

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. الطاهر مولاي -
UNIVERSITÉ DESAÏDA- Dr MOULAY TAHAR
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



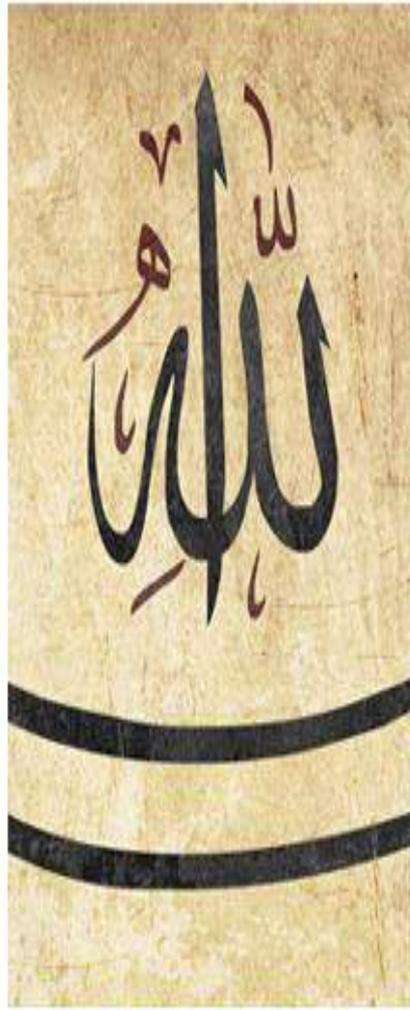
Présenté pour l'obtention du **Diplôme de MASTER en Génie Civil**
Spécialité : Géotechnique

Par : **BENCHOHRA Nawal**
ZAHZOUH Kawther

**ANALYSE NUMERIQUE D'UN BARRAGE EN
REMBLAIS EN FIN DE CONSTRUCTION PAR LE
LOGICIEL DE CALCUL EN ELEMENTS FINIS
CODE-ASTER : CAS DU BARRAGE EL-IZDIHAR**

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

<i>M^r</i> /DERFOUF Feth-Allah Mounir	MCA	Président
<i>M^r</i> / TOUIL Brahim	MCB	Encadreur
<i>M^r</i> / BELOUADI Larbi	MCA	Examineur



Dédicaces

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

A mon père ;

A ma chère mère ;

A mes chères sœurs ;

A toute ma famille

A Dida, Asma, Housem, Abed nour

A mon binôme : Benchohra Nawal;

Et tous mes amis proches surtout rabiaa;

Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Saida promotion 2020

Lahzouh Kawther

Dédicaces

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

A ma Mère et a mon père que dieu ait pitié deux;

A mes chères sœurs ;

A toute ma famille ;

A Dida, A mon binôme : Zahzouh Kawther;

Et tous mes amis proches;

Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Saida promotion 2020.

Benchokra Nawal

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

Nous voulons remercier notre superviseur : M. TOUIL Brahim, pour ses précieux conseils et son aide tout au long de la période de ce travail.

Nos sincères remerciements vont aux membres du jury, Mrs DERFOUF Mounir et BELOUADI Larbi, pour avoir accepté et de rendre leur jugement pour ce modeste travail.

Nous saisissons cette occasion pour exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à Mme GHEFIR Meriem.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Saida, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

RESUME

Le but de ce mémoire est d'étudier les déformations dans les barrages en remblais.

Vu la complexité de la réponse des barrages en terres sous sollicitations monotone ou cyclique, l'ingénieur géotechnicien est souvent amené à utiliser les lois et modèles de comportement observés chez les sols.

Dans le cadre de notre étude, le barrage El Izdihar de Sidi Abdelli de la wilaya de Tlemcen a été analysé. Ainsi le logiciel Code-ASTER se basant sur la méthode des éléments finis (MEF) a été adopté. L'approche comportementale du matériau est résolue en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, en se focalisant sur les déformations du barrage en fin de construction.

Mots clés : Barrage en remblais, lois de comportement, MEF, Code-ASTER, Déformations.

ABSTRACT

The aim of this dissertation is to study the strains of embankment dams.

Considering the complexity of the response of embankment dams under monotonous or cyclical loadings, the geotechnical engineer often has to use the laws and models of behaviour observed in soils.

As part of our study, the El Izdihar dam of Sidi Abdelli in the province of Tlemcen was analysed. Thus the Code-ASTER software based on the finite element method (FEM) was adopted. The approach of the behaviour of the material is solved using the Mohr-Coulomb model, focusing on the deformations at the end of dam construction.

Key words: Embankment dam, behavior laws, FEM, Code-ASTER, deformations.

المخلص

الهدف من هذه الرسالة هو دراسة التشوهات السدود المنجزة بالردم. نظرًا للصعوبة
نظراً للصعوبة إيجاد النتائج المناسبة
تحت الحمل الثابتة أو الدورية، غالباً ما يتعين على المهندسين الجيوتقنيين استخدام القوانين والنماذج السلوكية التي لوحظت في التربة.

من خلال دراستنا، تطرقنا لدراسة سد الأزدهار بسيد عبد ليفيو لولاية تلمسان. وهكذا اعتماداً على برنامج Code-ASTER المستند إلى الطريقة العناصر المحدودة (MEF). تم حل سلوك المادة باستخدام نموذج Mohr-Coulomb، مع التركيز على التشوهات عند نهاية بناء السد.

الكلمات المفتاحية: سد المنجز بالردم، قوانين السلوك، Code-ASTER، FEM، التشوهات.

