ou THM. Suivant les conditions de son étude, l'utilisateur peut choisir de ne considérer qu'une certaine combinaison de ces trois phénomènes. On peut choisir par exemple de ne pas tenir compte des équations de la thermique, ou encore de ne représenter que la pression d'eau saturante. On parle alors de couplage hydromécanique ou couplage HM saturé.

V. 5. LE MODÈLE DE COMPORTEMENT UTILISÉ DANS CODE-ASTER

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans CODE ASTER : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, Cam Clay, BARCELONE, etc....

V.5.1 Modèle de MOHR-COULOMB :

Il requiert cinq critères. Les deux premiers sont E et ν (paramètres élastiques) et les deux autres sont : la cohésion c et l'angle de frottement φ , ainsi l'angle de dilatance ψ . Ce sont les paramètres classiques de la géotechnique, souvent présentés par des tests de laboratoire, nécessaires pour effectuer des calculs de déformation ou de stabilité.

V.5.2. Le modèle de CAM-CLAY :

Le modèle de Cam-Clay est un des modèles élastoplastiques le plus connu et le plus utilisé en mécanique des sols. Il est spécialement adapté aux matériaux argileux. Il y a plusieurs types de modèles Cam-Clay, celui présenté ici est le plus courant et est appelé Cam-Clay modifié.

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

Ce modèle est caractérisé par des surfaces de charge écrouis sables en forme d'ellipses dans le diagramme des deux premiers invariants des contraintes. A l'intérieur de ces surfaces de réversibilité, le matériau est élastique non linéaire. Il existe de plus, en un point de chaque ellipse, un état critique caractérisé par une variation de volume nulle. L'ensemble de ces points constitue une droite séparant les zones de dilatance et de contractante du matériau ainsi que les zones d'écrouissage négatif et positif. L'écrouissage est régi par une seule variable scalaire et la règle d'écoulement normale est adoptée.

V.5.3 Le modèle de BARCELONE :

Le modèle de BARCELONE décrit le comportement mécanique des sols non saturés couplé au comportement hydraulique (ce modèle doit donc être utilisé dans un environnement THHM). Dans le cas particulier d'un sol complètement saturé en eau, il se réduit au modèle de CAM_CLAY modifié, également implémenté dans Code Aster . Il est particulièrement adapté à l'étude du comportement des argiles.

V. 6. LES PRINCIPALES PARAMÈTRES

V.6.1. Les Paramètres de Mohr-Coulomb

- σ Contraintes principales
- E Module d'Young
- ν Coefficient de Poisson
- K Module de compressibilité élastique
- G Module de cisaillement élastique
- Φ Angle de frottement interne du matériau
- Ψ Angle de dilatance du matériau
- c Cohésion du matériau
- p Contrainte moyenne
- $p < 0$ Convention de signe pour la contrainte en compression
- e^e Tenseur de prédiction élastique des contraintes
- ε Tenseurs des déformations totale, élastique et incrément de déformation plastique
- $d\varepsilon_v$ Incrément de la déformation plastique volumique
- $d\varepsilon_p$ Incrément de la déformation plastique de viatorique

V.6.2 Les Paramètre de Modelé Cam-Clay

- P contraintes de confinement
- S déviateur des contraintes
- I 2 deuxième invariant des contraintes
- Q contraintes équivalentes
- ε déformation totale
- ε_v déformation totale volumique
- ε_V^P déformation plastique volumique
- ε déviateur des déformations
- ε^e déviateur des déformations élastiques
- ε^P déformation plastique dévia torique
- ε^P_{eq} déformation élastique ou plastique équivalente
- e indice des vides du matériau (rapport du volume des pores sur le volume des grains solides)
- e_0 indice de vide initial
- \emptyset porosité (rapport du volume des pores sur le volume total)
- K coefficient de gonflement (pente élastique dans un essai de compression hydrostatique)
- M pente de la droite d'état critique
- P_{cr} variable interne du modèle, pression critique égale à la moitié de la pression de consolidation
- λ coefficient de compressibilité (pente plastique dans un essai de compression hydrostatique)
- U coefficient élastique de cisaillement (coefficient de Lamé)
- f surfaces de charge
- Δ multiplicateur plastique
- I d tenseur unité d'ordre 2 dont le terme courant est δ_{ij}
- I4 d tenseur unité d'ordre 4 dont le terme courant est δ_{ijkl}

V.6.3 Les Paramètres de modèle BARCELONE

- I le tenseur unité d'ordre 2 dont la notation indicielle est δ_{ij}
- I4 le tenseur unité d'ordre 4 dont la notation indicielle est $\delta_{ij kl}$

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

- P contraintes de confinement
- s déviateur des contraintes
- I 2 deuxième invariant des contraintes
- Q contraintes équivalentes
- ε déformation totale
- ε partition des déformations (élastique, plastique, thermique)
- ε_v déformation totale volumique
- ε_v^P déformation plastique volumique
- ε' déviateur des déformations
- ε^e déformation élastique déviatorique
- ε^P déformation plastique déviatorique
- e indice des vides du matériau
- e_0 indice de vide initial
- ϕ porosité
- κ coefficient de gonflement
- κ_s coefficient de rigidité élastique dans un essai de variation de succion
- λ (pc) coefficient de compressibilité (pente plastique dans un essai de compression hydrostatique)
- λ^* coefficient de compressibilité en conditions de saturation
- λ_s coefficient de compressibilité plastique dans un essai de variation de succion
- M pente de la droite d'état critique
- A coefficient de correction de la normalité de l'écoulement plastique
- $P_{cons}(pc)$ pression de consolidation
- $P_{cr}(pc)$ pression critique, variable interne du modèle, égale à la moitié de la pression de Consolidation
- P_{cr} pression critique en conditions de saturation
- P_s cohésion (traction hydrostatique limite à succion donnée)
- P_0 pression de confinement de référence généralement égale à la pression atmosphérique Pa
- k_c pente de la cohésion en fonction de la succion
- β paramètre contrôlant l'accroissement de λ (pc) avec pc
- r paramètre définissant le pic de λ (pc) avec pc
- μ coefficient élastique de cisaillement (coefficient de Lamé)

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

- f_1 surface de charge dans l'espace (P, Q)
- f_2 surface de charge en pc
- p_{c0} seuil d'irréversibilité de la succion
- Λ multiplicateur plastique
- S_{lq} saturation en eau
- ϵ_{vp} déformation plastique volumique due à un chargement en pression hydrostatique
- ϵ_{vs} déformation plastique volumique due à un chargement en succion
- $\epsilon_{\rho p}$ déformation plastique déviatorique due à un chargement en pression hydrostatique
- b coefficient de Biot Manuel

V.7. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX DU BARRAGE DE BOUGHRARA

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différents matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations [Tractable, 2000a],(cité par Rouissat,2014), sont récapitulées dans le tableau

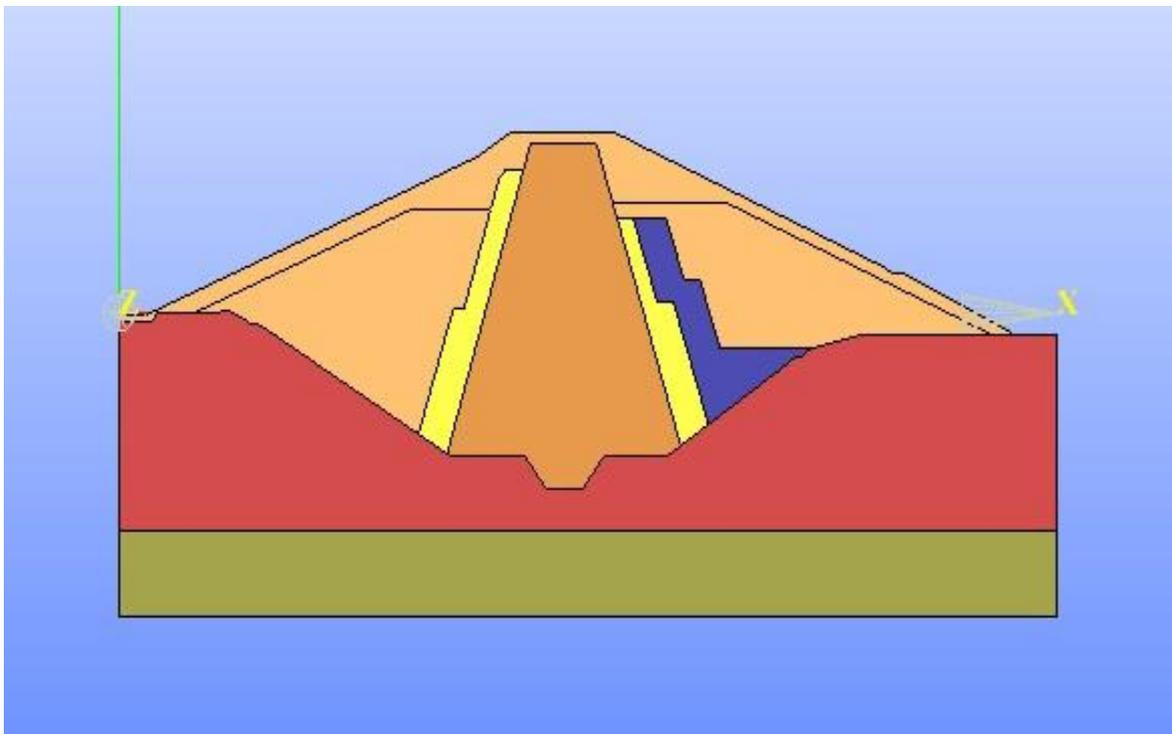


Figure V-5 : Modèle géomètre du barrage

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

Matériaux	γ_{unsat} [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	E [KN/m ²]	C' [KN/m ²]	Φ [°]	k_h [m/s]
Corps du barrage						
Noyau argile 	19,70	20	2,8.10 ⁴	2,1	19,5	10 ⁻⁸
Filtre sable 	20,10	21,60	5.10 ⁴	0	33	10 ⁻⁶
Drain 	20,60	22,10	6.10 ⁴	0	38	10 ⁻³
Galet/graviers 	21	22	9,45.10 ⁴	0	30	10 ⁻⁵
Fondation						
Marne 	22	22,50	12,1.10 ⁴	1,2	34	10 ⁻⁷
Grés 	22,80	22,90	10.10 ⁴	0	39	10 ⁻⁶

Tableau.2: Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Boughrara .(Tractebel, 2000a, cité par Rouissat, 2014)

Remarque : dans notre modélisation, on a pris le barrage homogène mais avec un seul matériau (noyau) et leur propriétés cités au dessus du tableau N°2.