SOMMAIRE

Résumé.....	VI
Liste des figures	XI
Liste des tableaux.....	XIII
Liste des notations.....	XIV
Introduction generale	01
CHAPITRE I : Lois de comportement.....	04
1 Introduction.....	05
2 Le général de la mécanique des milieux continus.....	05
2.1 Notion de déformation	05
2.1.1 Petits déplacements et petites déformations : élasticité linéaire.....	05
2.1.2 Déviateur – partie sphérique.....	07
2.1.3Variation relative de volume.....	07
2.1.4Tenseur des vitesses de déformation.....	07
2.2 Notions de contraintes.....	08
2.2.1 Contraintes principales et invariants.....	08
2.2.2 Décomposition du tenseur contrainte en tenseur déviateur et sphérique.....	08
2.2.3 Etats de contraintes particuliers.....	09
3 Notion de loi de comportement.....	10
3.1 Élasticité.....	10
3.1.1 Élasticité linéaire isotrope.....	10
3.1.2 Élasticité isotrope non linéaire.....	11
3.1.3 Elasticité anisotrope.....	11
3.1.4 Viscosité.....	12
3.2 Critères.....	12
3.2.1 Critères d'Elasticité.....	12
3.2.2 Critère de Rankine.....	12
3.2.3 Critère de Tresca.....	12
3.2.4 Critère de Von-Mises.....	13
4. Plasticité et critères de plasticité.....	14
4.1Plasticité.....	14

Sommaire

4.1.2 Critères de Plasticité.....	14
4.1.2 Critère de Tresca.....	14
4.1.3 Critère de Von-Mises.....	14
4.1.4 Critère de Mohr-Coulomb.....	15
5 Conclusion.....	15
CHAPITRE II : Lois de comportement des sols	16
<hr/>	
1 Introduction.....	17
2. Description expérimentale du comportement de sol.....	17
3. Observations expérimentales.....	18
3.1 Chargement monotone.....	18
3.2 Chargement cyclique.....	18
3.3 Notion d'amortissement.....	20
3.4 Chemin de contrainte déformation.....	20
4 Généralité sur le comportement du sol.....	21
4.1 Comportement d'un milieu discontinu formé de sphères élastique (Pb de Hertz)...	21
4.2 Lois de comportement des sols.....	22
4.2.1 Modèle élastique.....	22
4.2.1 Limitations des modèles élastiques.....	22
4.2.3 lois non linéaires.....	22
4.2.4 Modèles viscoélastiques.....	23
4.2.5 Caractérisation d'un modèle élastoplastique.....	26
4.2.6 Lois de comportement viscoplastique.....	29
4.2.7 Les lois incrémentales.....	31
5. Conclusion.....	32
CHAPITRE III : Barrage en remblais	33
1 Introduction.....	34
1.2 Terminologie.....	34
1.3 Classification des barrages enterre.....	35
1.3.1 Barrage en terre homogène.....	36
1.3.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné.....	36
1.3.3 Barrage à masque amont.....	37
1.3.4 Barrages en enrochements.....	37
2 La stabilité des barrages en remblai.....	38
2.1 Comportement du barrage pendant et en fin de construction.....	39
2.3.2 Comportement de la digue en fonctionnement normal.....	39

Sommaire

3 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	39
3.1 Caractéristiques des matériaux pour les noyau.....	39
3.2 Caractéristiques des matériaux pour les recharges.....	40
3.3 Caractéristiques des matériaux spéciaux pour la protection de surface.....	41
4 Les risques de rupture des barrages.....	42
5 Détermination de La ligne de saturation.....	42
6 Dans les fondations du barrage.....	43
7 Présentation du barrage El Izdihar à Sidi-Abdelli.....	45
7.1 La digue.....	46
7.2 Tour de prise.....	46
7.3 Vidange de fond.....	47
7.4 Evacuateur de crue.....	48
8 Conclusion.....	48
CHAPITRE IV : Présentation du logiciel Code-ASTER.....	49
1 Introduction.....	50
1.2 Historique.....	50
1.3 Concept de base.....	50
1.4 Calcul par la MEF.....	51
2. Les étapes de la MEF.....	51
3 Présentation du logiciel Code-ASTER 2D.....	52
3.1 Principes généraux.....	52
3.2 La méthodologie dans Code-ASTER.....	53
3.2.1 Dimension du maillage.....	53
3.2.2 Conditions initiales.....	53
3.2.3 Conditions aux limites.....	54
4 Lois de comportement dans Code-ASTER.....	54
4.1. Modèle de Cam_Clay.....	55
4.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	55
4.3. Modèle de Hujeux.....	56
5 Conclusion.....	57
CHAPITRE V : Application sur barrage El Izdihar.....	59
1 Introduction.....	60
2 Présentation de l'ouvrage.....	60
3. Description du barrage.....	61

Sommaire

3.1. La digue.....	61
3.2 Hydrologie.....	63
3.3 Retenue.....	63
3.4 Fondations du barrage.....	63
4 Conditions aux limites & chargements.....	64
5 Loi de comportement.....	64
6. Les principaux paramètres.....	64
6.1. Les paramètres de Mohr-Coulomb.....	64
7. Modélisation.....	65
7.1 Définition des points.....	65
7.2 Définition des lignes.....	65
7.3 Définition des surfaces.....	66
7.4 Définition des volumes.....	66
8. Le maillage.....	67
9. Résultats et discussions.....	69
9.1 Calcul des déplacements.....	71
9.1.1 Déplacement vertical.....	71
9.1.2 Déplacement horizontal.....	71
10 Conclusion.....	73
Conclusion générale.....	74
Références bibliographiques.....	75

LISTE DES FIGURES

Figure I.1	Représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1\sigma_2\sigma_3$	13
Figure I.2	Section plane.....	13
Figure I.3	Représentation du critère de Von-Mises dans l'espace $\sigma_1\sigma_2\sigma_3$	13
Figure I.4	Section du cylindre représentée en plan	14
Figure II.1	Courbe effort-déformation chargement quasi statique monotone	17
Figure II.2	Courbe effort-déformation Hystérisis.....	19
Figure II.3	Coube Effort déformation cyclique	19
Figure II.4	Essai répétés	21
Figure II.5	Courbe contrainte-déformation pour un chargement cyclique centré	24