La géométrie est présentée sur la figure (V-5)

➤ Principes généraux pour maillage

Code Aster permet de réaliser des calculs de structures pour les phénomènes thermiques, mécanique, thermomécanique, ou thermo-hydro-mécanique couplé, avec un comportement linéaire ou non linéaire, et des calculs d'acoustique interne.

Les non linéarités portent sur les comportements des matériaux (plasticité, viscoplasticité, endommagement, effets métallurgiques, hydratation et séchage du béton, ...), les grandes déformations ou grandes rotations et le contact avec frottement. On se reportera à la plaquette représentation de *Code_Aster* pour la présentation des différentes fonctionnalités.

Les études industrielles courantes nécessitent la mise en œuvre d'outils de maillage et de visualisation graphique, qui ne font pas partie du code. Cependant, plusieurs outils sont utilisables pour ces opérations par l'intermédiaire de procédures d'interface intégrées au code.

Pour réaliser une étude, l'utilisateur doit, en général, préparer deux fichiers de données :

➤ le fichier de maillage :

Ce fichier définit la description géométrique et topologique du maillage sans choisir, à ce stade, le type de formulation des éléments finis utilisés ou le phénomène physique à modéliser.

Certaines études peuvent conduire à utiliser plusieurs fichiers de maillage.

Ce fichier de maillage est, en général, produit par des commandes intégrées à *Code_Aster* à partir d'un fichier provenant d'un logiciel de maillage utilisé en préprocesseur (SALOME, GIBI, GMSH, IDEAS...).

Les informations que doit contenir ce fichier sont spécifiques à *Code_Aster*. Elles définissent des entités classiques de la méthode des éléments finis :

- **noeuds** : points définis par un **nom** et par leurs **coordonnées cartésiennes** dans l'espace **2D** ou **3D**,
- **mailles** : figures topologiques **nommées** planes ou volumiques (point, segment, triangle, quadrangle, tétraèdre, ...) sur lesquelles pourront s'appliquer différents types d'éléments finis, de conditions aux limites ou de chargements.
- **Généralités**

Le fichier de maillage *Aster* peut être rédigé (pour des maillages vraiment élémentaires) ou modifié Manuellement avec n'importe quel éditeur de texte. C'est un fichier lu en format libre, structuré en blocs d'informations ou sous-fichiers par des mots-clés imposés.

Différents utilitaires ont été développés pour faciliter l'importation de maillage dans *Code_Aster*.

On distingue :

- les utilitaires de conversion qui permettent la conversion d'un fichier de maillage produit par un autre progiciel (IDEAS, GIBI, GMSH...) en un fichier de maillage au format *Aster*,
- la commande de lecture d'un fichier de maillage au format MED, produit par Salome.