Sommaire

Figure III.1	Coupe schématique d'un barrage en remblai.....	35
Figure III.2	Typologie des barrages en remblai	35
Figure III.3	Barrage en terre homogène avec drain.....	36
Figure III.4	Barrage zoné	36
Figure III.5	Barrage à masqué amont	37
Figure III.6	Barrage en enrochement a noyau incliné	38
Figure III.7	Granulométrie des matériaux pour les recharges et du noyau	40
Figure III.8	Caractéristique de compactage d'un matériau de remblai	41
Figure III.9	Ligne de saturation dans un barrage en terre	42
Figure III.10	Imperméabilisation des fondations de barrage avec mur para-fouille	43
Figure III.11	Tapis d'étanchéité amont	44
Figure III.12	Injection dans les fondations de barrage	45
Figure III.13	Tour de prise d'eau de barrage Sidi-Abdelli	47
Figure III.14	Vidange de fond barrage Sidi-Abdelli par vanne secteur.....	48
Figure III.15	Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli	48
Figure IV.1	Fenêtre principale du programme d' entré (mode création géométrie).....	53
Figure IV.2	Conditions aux limites imposées sur les faces inférieures et latérales du modèle pour le calcul sismique avec code-ASTER	54
Figure V.1	Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli.....	61
Figure V.2	Photo par satellite du barrage Sidi-Abdelli.....	61
Figure V.3	Digue du barrage El Izdihar Sidi-Abdelli.....	62
Figure V.4	Profil du barrage El Izdihar.....	63
Figure V.5	Schéma représentatif des points	65
Figure V.6	Schéma représentatif des lignes	66
Figure V.7	Schéma représentatif des surfaces	66
Figure V.8	Schéma représentatif des volumes.....	67
Figure V.9	Création de maillage du barrage.....	68
Figure V.10	Exécution du maillage	68
Figure V.11	Schéma représentatif du maillage	69
Figure V.12	Introduction du modele de Mohr-Coulomb.....	69
Figure V.13	Exécution du programme.....	71
Figure V.14	Les déplacements verticaux en fin de construction.....	72
Figure V.15	Les déplacements horizontaux en fin de construction.....	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.1 : Loi de Cam Clay	55
Tableau IV.2 : Loi de Mohr Coulomb	56
Tableau IV.3 : Loi de Hujoux	57
Tableau V.1 : Paramètres des sols de fondation et du matériau de digue (barrage El Izdihar)...	64

NOTATIONS

- E : module de Young
- G : module de cisaillement
- S : tenseur des contraintes déviatoriques
- t : temps
- u, v, w : composantes du vecteur déplacement γ
- $\dot{u}, \dot{v}, \dot{w}$: vitesses des déplacements
- $\ddot{u}, \ddot{v}, \ddot{w}$: accélérations des déplacements
- u : pression interstitielle
- V_B : vitesse de propagation des ondes de cisaillement
- V_P : vitesse de propagation des ondes de compression
- $[C]$: matrice d'amortissement
- $[K]$: matrice de raideur
- $[M]$: matrice de masse
- β : amortissement matériel du sol sous chargement harmonique
- γ : déformation de cisaillement
- ε : tenseur des déformations
- λ : coefficient de Lamé
- ν : coefficient de Poisson
- ρ : masse volumique
- ω : pulsation
- La transposée d'une matrice est notée $[]^T$ et l'inverse $[]^{-1}$

- div : opérateur divergence

- grad : opérateur gradient

Introduction Générale

Introduction générale

La construction des barrages en remblai est largement utilisée dans le monde depuis longtemps. Normalement, la technique adoptée pour ce type d'ouvrage est de mettre en œuvre des matériaux locaux reconstitués en couches successives minces et compactées.

Le rôle des géotechniciens est de veiller à une stabilité et une résistance du corps de l'ouvrage, afin d'assurer sa sécurité le long de sa durée de vie.

Cependant, les sollicitations externes (statiques ou/et dynamiques) peuvent affecter l'état d'équilibre initial du sol et entraîner des déformations partielles ou totales pouvant même engendrer la ruine du barrage.

Devant cette problématique, les chercheurs, de leurs côtés, ne cessent de développer des modèles de comportement pour les sols, afin de mieux approcher la réalité.

Dans ce contexte, plusieurs lois de comportement des matériaux ont été développées, en se basant sur les notions de base de la mécanique des milieux continus. Ainsi, des modèles théoriques calés sur des observations expérimentales s'avèrent plus que nécessaires pour résoudre les problèmes de sols souvent à comportement complexe.

Par ailleurs, la mise au point de la méthode des éléments finis, et l'avènement de l'outil informatique ont beaucoup facilité le traitement des cas de sols les plus difficiles.

Le présent travail a pour objectif l'étude du barrage en remblai d'EL-Izdihar à Sidi Abdelli (Tlemcen) en fin de construction. Une méthodologie de simulation du comportement du barrage en termes de déplacement a été élaborée pour vérifier sa stabilité à l'aide du logiciel Code-ASTER basé sur la méthode des éléments finis.

Parmi les modèles choisis dans cette étude, est celui de Mohr-Coulomb qui a été utilisé pour analyser l'ouvrage en déplacement sans pour autant dépasser l'équilibre limite assimilé à une droite. Ce modèle s'adapte bien à la méthode des éléments finis vu sa simplicité et son efficacité.

Afin d'atteindre notre objectif d'étude, le mémoire a été structuré comme suit :

Le **premier chapitre** est une présentation générale des notions de base sur la loi du comportement il convient alors, de trouver des équations mathématiques, reliant les grandeurs des contraintes aux déformations.

Introduction Générale

A la suite, dans Le **deuxième chapitre** a été consacré à des lois et modèles de comportement de base pour simuler le comportement des sols.

Nous présentons dans le **troisième chapitre** des différents types de barrages en remblais et de leur comportement.

Le **quatrième chapitre** est dédié à une présentation la méthode des éléments finis ainsi que du logiciel Code-ASTER et les modèles de comportement, employés dans les simulations numériques.

Dans le **dernier chapitre** on effectue les calculs numériques sur un ouvrage réel, en utilisant l'un des modèles de comportements. Enfin les résultats obtenus seront discutés et commentés.

Nous achevons ce travail, par une conclusion générale qui reprend les conclusions partielles de chaque chapitre.

Chapitre I

Lois de comportement

1. Introduction

La mécanique des milieux continus est une étude des mouvements, des déformations, des champs de contraintes au sein de milieux continus (solide ou fluides), permet de comprendre et de décrire le monde matériel qui nous entoure et les phénomènes courants qui s'y déroulent.

Ces équations sont appelées lois de comportement, est une relation liant, à l'instant t , le tenseur contrainte, le 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.