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

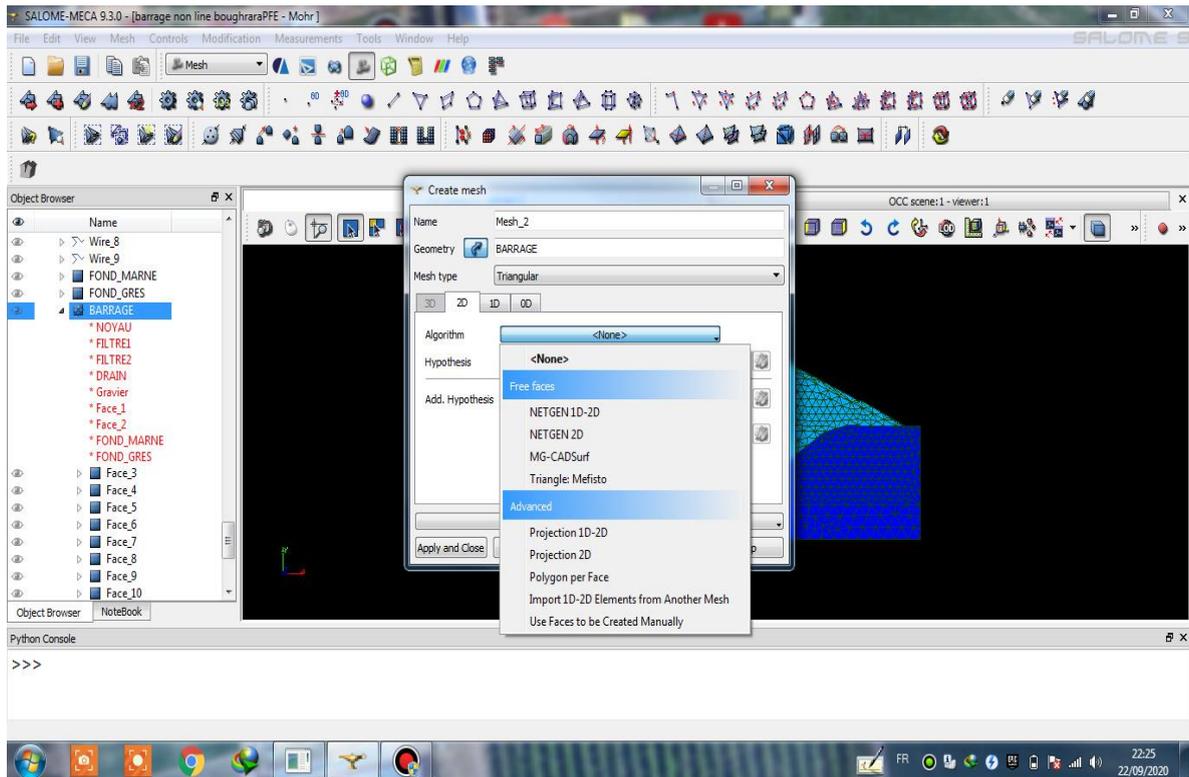


Figure V-6 : Création de maillage du barrage

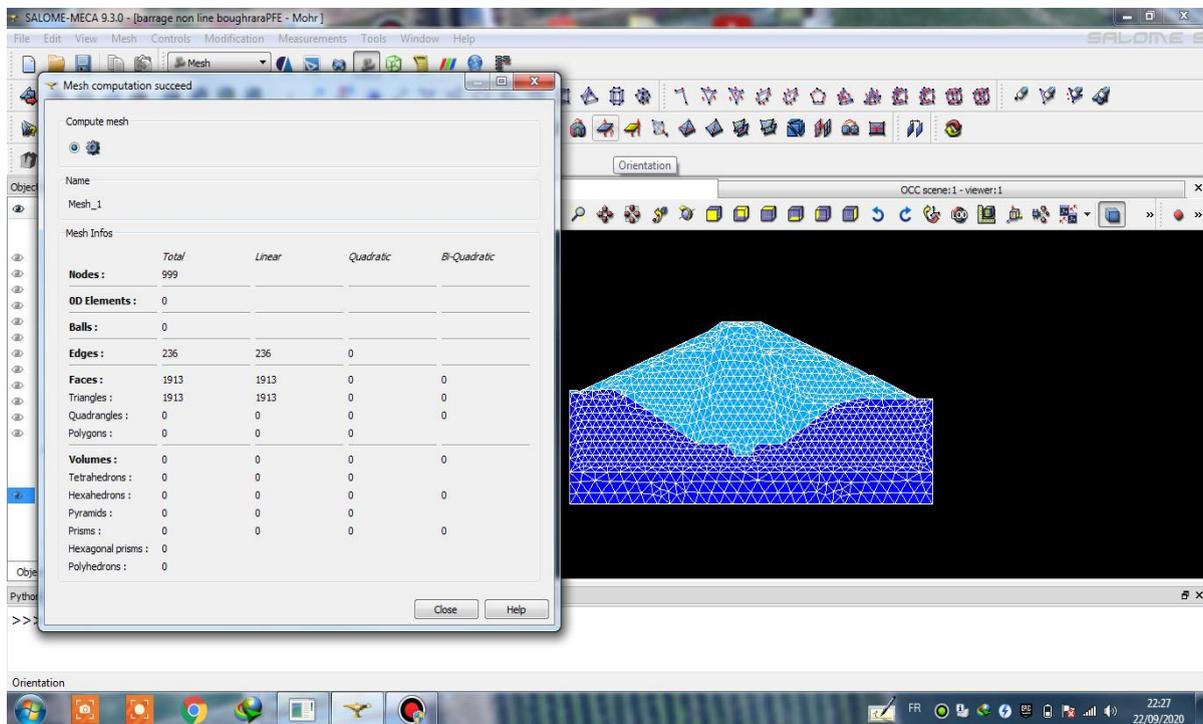


Figure V-7: Exécution du maillage

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

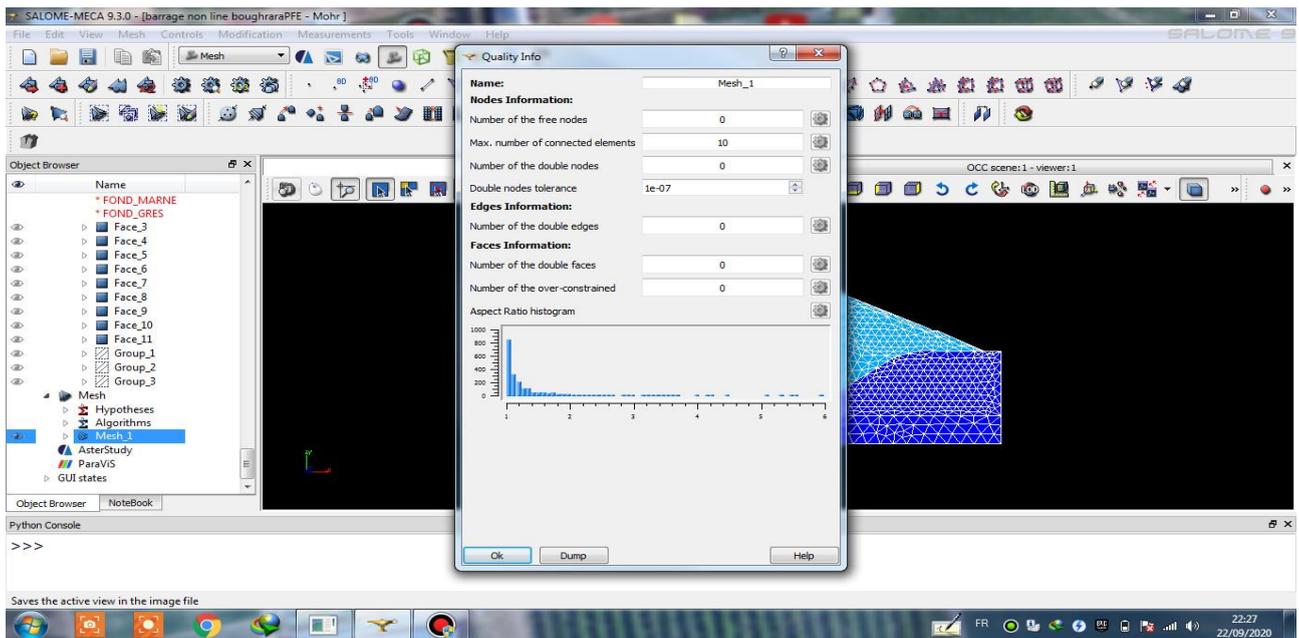


Figure V-8 : Qualité des information

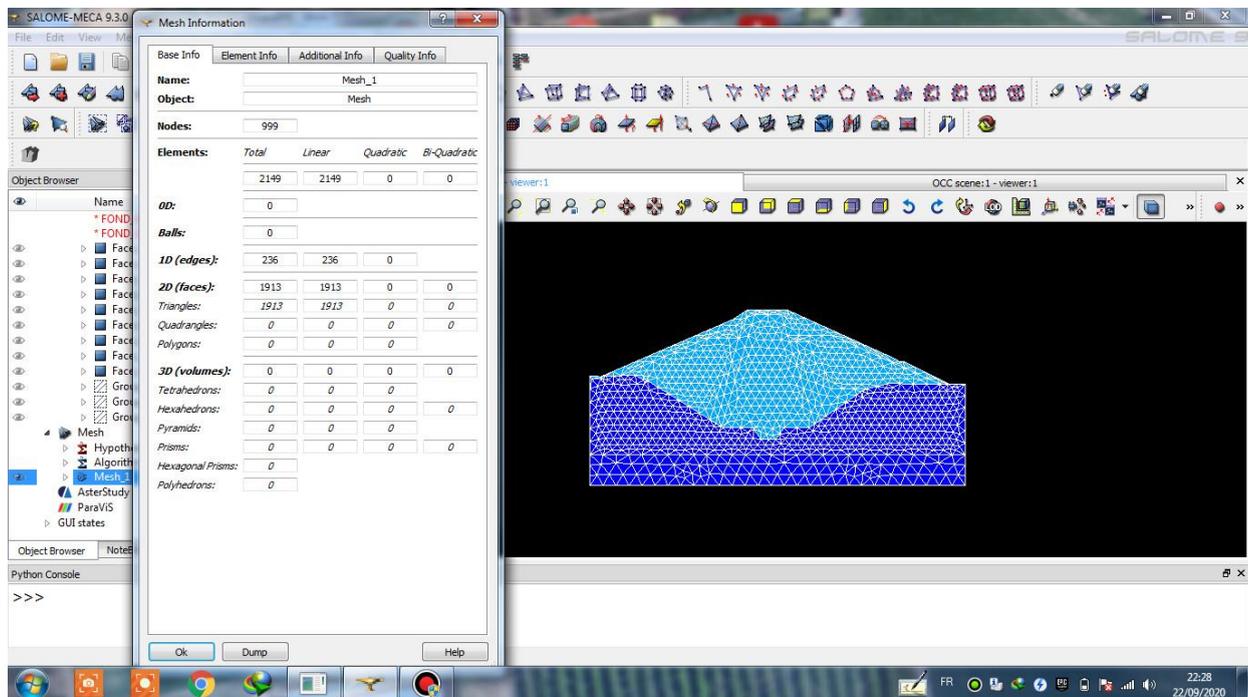


Figure V-9 : Information du barrage

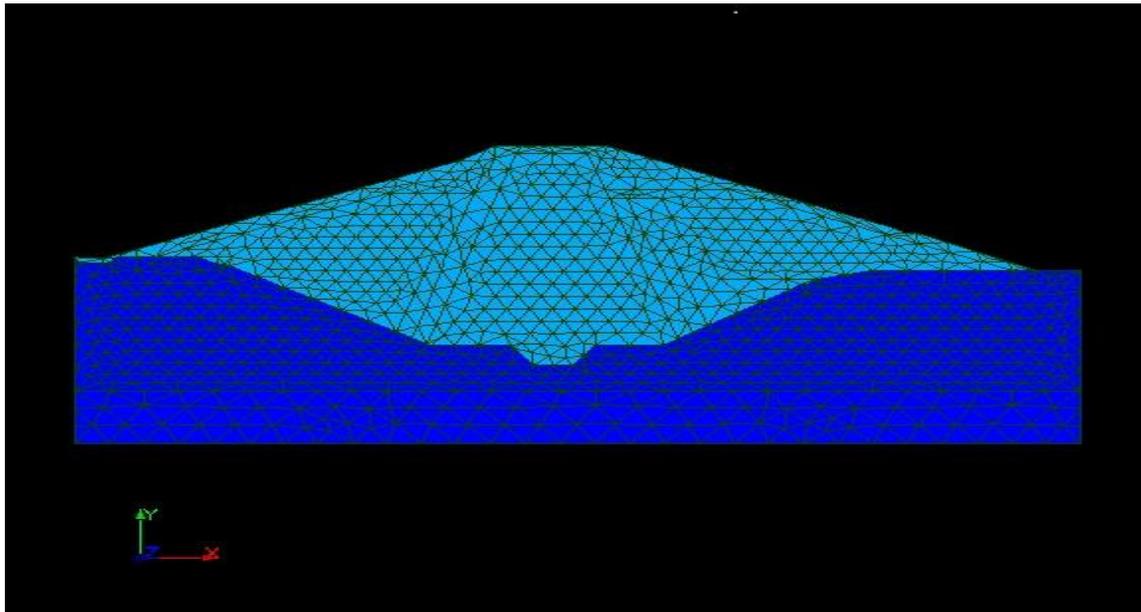


Figure V-10: maillage du barrage

V.7.1. Comportement mécanique

Concernant le comportement mécanique, la modélisation a été axée vers l'analyse des tassements en mode barrage vide (fin de construction).

Pour le comportement mécanique, au niveau de la base les déplacements sont nuls dans toutes les directions. Le poids propre du barrage est pris en considération.

V.7.1.1. Construction du barrage (barrage vide)

. La réalisation du barrage est faite par des couches de remblais qui sont posées, Les calculs numériques par CODE ASTER dans cette phase se sont les contraintes effectives, et les différents déplacements.

IV.8. Les résultats obtenus par CODE-ASTER :

V.8.1. Les résultats A la Fin de construction (barrage vide)

A ce stade, on vise l'analyse de modélisation du barrage en fin de construction pour voir les contraintes effectives, et les déplacements.

Les conditions aux limites sont citées comme suit :

- Blocage horizontale sur les bords de la fondation.
- Blocage totale sur la base de fondation.

V.8.1.1 Model Mohr_ Coulomb :