2. Le général de la mécanique des milieux continus

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

2.1 Notion de déformation

Les déformations sont engendrées par sollicitation extérieures, chacun de ses 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

$$\xi = \varepsilon + \Omega \quad (\text{I-1})$$

2.1.1 Petits déplacements et petites déformations : élasticité linéaire

2.1.1.1 Tenseur des déformations :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{I-2})$$

$i=j \rightarrow \varepsilon_{11} \varepsilon_{22} \varepsilon_{33}$: variation de la longueur

$i \neq j \rightarrow \varepsilon_{21} \varepsilon_{32} \varepsilon_{31}$: variation angulaire

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (\partial u_i / \partial x_j + \partial u_j / \partial x_i) \quad (\text{I-3})$$

2.1.1.2 Directions et valeurs principales

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{I-4})$$

On peut définir les invariants du tenseur comme suit :

$$\begin{aligned} I_1 &= \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \varepsilon_v \\ I_2 &= \varepsilon_{11}\varepsilon_{22} + \varepsilon_{11}\varepsilon_{33} + \varepsilon_{22}\varepsilon_{33} \\ I_3 &= \det(\varepsilon_{ij}) \end{aligned} \quad (\text{I-5})$$

2.1.1.3 Décomposition polaire

Une petite rotation est donc caractérisée par une matrice de rotation

$$\Omega = \begin{bmatrix} 0 & \omega_{21} & \omega_{31} \\ -\omega_{21} & 0 & \omega_{32} \\ -\omega_{31} & -\omega_{32} & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{I-6})$$

Et par suite

$$\begin{aligned} W_{12} &= -W_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ W_{13} &= W_y = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ W_{23} &= -W_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial y} \right) \end{aligned}$$

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \cdot (u_j/x_i - u_i/x_j) \quad (\text{I-7})$$

u_i ou $(j, k) = U(P)$: déplacement suivant la direction i ou (j, k) ,
et x_i ou (j, k) : Axe de direction i ou (j, k) .

$$U(p) = \begin{cases} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{cases}$$

2.1.1.4 Cercle de Mohr des déformations

En M , prenons comme repère, le repère principal $\{M; \vec{n}_1; \vec{n}_2; \vec{n}_3\}$. Considérons la famille de facettes passant par la direction principale n_3 .

$$\begin{cases} \varepsilon_n(\theta) = d + r \cos(-2\theta) \\ \frac{1}{2}\gamma_n = r \sin(-2\theta) \end{cases} \text{ Avec } d = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2), r = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad (\text{I-8})$$

A chaque facette \vec{n} , nous pouvons associer un point $(\varepsilon_n, \gamma_n/2)$ dans un repère orthonormé. Lorsque θ varie, ce point décrit le cercle de centre $(d; 0)$ et de rayon r .

2.1.2 Déviateur – partie sphérique

La tenseur des déformations peut être décomposé en une partie sphérique ε_s et une partie déviatorique ε_d tel que [1]:

$$\varepsilon = \varepsilon_s + \varepsilon_d \quad (\text{I-9})$$

Avec :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_m s_{ij}^*$$

Et

$$\varepsilon_d = e_{ij}$$

De telle sorte que :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_m s_{ij} + e_{ij} \quad (\text{I-10})$$

2.1.3 Variation relative de volume

Aussi, il est intéressant de rappeler que les déformations plastiques correspondantes s'effectuent sans la variation de l'angle droit (Termes extra diagonaux nuls).

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

S'effectuent sans variation de volume :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = 0$$

2.1.4 Tenseur des vitesses de déformation

Si les déplacements des points du matériau déformable varient en fonction du temps, le tenseur des vitesses de déformation s'écrit sous forme matricielle :

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

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \partial \dot{\varepsilon}_{ij} / \partial t = \frac{1}{2} (\partial u_i / \partial x_j + u_j / \partial x_i) \quad (\text{I-13})$$

La déformation généralisée ε est obtenue en intégrant sur le temps :

$$\varepsilon = \int \dot{\varepsilon} dt \quad (\text{I-14})$$

2.2 Notions de contraintes :

Ecrivons que la projection sur Mz, la somme des moments des forces appliquées aux parallélépipèdes est nul, on aura le tenseur de contraintes suivant :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{I-15})$$

$$\sigma_{xz} = \sigma_{zx}; \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad (\text{I-16})$$

2.2.1 Contraintes principales et invariants

$[\sigma(M)]$ est une matrice symétrique à coefficients réels. Elle a trois valeurs propres réelles (distinctes ou confondues).

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (\text{I-17})$$

Où les contraintes normales σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales.

➤ Invariants :

Les trois contraintes principales sont les racines de l'équation caractéristique

$$I_1 = \text{tr} [\sigma] = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = 1/2((\text{tr} [\sigma])^2 - \text{tr} [\sigma]^2) = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{xx}\sigma_{zz} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{xz}^2 - \sigma_{yz}^2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3 \quad (\text{I-18})$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 = \det(\sigma)$$

2.2.2 Décomposition du tenseur contrainte en tenseur déviateur et sphérique

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

$$\sigma_{ij} = \sigma_s \delta_{ij} + s_{ij} \quad (\text{I-19})$$

La partie sphérique σ_s :

$$\sigma_s = 1/3 I = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (\text{I-20})$$

Le déviateur s_{ij} :

$$s_{ij} = 0 \quad s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$

$$s_{12} = \sigma_{12} s_{11} = \frac{2\sigma_{11} - \sigma_{22} - \sigma_{33}}{3} \quad (\text{I-21})$$

2.2.3 Etats de contraintes particuliers

2.2.3.1 Etat de contrainte uniaxial : traction ou compression simple

$$[\sigma(M)] = \begin{bmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{I-22})$$

Cet état de contraintes est appelé état de traction simple si σ est positif, et état de compression simple si σ est négatif.

2.2.3.2 Etat de cisaillement simple

$$[\sigma(M)] = \begin{bmatrix} 0 & \tau & 0 \\ \tau & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{I-23})$$

Les contraintes principales et les directions principales sont :

$$\sigma_1 = \tau \sigma_2 = -\tau \sigma_3 = 0 \quad (\text{I-24})$$

$$\{n_1\} = \frac{\sqrt{2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{n_2\} = \frac{\sqrt{2}}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{n_3\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{I-25})$$

2.2.3.3 Etat de contrainte isotrope

$$[\sigma(M)] = \begin{bmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma \end{bmatrix} \quad (\text{I-26})$$

Toute facette \vec{n} en M est face principale : les trois cercles de Mohr des contraintes se réduisent en un point.

3 Notion de loi de comportement

3.1 Élasticité

Un comportement élastique linéaire veut dire que les relations entre l'état de contrainte et l'état de déformation sont des fonctions linéaires, on peut écrire modèle de comportement le plus simple est le modèle élastique. Un calcul élastique peut fournir des résultats intéressants, le comportement élastique c'est-à-dire un matériau dans lequel toutes les évolutions sont réversibles. Aux plus grandes déformations, l'élasticité devient non linéaire, pour d'autres cas la fracture ou le fluage interviennent[3].