- Fichier donnée : les paramètres de la loi de Morh_Coulomb

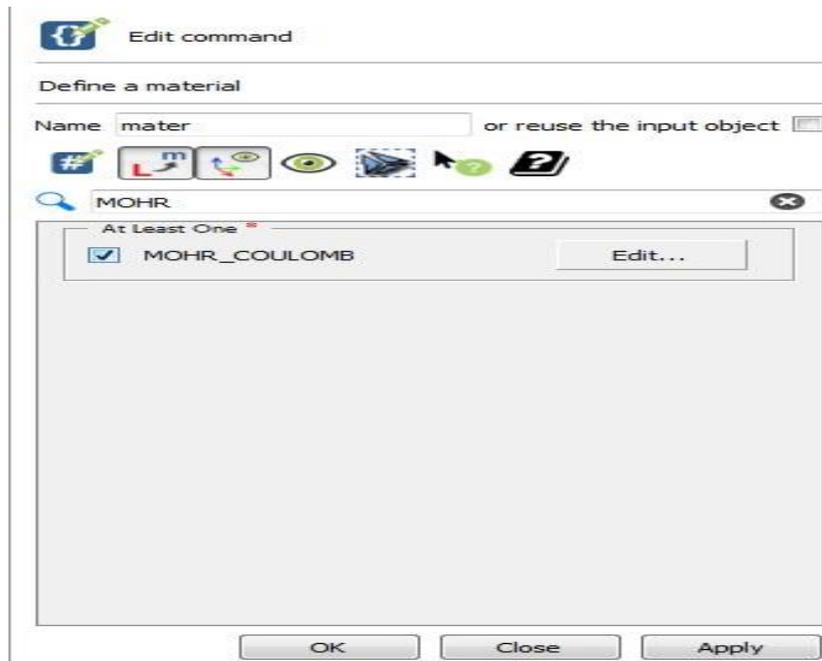


Figure V-11 : définie à matériel

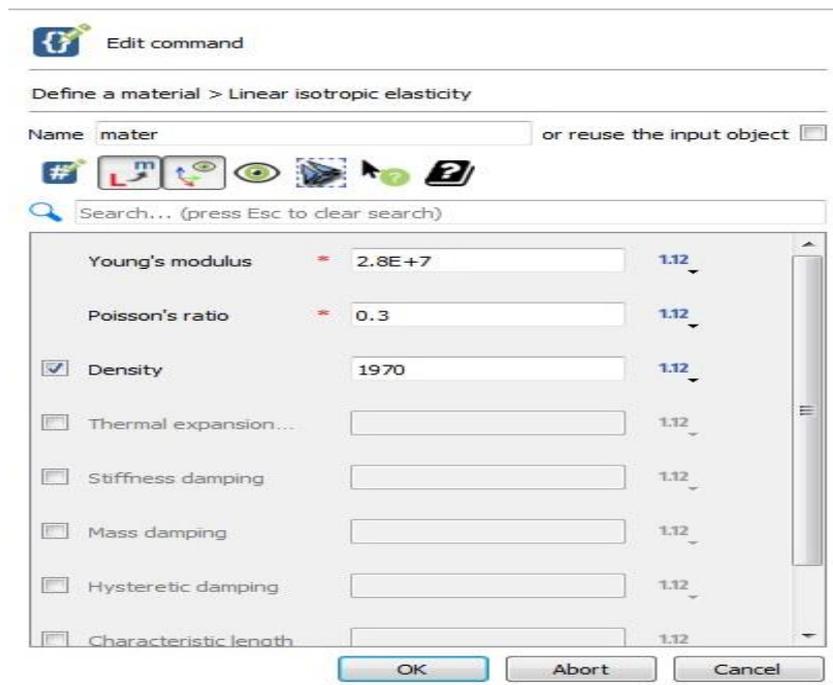


Figure V-12 : élasticité isotrope linéaire

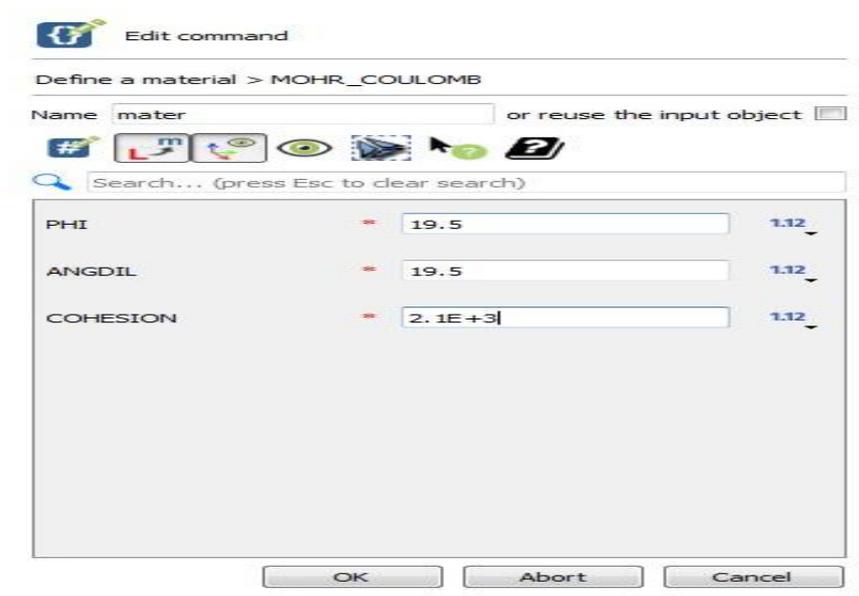


Figure V-13 : Paramètres de Mohr-Coulomb

Remarque : les propriétés de matériau (noyau) cités au dessus du tableau N°2.

➤ Calcul de déplacement vertical

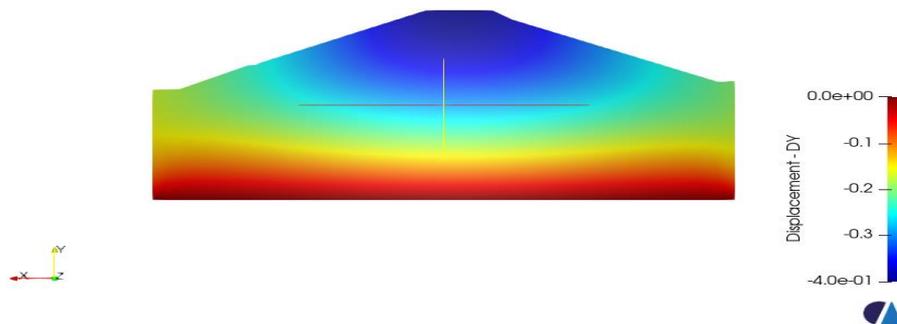


Figure V-14: Déplacement vertical *DY*

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : **DEPL max (Y)=0.0 DEPL(Y) min=-0.4 m**

➤ Calcul de la contrainte effective :

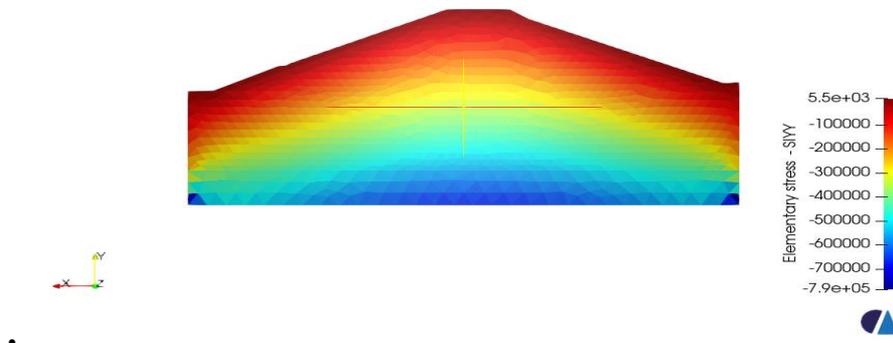


Figure V-15: Contraintes effectives SIYY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIYY_{max}(Y) = 5.5 \cdot 10^3 \text{ Pa}$ $SIYY(Y)_{min} = -7.9 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

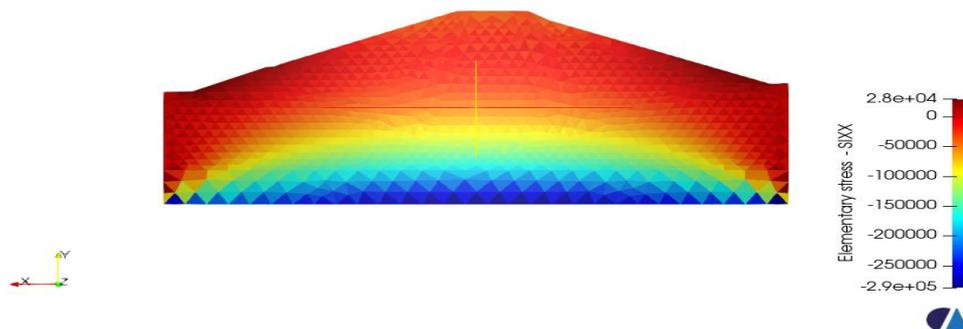


Figure V-16 : Contraintes effectives SIXX

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIYY_{max}(Y) = 2.8 \cdot 10^4 \text{ Pa}$ $SIYY(Y)_{min} = -2.9 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

V.8.1.2 Modèle CAM_CLAY

- **Fichier donnée : les paramètres de la loi de CAM_CLAY**

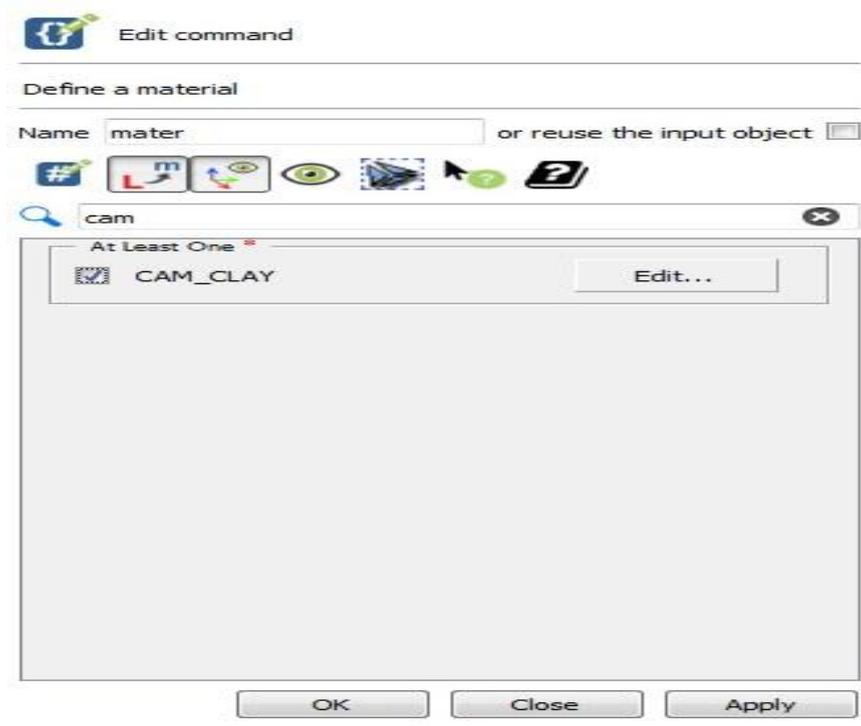


Figure V-17: modèle utilisé (Cam-Clay)

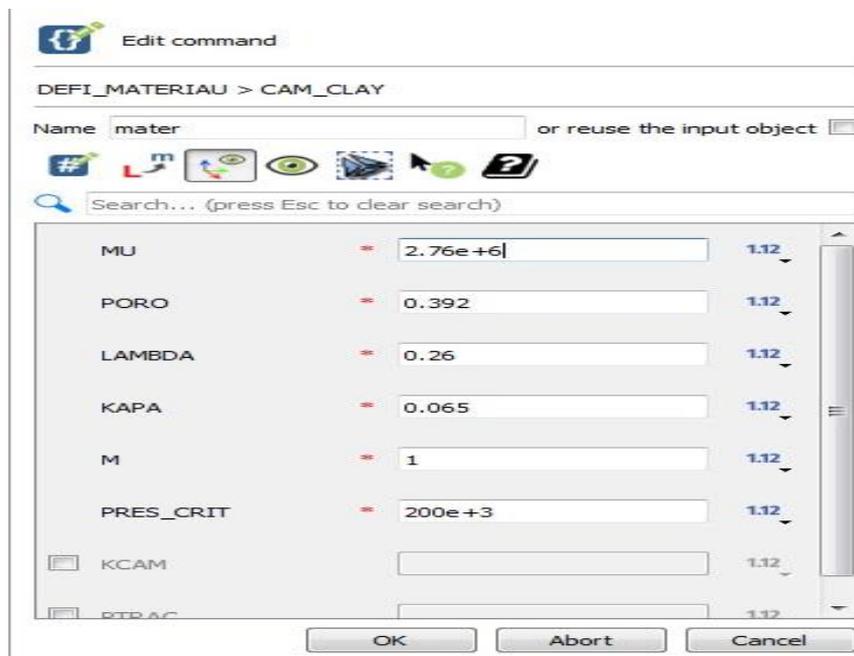


Figure V-18: Paramètres de CAM_CLAY

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

Les paramètres E et ν obligatoires sous le mot clé ELAS ne sont pas utilisés par la loi CAM_CLAY.

Le mot clé ELAS peut de ce fait être évité si l'utilisateur n'a pas besoin de renseigner α ou ρ .

Les données spécifiques au modèle Cam_Clay sont :

- Le module élastique de cisaillement $\mu=MU$,
- La pente critique M ,
- La porosité (poro) associée à une pression initiale et liée à l'indice des vides initial
- La compressibilité initiale $Kcam$,
- La pression de traction tolérée P_{trac} , (doit être négative)
- Le coefficient de gonflement élastique : κ (qui conduit à k_0),
- Le coefficient de compressibilité plastique : λ (qui conduit à k),
- La pression critique initiale P_{cr} tel que $P_{cr} - P_{trac}$ soit égale à la moitié de la pression deconsolidation,

Note : les unités utilisées dans le programme Code Aster sont : **m** :mètre ; **Pa** : pascal

➤ Calcul de déplacement vertical

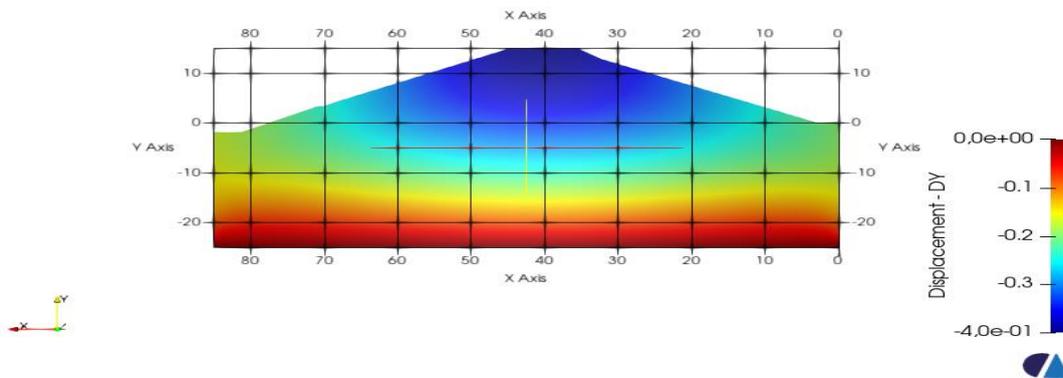


Figure V-19 : Déplacement-DYvertical

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : DEPL max (Y)=0.0 DEPL (Y) min=-0.4 m

➤ Calcul de la contrainte effective :

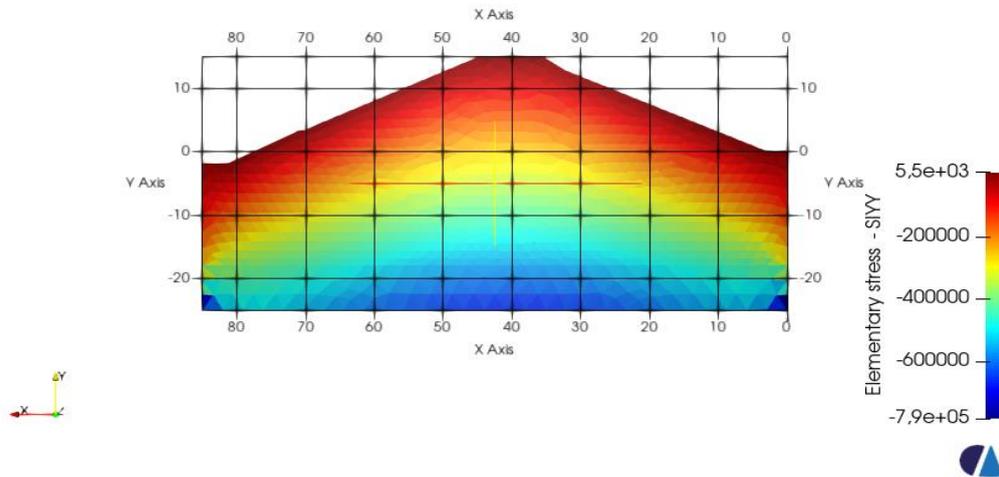


Figure V-20: Contraintes effectives-SIYY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : **SIYYmax (Y)=5.5 10³Pa** **SIYY (Y) min=-7.9 10⁵Pa**

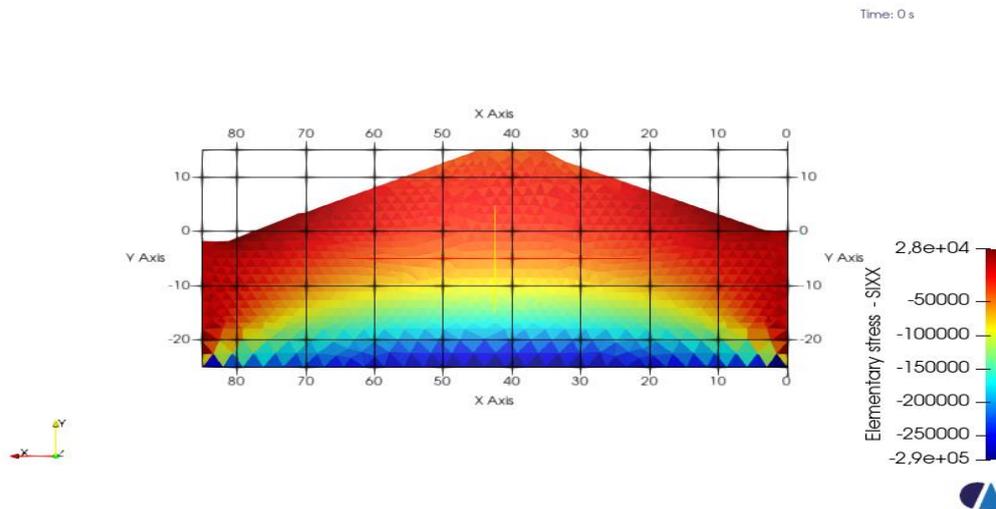


Figure V-21 : Contraintes effectives-SIXX

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : **SIXX max (X)=2.8 10⁴ Pa** **SIXX (X) min=-2.9 10⁵ Pa**

V.8.1.3 Modèle de la loi de BARCELONE (BBM)

➤ Fichier de la donnée : les principaux paramètres de la loi de BARCELONE



Figure-22 : définie matériel

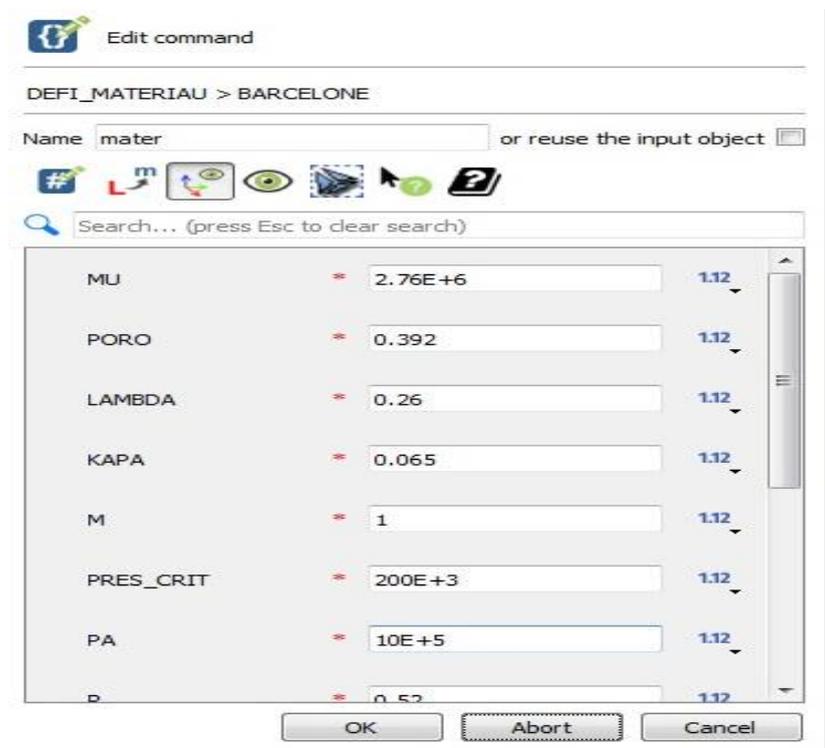


Figure V-23 : Paramètres Model Barcelone

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

- Le module élastique de cisaillement $\mu=MU$,
- La pente critique M ,
- La porosité (poro) associée à une pression initiale et liée à l'indice des vides initial
- La compressibilité initiale $Kcam$,
- La pression de traction tolérée P_{trac} , (doit être négative)
- Le coefficient de gonflement élastique : κ (qui conduit à k_0),
- Le coefficient de compressibilité plastique :(LAMBDA) λ (qui conduit à k),
- La pression critique initiale (le seuil initial de la succion p_{c0})

P_{cr0} tel que $P_{cr0}-P_{trac}$ soit égale à la moitié de la pression de consolidation,

KAPA : κ le coefficient de compressibilité élastique..