3.1.1 Élasticité linéaire isotrope

Un matériau est dit isotrope si ses propriétés sont les mêmes dans toutes les directions.

► Coefficients d'élasticité

La loi de Hooke généralisée peut être écrite sous une autre forme appelée équation de constitution d'un milieu élastique.

$$\sigma_{ij} = \lambda \cdot \theta \cdot \delta_{ij} + 2\mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{I-27})$$

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

Sachant que :

$$\theta = \frac{\partial U_i}{\partial x_i} \quad (\text{I-28})$$

$$\text{Et : } \varepsilon_{ij} = \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{I-29})$$

Alors :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) = \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \theta = \varepsilon_{KK} \quad (\text{I-30})$$

$$\text{Et : } \sigma_{ij} = \lambda \cdot \varepsilon_{KK} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (\text{I-31})$$

3.1.2 Élasticité isotrope non linéaire

L'élasticité non-linéaire représente un comportement réversible du matériau lorsque la proportionnalité entre les contraintes et déformations ne peut plus être respectée.

La relation entre les contraintes et déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{K(p)}{3K} p \cdot \delta_{ij} + \frac{G(p)}{3G} (\sigma_{ij} + p \delta_{ij}) \quad (\text{I-32})$$

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 :

$$\begin{aligned} K(p)^{n+1} &= K_a \left(\frac{p}{Pa}\right)^n \\ G(p)^{n+1} &= G(p/pa)^n \end{aligned} \quad (\text{I-33})$$

Avec n une donnée expérimentale.

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

Ce couplage des parties isotrope et déviatoire de la loi est rarement utilisé. On préfère l'écriture incrémentale suivante :

$$\{d\varepsilon\} = [D(p)] \{d\tau\} \quad (\text{I-34})$$

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

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

3.1.3 Elasticité anisotrope

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 aléatrope s'écrit de la façon suivante :

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & \frac{-\nu_{hh}-\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & \frac{-\nu_{hh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{vh}-\nu_{vh}}{E_v} & \frac{-\nu_{vh}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{2G_v} & \frac{1}{2G_v} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_v} & \frac{1}{2G_v} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{I-35})$$

3.1.4 Viscosité

La théorie de la viscoélasticité permet de rendre la contrainte en fonction du temps :

$$\tau = F(\varepsilon_0, (t), \varepsilon(t), t) \quad (\text{I-36})$$

$\tau = \eta \dot{\varepsilon}$ avec η coefficient de viscosité

Le comportement viscoélastique s'écrit sous deux formes majeures :

- a)-Modèle Maxwell.
- b)-Modèle Kelvin-Voigt.

3.2 Critères

3.2.1 Critère d'Elasticité

On admet que la limite élastique est atteinte lorsqu'une certaine fonction f des contraintes principales est égale la limite élastique du matériau :

$$f(\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3) \leq \sigma_E \quad (\text{I-37})$$

3.2.2 Critère de Rankine

Le domaine élastique est défini par la relation :

$$\sigma_R = f(\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3) = \max(|\sigma_1| ; |\sigma_2| ; |\sigma_3|) \quad (\text{I-38})$$

La quantité σ_R est appelée contrainte équivalente de Rankine ou de la contrainte normale Maximale.

3.2.3 Critère de Tresca

Le domaine élastique est défini par la relation :

$$\begin{aligned} \sigma_T = f(\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3) &= 2\tau_{\max} = \\ &= \max(\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3) - \min(\sigma_1 ; \sigma_2 ; \sigma_3) \leq \sigma_E \end{aligned} \quad (\text{I-39})$$

La quantité σ_T est appelée contrainte équivalente de Tresca.

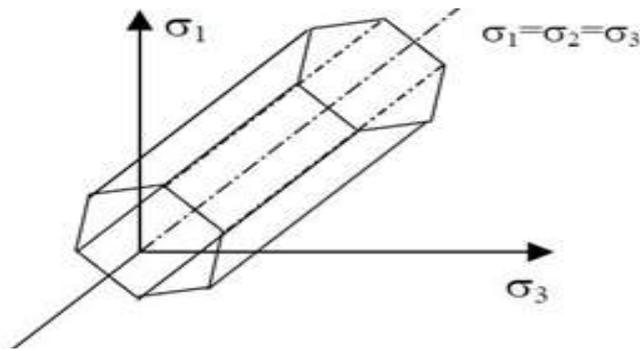


Figure I.1 Représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1\sigma_2\sigma_3$.

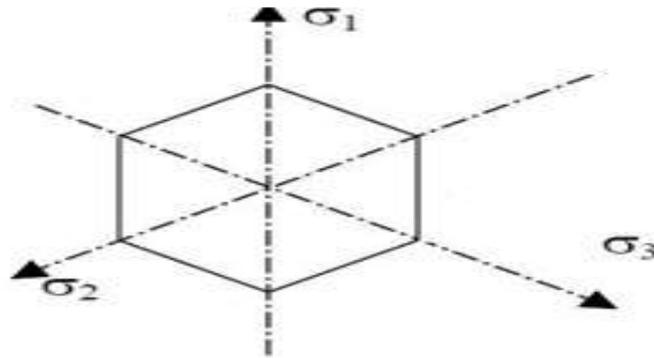


Figure I.2 Section plane.

3.2.4 Critère de Von Mises

Le domaine élastique est défini par la relation :

$$\sigma_V = f(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3) = \sqrt{1/2((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2)} \leq \sigma_E \text{ (I-40)}$$

La quantité σ_V est appelée contrainte équivalente de Von Mises.

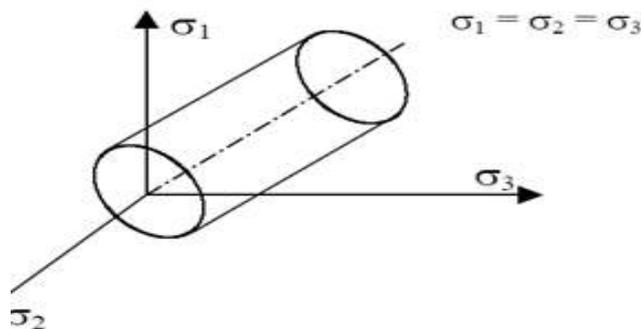


Figure I.3 Représentation du critère de Von-Mises dans l'espace $\sigma_1\sigma_2\sigma_3$.