PRES-CRIT: Les paramètres associés à la surface seuil LC (contraintes isotropes) : P_{cr}^* égale à la moitié de la pression de préconsolidation P_{cons}^*

PA: P_0 Pression hydrostatique initiale égal à la pression atmosphérique notée PA

R: r et β , les coefficients permettant de calculer λ p_c , notés R et BETA

BETA : r et β , les coefficients permettant de calculer λ p_c , notés R et BETA

Kc : le paramètre qui contrôle l'augmentation de la cohésion avec la succion

Note : les unités utilisées dans le programme Code Aster sont : **m** : mètre ; **Pa** : pascal

KAPAS : les paramètres liés à une variation de succion : λ_s , coefficient de compressibilité lié à une variation de succion dans le domaine plastique, κ_s coefficient associé au changement de succion dans le domaine élastique, notés LABDAS et KAPAS

LAMBDA S: les paramètres liés à une variation de succion : λ_s , coefficient de compressibilité lié à une variation de succion dans le domaine plastique, κ_s coefficient associé au changement de succion dans le domaine élastique, notés LABDAS et KAPAS

ALPHAB : α le coefficient de normalité, noté ALPHAB

➤ Calcul le déplacement vertical

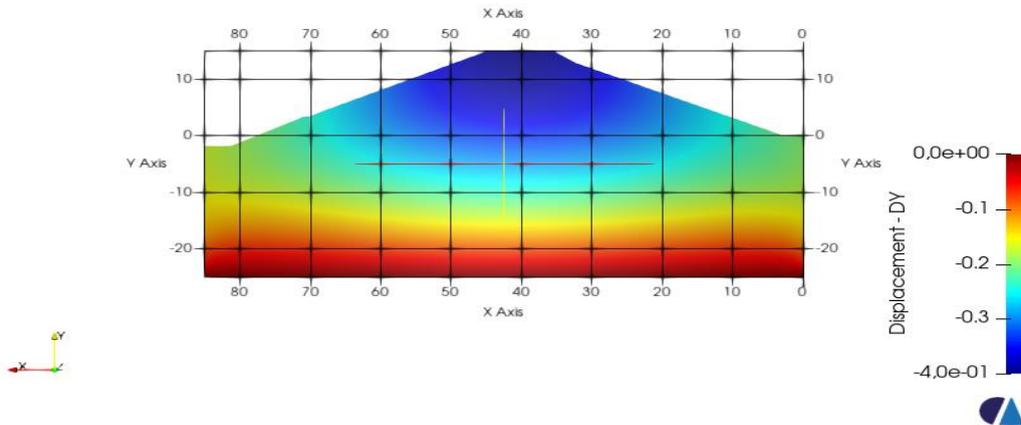


Figure V-24: Déplacement-DY vertical

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : DEPL max (Y)=0.0m DEPL (Y) min=-0.4 m

➤ Calcul de la contrainte effective :

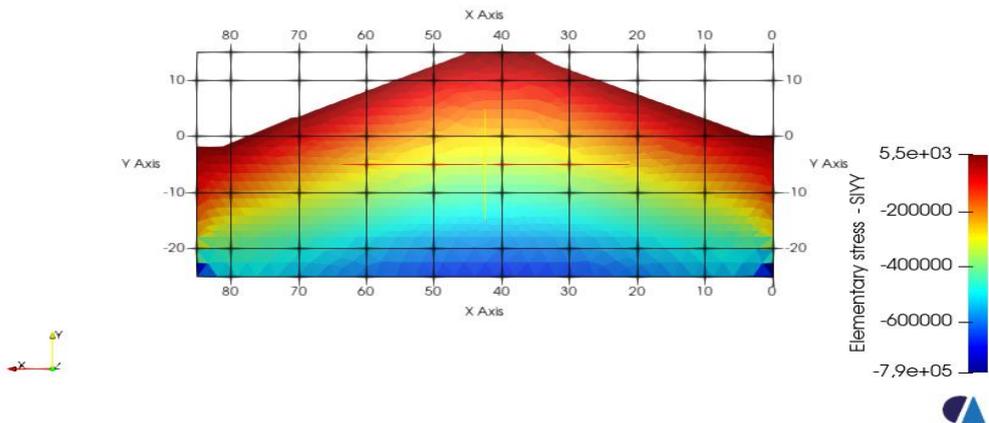


Figure V-25 :Contraintes effectives-SIYY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : SIYYmax (Y)=5.5 10³Pa SIYY(y) min=-7.9 10⁵pa

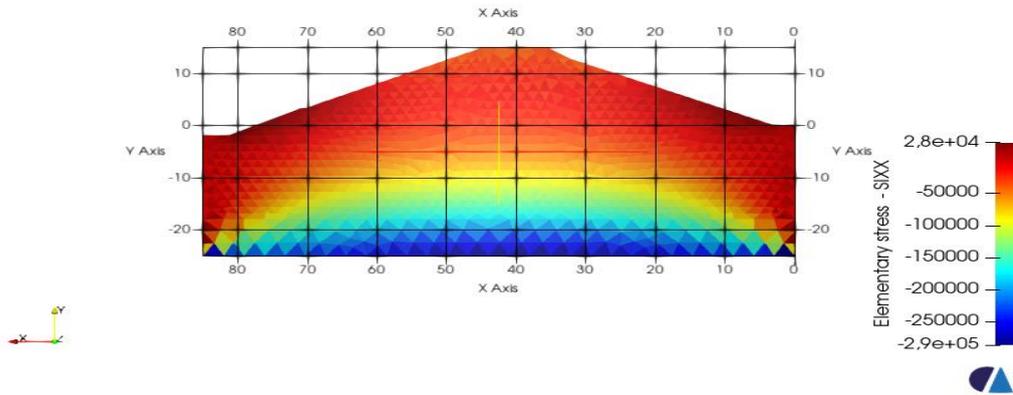


Figure V-26: Contraintes effectives-SIXX

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIXX \max (X)=2.8 \cdot 10^4 \text{ Pa}$ $SIXX (X) \min=-2.9 \cdot 10^5 \text{ Pa}$

V.8.2 Barrage pendant le remplissage (phase remplissage)

Lors de la mise en eau du barrage et pendant l'exploitation l'influence du remplissage du réservoir vise les déplacements, les pressions interstitielles, les contraintes verticales, et les conditions de stabilité quand le barrage est plein. Dans cette étape les déplacements globaux du barrage valent 0.66m.

Les conditions initiales et les conditions aux limites mécaniques dans cette phase et qui sont citées comme suit :

Les conditions initiales :

- Création de réservoir d'eau.
- Génération des pressions interstitielles.
- Génération des contraintes initiales.

Les conditions aux limites :

- Blocage horizontale sur les bords de la fondation.
- Blocage totale sur la base de fondation

Les valeurs des paramètres mécaniques du barrage (module d'Young, coefficient de Poisson, densité volumique du barrage et de l'eau) sont choisies de la façon suivante :

Module d'Young $E=2.8 \times 10^7 \text{ PA}$ $C(\text{cohésion})=2100 \text{ PA}$

Chapitre V Modélisation du comportement du barrage Boughrara

$\rho_n(\text{densité volumique du noyau}) = 1970 \text{ kg/m}^3$

$\rho_e(\text{densité de l'eau}) = 1000 \text{ kg/m}^3$

L'interface entre le barrage et la fondation est modélisée par des éléments finis. Les parties inférieures de la fondation sont encastées. Le barrage est soumis à la force gravitationnelle et on remplit progressivement en eau la partie amont du barrage (gauche sur la figure). Cela revient à appliquer une pression répartie P_{amont} sur la face, $y \in [0, 40]$; que l'on exprime en fonction de y :

$P_{\text{amont}} = \rho_e g (n_e - y)$ où g désigne l'accélération de la pesanteur ρ_e la masse volumique de l'eau et n_e le niveau d'eau.

$$P_{\text{amont}} = \rho_e g (n_e - y)$$

Application : $Y = 0 \text{ m} \rightarrow p = 1000 * 9.81 * 40$

$P = 392000 \text{ Pa}$

$Y = 40 \text{ m} \rightarrow p = 0 \text{ Pa}$

Dans les modélisations on prend en compte la propagation des sous pressions (on impose uniquement la pression amont et la pression aval), c'est le calcul qui fournira le profil des sous pressions.

Note : les unités utilisées dans le programme Code Aster sont : **m** : mètre ; **Pa** : pascal

V.8.2.1 Modèle Mohr_Coulomb

➤ Calcul de déplacement vertical.

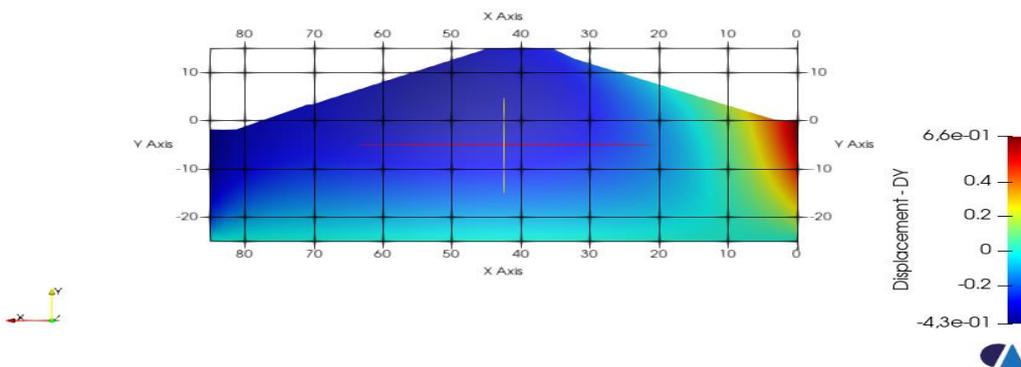


Figure V-27: Déplacement-DY vertical

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : $DEPL_{\text{max}}(Y) = 0.66 \text{ m}$ $DEPL(Y)_{\text{min}} = -0.43 \text{ m}$

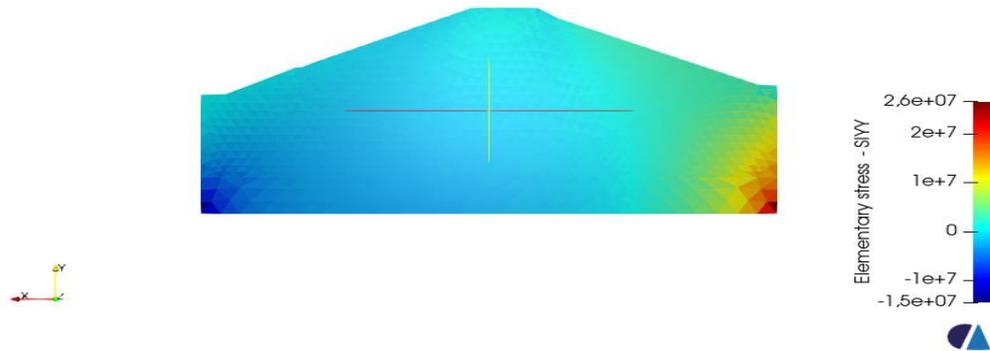


Figure V-28: Contraintes effectives- $-SIYY$ maximales du barrage (phase remplissage)

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIYY_{max}(Y) = 2.6 \cdot 10^7 \text{ Pa}$ $SIYY(Y)_{min} = -1.5 \cdot 10^7 \text{ Pa}$

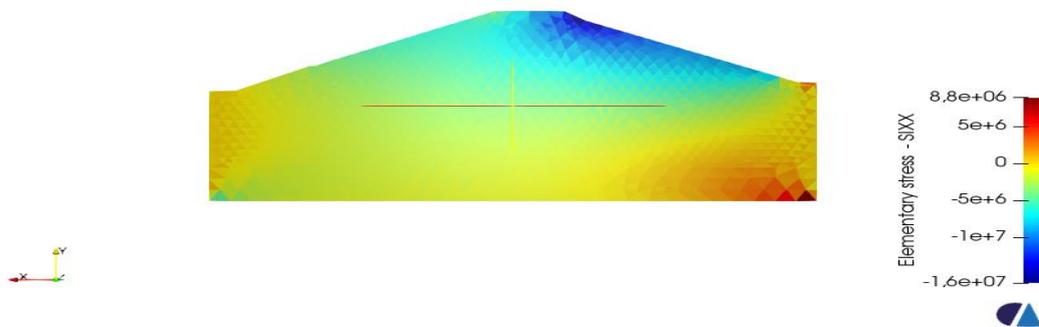


Figure V-29 : Contraintes effectives- $-SIXX$ maximales du barrage (phase remplissage)

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIXX_{max}(X) = 8.8 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ $SIXX(X)_{min} = -1.6 \cdot 10^7 \text{ Pa}$

V.8.2.2 Modèle CAM-CLAY

➤ Calcul de déplacement vertical

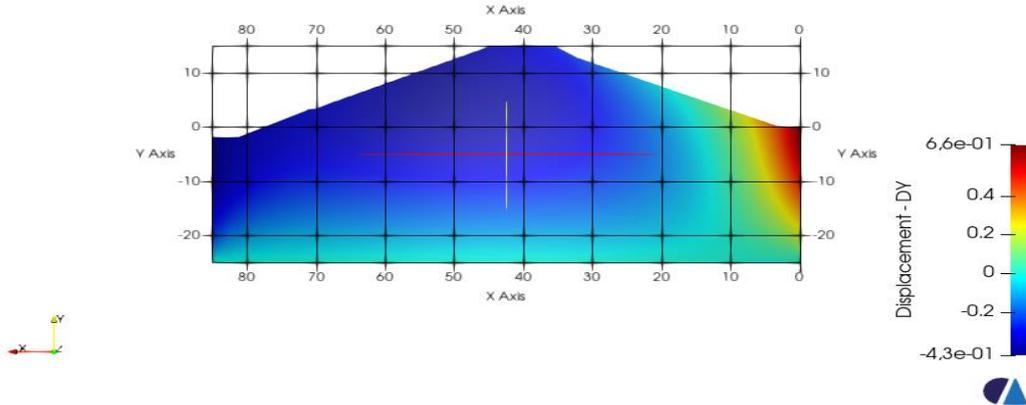


Figure V-30 : Déplacement-DY vertical

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : $DEPL \max (Y)=0.66m$ $DEPL (Y) \min=-0.43 m$

➤ Calcul de la contrainte effective

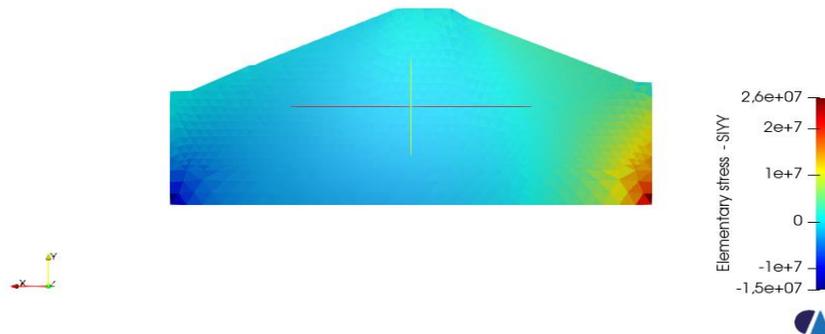


Figure V-31 : Contraintes effectives-SIYY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIYY_{\max} (Y)=2.6 \cdot 10^7 \text{ Pa}$ $SIYY(Y) \min=-1.7 \cdot 10^7 \text{ Pa}$

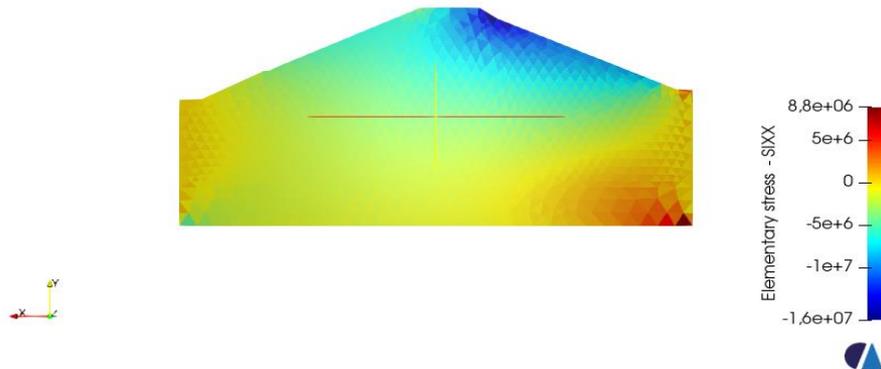


Figure V-32: Contraintes effectives-SIXX

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : $SIXX_{max}(X) = 8.8 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ $SIXX(X)_{min} = -1.6 \cdot 10^7 \text{ Pa}$

V.8.2.3 Modèle de BARCELONE (BBM)

➤ Calcul de déplacement vertical

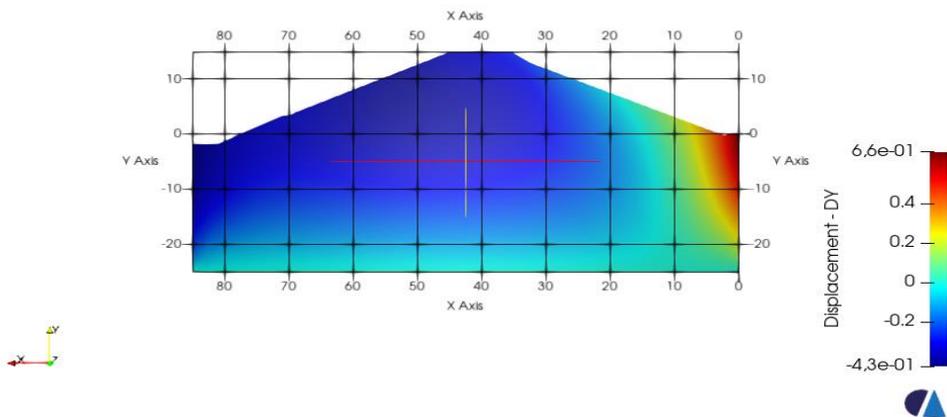


Figure V-33: déplacement vertical DY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les déplacements verticaux : $DEPL_{max}(Y) = 0.66 \text{ m}$ $DEPL(Y)_{min} = -0.43 \text{ m}$

➤ Calcul de la contrainte effective

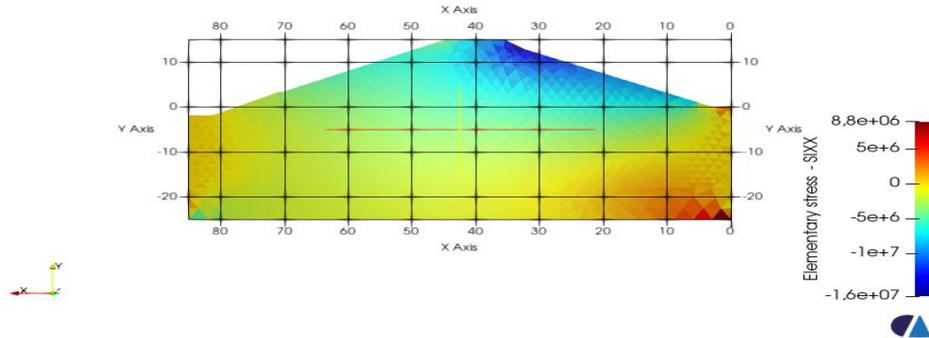


Figure V-34 : Contraintes effectives-SIX maximales

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : **SIXXmax (X)=8.8 10⁶Pa** **SIXX(X) min=-1.6 10⁷Pa**