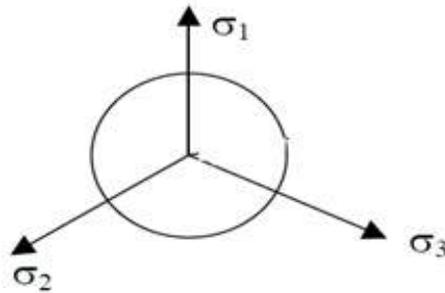


Figure I.4 Section du cylindre représentée en plan.

4. Plasticité et critères

4.1 Plasticité

Elle est caractérisée par une déformation irréversible des éléments réalisés en matériaux ductiles après que ceux-ci ont été chargés au-delà de leur limite d'élasticité. Elle peut donner lieu à une importante dissipation d'énergie.

4.1.1 Critères de Plasticité

Critères d'écoulements plastiques sont considérés comme des seuils à partir desquels l'écoulement plastique se développe.

4.1.2 Critère de Tresca

En utilisant le critère de Tresca [1864], On peut écrire :

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2H \quad (\text{I-41})$$

$$\text{Ou : } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Alors la plastification commence quand :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = Y(H) \quad (\text{I-42})$$

Y : un paramètre matériel déterminé expérimentalement.

H : paramètre d'écrouissage.

4.1.3 Critère de Von-Mises

Le critère énoncé par Von-Mises en 1865 s'écrit sous la forme suivante:

$$F = J_2 - k^2 \quad (\text{I-43})$$

Ou:

$$J_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij}$$

$$F = 1/6 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] - k^2 = 0 \quad (I-42)$$

4.1.4 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère (1913) s'applique avec la condition de stabilité suivante:

$$\tau + \sigma \tan(\theta) - c \leq 0 \quad (I-44)$$

θ : Angle de frottement

σ : Contrainte normale

C: Cohésion du matériau

Les contraintes principales s'écrivent :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cdot \cos\theta - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\theta \quad (I-45)$$

Avec :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$

5 Conclusion

L'application de la mécanique des milieux continus pour expliquer certains comportements des matériaux s'avère une approche importante pour résoudre beaucoup de problèmes en génie civil.

Les lois de comportement développées pour les sols sont complexes et constituées souvent par une superposition de lois élémentaires. C'est ce qui sera présenté dans le prochain chapitre.

Chapitre II

Lois de comportement des sols

1 Introduction

La loi de comportement est déterminée dans le cadre d'une théorie donnée, à partir de résultats expérimentaux. Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques, tels que ceux suivis au laboratoire ou in situ. Ces chemins de contraintes sont généralement plus complexes que ceux ayant servi à l'établir. Le modèle doit être formulé en contraintes totales ou effectives suivant que le comportement du sol est régi par ces contraintes.

Pour être totalement valable, il doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir. Pour cela, les moyens expérimentaux dont on dispose étant relativement limités, le modèle doit rester simple et ne pas faire intervenir un trop grand nombre de paramètres dont la détermination nécessiterait la mise en œuvre de l'ensemble des moyens disponibles.

2. Description expérimentale du comportement de sol

Souvent une approche plus pragmatique, relève d'une démarche courante en mécanique des sols. Elle consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de sol, lors de la sollicitation. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir. Le comportement du sol sous chargement est alors caractérisé par une courbe effort-déformation qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du sol en place. Ainsi, en se référant à la figure II.1, pour évaluer les tassements d'une couche de sol sous un remblai de grandes dimensions, on utilisera la courbe expérimentale B obtenue en imposant une déformation latérale nulle à l'éprouvette.

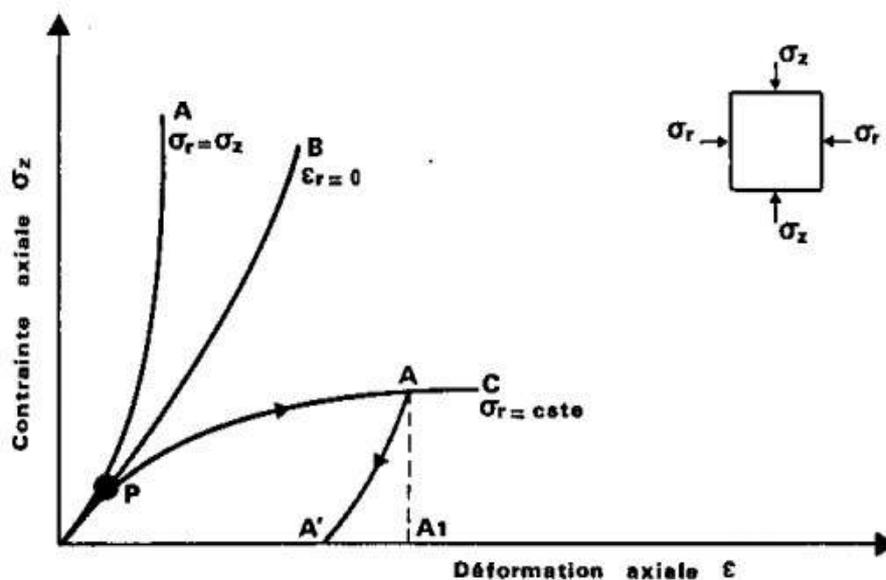


Figure II.1 Courbe effort – déformation-Chargement quasi statique monotone[2].

La limitation de cette deuxième approche en contraintes totales apparaît clairement dès que les conditions de drainage deviennent complexes. Par ailleurs elle reste nécessairement d'application limitée aux chemins de contraintes testés dans les essais. Ceux-ci requièrent souvent des simplifications importantes par rapport aux trajets de chargement réels.

3 Observations expérimentales

3.1 Chargement monotone

Avant d'aborder l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique. Il paraît nécessaire de faire un rappel sur le comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone. La Figure II.01 présente de façon schématisée des courbes effort-déformation obtenues à l'appareil triaxial pour trois chemins de contraintes différents : compression isotrope (courbe A), essai à déformation latérale nulle (courbe B) et essai triaxial classique à contrainte radiale (ou pression de confinement) constante (courbe C).