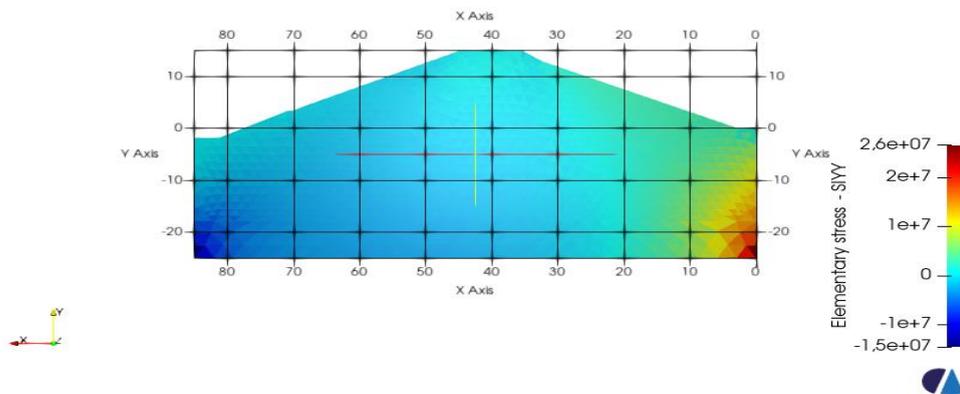


Figure V-35 Contraintes effectives-SIYY

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code Aster, nous avons obtenu les résultats suivants :

Les contraintes effectives : **SIYYmax (Y)=2.6 10⁷Pa** **SIYY(Y) min=-1.5 10⁷ Pa**

V.9. CONCLUSION

L'étude du comportement du barrage est liée à l'utilisation du modèle numérique qui donne des résultats en appliquant les lois de comportement différents comme Mohr_Coulomb, Cam_Clay et BARCELONE (BBM).

La modélisation engagée sur le barrage Boughrara homogène nous a permis d'analyser son comportement en deux parties:

- En fin déconstruction (Partie vide)
- Pendant l'exploitation (Partie Remplissage)

L'analyse des résultats de simulation de la présente étude a permis de dégager les conclusions suivantes:

- **Fin déconstruction:**

Les déplacements se dirigent vers le centre de la digue au niveau du sommet et vers les deux talus du barrage.

- **Pendant l'exploitation:**

Les déplacements sont dirigés vers le centre de la digue au niveau du sommet et vers la partie amont à cause de la charge de la pression d'eau appliquée

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Un barrage est par nature très inséré dans l'environnement naturel. Sa conception et sa réalisation font intervenir des connaissances de la quasi-totalité des domaines techniques des sciences de la nature et de la construction. Son impact sociétal par ailleurs requiert l'apport des sciences humaines. Plus que compliqué, c'est un ouvrage complexe à cause de l'incertitude qui demeure quant à la valeur des paramètres physiques à prendre en compte dans son étude, la géométrie de leur espace, ainsi qu'en ce qui concerne les lois qui régissent leur relation. C'est aussi un ouvrage exceptionnel non seulement dans ses dimensions mais peut-être surtout par sa durée. Il en résulte que l'observation du comportement d'un barrage est une exigence pour assurer sa sécurité.

L'auscultation des barrages est une démarche très proche de celle du médecin associant, l'observation des phénomènes et la mesure de grandeurs liées à ceux-ci, la démarche part de l'observation des faits et s'appuie sur des modèles théoriques ou lois physiques peu à peu élaborés au cours d'une longue histoire de l'observation des comportements des matériaux et des structures, elle permet d'avancer dans une connaissance de plus en plus poussée de l'état de ces structures et de leur niveau de sécurité, pour les concevoir de façon sûre et économique.

L'analyse des résultats de simulation de la présente étude a permis de dégager les conclusions suivantes :

1. En fin de construction

- les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base.
- Les déplacements verticaux sont plus grands dans l'amont car le talus repose sur le tapis étanche en argile.
- le tassement maximal est localisé au niveau du noyau. Ce qui est confirmé par la théorie.
- Le talus amont est moins stable que le talus aval malgré que sa pente est plus douce et cela revient au tapis étanche.

2. En fonctionnement normal

- on constate que le tassement maximal diminue par rapport à la fin de construction et cela revient au gonflement de l'argile saturée. Le tassement est encore accentué au niveau du noyau et du talus amont.
- les déplacements s'orientent vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'aval au niveau des deux talus à la base à cause de la charge d'eau et les pressions hydrostatiques appliquées sur le talus amont.

Référence Bibliographiques

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alonso, E. E., Gens, A. & Josa, A. (1990). Géotechnique 40, No. 3, 405-430 A constitutive model for partially saturated soils.

Luc BOUTONNIER (2007) « Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement »
Thèse de doctorat Institut National Polytechnique De Grenoble.

Baghzim. H., (2015). Etude numérique de la conception des barrages en terre mémoire de magister, Université de Mohamed khider-Biskra.

Bekkouche. A et Benyelles. Z., (2016). Bases de la Mécanique des Sols, Professeurs à l'Université Abou-BekrBelkaid, Tlemcen.

Belkheir. M., (2016). Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones Cas barrage AIN ZADA, B.B. Arreridj. Mémoire de master, Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

Benaissa. A., (1989). « Glissements de terrain calcul de stabilité », Institut de Recherche de Géologie Appliquée de l'université Joseph-Fourier - Grenoble I.

Bendi-ouis. A., (2014). Comportement Hydromécanique Des Sols Fins Compacts Au Voisinage De La Saturation. thèse de doctorat, Université Abou-BekrBelkaid, Tlemcen.

Bishop A.W., (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, 5 (1), pp. 7-17,

Blatz J. A., Cui Y. J., Oldecop L., (2008). Vapour Equilibrium and Osmotic Technique for Suction Control; GeotechGeolEng 26:661-673

Buron, A., Meilhac, A., (1995). Les barrages. Cours. Lycée Pierre Caraminot 19300, egletons. France.

Carrere, A., (1994). Barrages. Vol 1. Technique de l'ingénieur, traité construction. 1-26. C 5555.

Chabbi, H. Contribution à l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes, mémoire de magister, soutenue en 2010 à l'université Badji Mokhtar, Annaba, 110 p.

CIGB., (1993). Barrages en remblais : Protection du talus amont. p. 121

Code Aster « Titre: Loi de comportement des milieux poreux » : Responsable : Sarah PLESSIS Clé : R7.01.17 Loi de comportement des milieux poreux : modèle de Barcelone.

Code Aster « Titre : Les grands principes de fonctionnement de Code Date : 10/09/2018 Page : 1/18 Responsable : ABBAS Mickaël Clé : U1.03.00 Révision : 5f42d89e55e5

Code Aster « Titre : Loi de comportement CAM_CLAY » Date : 03/04/2017 Page : 1/38 Responsable : PLESSIS Sarah Clé : R7.01.14 Révision : 5d50a8aea622.

Mr. AZZOUZI AHMED et Mr. MEGREZ MOHAMMED (2019) « modélisation du comportement hydromécanique du barrage boughrara » thèse de MASTER Université AboubakrBelkaid– Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE.

Code Aster Titre : Modélisations AXIS, D_PLAN, C_PLAN Date : 27/03/2012 Page : 1/5
Responsable : Josselin DELMAS Clé : U3.13.01 Révision : 8718

Code Aster« Titre : Comportements non linéaires » Date : 05/01/2018 Page : 1/97 Responsable : HABOUSSA David Clé : U4.51.11 Révision :9e46a1a04072.

Code Aster Titre : Contraintes, efforts, forces et déformations Date : 12/05/2020 Page : 1/15
Responsable : ABBAS Mickael Cle : U2.01.05 Révision :d0f7a0823523.

Code Aster« Titre : WTNL100 - Consolidation d'une colonne de sol poro- Date : 13/06/2014 Page : 1/14
Responsable : FERNANDES Roméo Clé : V7.30.100 Révision :322c54560c42

Delage. P,et al., (2001). L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: Techniques de l'Ingénieur C301.

Djemili. L., (2006). Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat. Université El Hadj Lakhdar de Batna.

ENTE., (2003). Ecole national des techniciens de l'équipement.

Li X. L., (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé ; Thèse de doctorat Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquée.

LI Zhong-Sen., (2015).Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation, Grade De Docteur Ecole Centrale Des Arts Et Manufactures Paris, France.

Marche. C., (2008). Barrage: crues de rupture et protection civil. Presse internationales polytechnique. Canada, 388p.

Mekki. L., (2009). Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de m'sila) ; thèse de magister, université Mohamed Boudiaf de M'sila, Algérie.

Messaid. B.,(2009). Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terres. Université Colonel Hadj Lakhdar -Batna- : Thèse de Doctorat

Paquier. A., (2002). Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon 1, 44 pages.

Li X. L., (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé ; Thèse de doctorat Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquée.

LI Zhong-Sen., (2015).Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation, Grade De Docteur Ecole Centrale Des Arts Et Manufactures Paris,France.

Mme Assia BENCHOUK ép. BENDI-OUIS, (2014) « comportement hydromécanique Des sols fins compacts au voisinage de la saturation » thèse de doctorat universitéabou-bekrbelkaid – TLEMCEM

Philippe Mestat* _ Yvon Riou** « Modélisation des sols et des ouvrages avec le modèle Cam-Clay modifié » Article HAL Id: hal-01007070 <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01007070>Submitted on 3 Feb 2017.

Moussa WONE (1995) : « Contribution A La Modélisation Du Comportement Hydrique Et Mécanique Des Remblais Routiers En Matériaux Fins » thèse de doctorat, l'École Nationale des Ponts et Chaussées.