L'examen de ces résultats expérimentaux montre que :

- a)- il existe un domaine de faibles déformations pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire si à l'intérieur de ce domaine de déformation on effectue une décharge (diminution de la contrainte appliquée).
- b)- au-delà d'un certain seuil de contrainte et quelque soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort - déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Notons cependant que le non linéarité n'exclurait pas a priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge. Certains matériaux présentent en effet des comportements élastiques non linéaires.
- c)- si à partir d'une contrainte suffisamment élevée (point A sur la courbe C) on effectue une décharge de l'échantillon, le trajet suivi lors de la décharge n'est plus identique au trajet suivi lors de la charge. En particulier, lorsque le déviateur appliqué redevient nul, il y a apparition d'une déformation résiduelle.
- d)- pour certains trajets de chargement (courbe C) la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture.

3.2 Chargement cyclique

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol ou dans les problèmes d'interaction sol - structure de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement. Dans ces conditions, un élément de sol pris à une profondeur h dans le profil est soumis au cycle de chargement les extrémités des boucles, correspondant à des cycles d'amplitudes différentes, sont situées sur la courbe de

premier chargement passant par l'origine. Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres:

Le module sécant G_s qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle et le coefficient d'amortissement η .

$$G_s = E / 2(1+\nu); \eta = \sin \theta / 2 \quad (II-01)$$

E, ν : caractéristiques élastiques du matériau.

θ : Angle de frottement du matériau

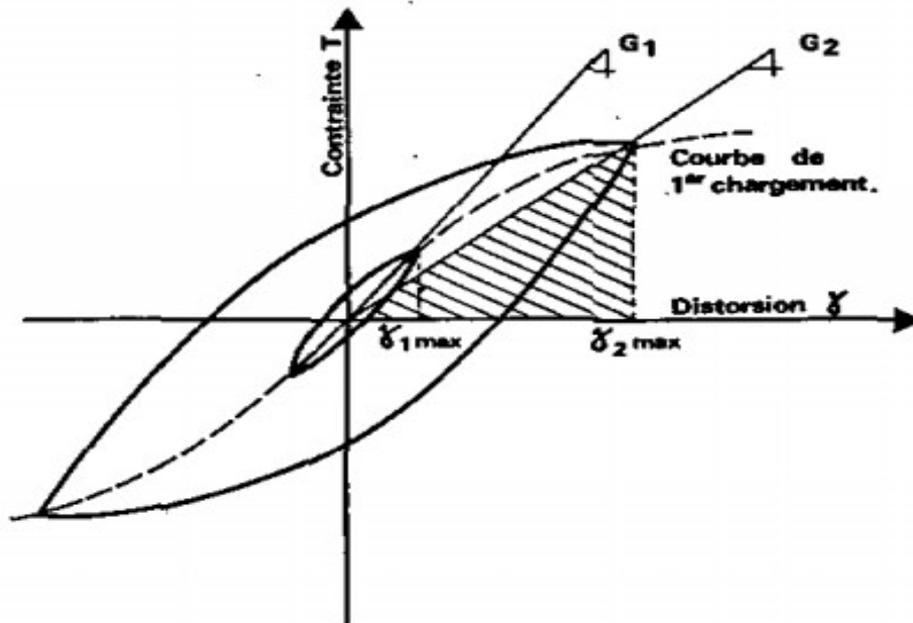


Figure II.2 Courbe effort–déformation hystérésis.

Les résultats obtenus pour les sables et argiles ont mis en évidence un comportement Hystérique (Figure II-02) caractérisé par un domaine de déformation réversible à l'intérieur duquel le rapport amplitude de contrainte et amplitude de déformation ε est constant, et est limité à de très faibles déformations ($\varepsilon = 10^{-5}$ à 8.10^{-5}).

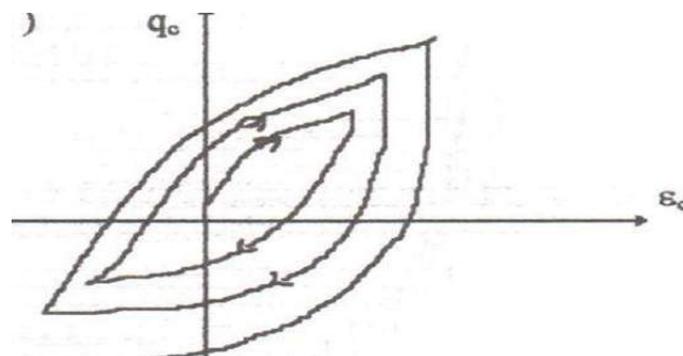


Figure II.3 Courbe Effort-déformation.

$$E = A (\sigma_m)^n \quad (\text{II-02})$$

σ_m : Contrainte moyenne

A : coefficient disparate ($\approx 1/3$)

n : 0.5 à 0.6.

3.3 Notion d'amortissement

L'apparition d'une boucle d'hystérésis au cours d'un cycle fermé de chargement met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau. Le terme amortissement matériel est utilisé pour décrire le phénomène physique de conservation d'énergie cinétique et d'énergie potentielle (énergie de déformation) en chaleur. L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des phénomènes vibratoires en particulier au voisinage de la résonance. C'est lui qui permet à un système physique, mis en vibration à une fréquence égale à sa fréquence de résonance, de maintenir une amplitude de déplacement limitée.

Parmi les matériaux présentant de l'amortissement, on peut distinguer ceux pour lesquels :

- l'énergie dissipée dépend de la vitesse de déformation, c'est en particulier le cas des matériaux viscoélastiques linéaires. Certains matériaux, comme les polymères, exhibent ce type de comportement à amortissement visqueux. Ce n'est pas le cas des sols pour lesquels l'expérience montre que l'énergie dissipée est essentiellement indépendante de la vitesse de déformation.

- l'énergie dissipée ne dépend pas de la vitesse de déformation.

L'amortissement est quelquefois dit hystérétique. Ces matériaux sont caractérisés par des non-linéarités importantes à fort niveau de déformation. L'amortissement est attribué à des déformations plastiques au niveau des cristaux ou des grains constituant la structure. La plupart des métaux et des sols appartiennent à cette catégorie.

3.4 Chemin de contrainte-déformation

L'aspect de comportement d'un sol sous une succession de cycles de charges et décharges, nous conduit à une augmentation de déformation avec l'amplitude de la contrainte.

En effet, au cours du premier cycle un écrouissage important est observé. Les cycles qui s'ensuivent conservent pratiquement la même forme en se décalant le long de l'axe ϵ_1 (Figure II.4).

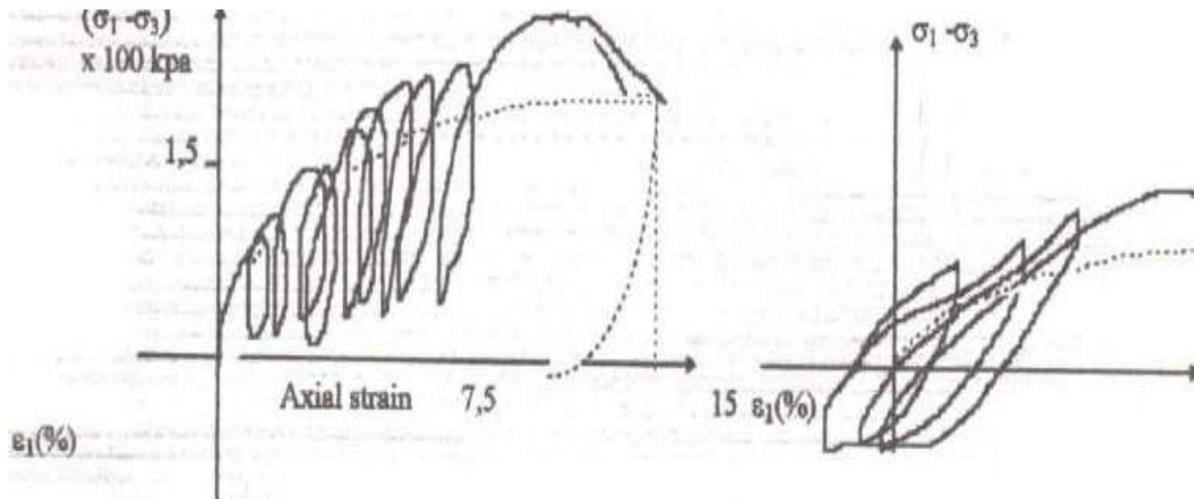


Figure II.4 Essai répétés.

On remarque que les déformations plastiques continuent avec les cycles de sollicitations, il y'a donc un phénomène de mémoire qui peut être caractérisé par la valeur maximale de le pointe cyclique. Il sera effacé par une contrainte supérieure qui devient à son tour paramètre de mémoire. Ce mécanisme joue le rôle d'une surface de charge. Le passage de cette surface crée des déformations importantes. Par contre à l'intérieur de cette même surface, il se crée également des déformations plastiques (au moins sur certains chemins) ; mais d'amplitude plus faible.

4 Généralité sur le comportement du sol

4.1 Comportement d'un milieu discontinu formé de sphères élastique (Pb d'Hertz)

Hertz a montré par assemblage de deux sphères identiques soumises à une pression sur la surface de contact que la déformation était réversible.

Cette loi a été généralisée à l'échelle macroscopique, c'est-à-dire à un assemblage régulier de sphères, sous l'application d'un tenseur de contrainte isotrope, les déformations sont réversibles mais non linéaires, caractérisée par un module d'élasticité tangent isotrope :

$$E_i = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{4}{3k} - \frac{E_g}{1-\nu_g^2} \right)^{2/3} \sqrt[3]{\sigma_m} \quad (\text{II-03})$$

σ_m : Pression moyenne

$E_g; \nu_g$: propriétés élastiques des sphères

k : Module d'élasticité cubique (fonction de l'assemblage)

De cette analyse, on dégage les conclusions suivantes applicables à tout milieux granulaires :

1) La recherche d'un domaine vraiment élastique doit s'effectuer à de très faibles déformations.

- 2) L'élasticité doit être non linéaire avec une dépendance vis-à-vis de la contrainte moyenne (σ_m).
- 3) Il est logique de rechercher une limite élastique isotrope pour un matériau ayant subi une limite élastique anisotrope à l'intérieur du domaine élastique [2].

4.2 Lois de comportement des sols

4.2.1 Modèle élastique

Pour des sollicitations multidirectionnelles, la loi de comportement s'écrit sous forme tensorielle :

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (\text{II-04})$$

$$\text{Ou } \varepsilon = C \cdot \sigma \quad (\text{II-05})$$

C et D sont des tenseur de 4ème ordre qui dans le cas d'anisotropie le plus général Comporte 36 composantes distinctes,

Le comportement de sol peut être fondé sur une élasticité linéaire isotrope de Hook, la linéarité du comportement se traduit par une proportionnalité entre le champ de contrainte et le champ de déformation $D \equiv C^{-1}$ le tenseur D s'écrit.

$$D = (K - 2/3 G)\delta_{ij}\delta_{kl} + (G\delta_{ik}\delta_{il} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (\text{II-6})$$

4.2.2 Limitations des modèles élastiques

Les reproches qui peuvent être formulés à l'égard des modèles élastiques se résument en ce qui suit :

- Même si l'élasticité existe pour les sols, elle se limite à des très faibles déformations.
- Incapacité à décrire les déformations irréversibles. L'expérience a montré que les sols présentent des irréversibilités dès qu'ils sont soumis à un déviateur de contrainte, même de très faible valeur.
- Les modèles élastiques ne peuvent décrire la variation de volume des sols sous cisaillement.
- En ce qui concerne la réponse dynamique des sols, il n'existe aucune corrélation entre l'amortissement interne et le comportement élastique puisque la dissipation d'énergie ne peut être décrite par ces modèles.

Cependant, la simplicité de l'approche et la complexité des comportements des sols, font que l'élasticité linéaire isotrope reste utilisée en mécanique des sols.

4.2.3 Loi non linéaires

La non linéarité de comportement des massifs de sols est un fait bien établi. En effet la dépendance de G et K de l'état de contrainte (eq. II-7) fait que la construction de tel modèle répond à la condition de non dissipation d'énergie qui nécessite un module volumétrique k dépendant de la partie déviatoire du tenseur des contraintes, qui va donner en conséquence un couplage entre les parties isotropes et déviatoires de la loi.

$$K = K_a \left(\frac{P'}{P_a} \right)^n ; \quad G = G_a \left(\frac{P'}{P_a} \right)^n \quad (\text{II-7})$$

n : Fonctions des données expérimentales.

P_a : pression atmosphérique.

P' : pression isotrope.

K, G : constantes dépendant de l'état initial.

L'expression générale de ces modèles est la suivante :

$$d\sigma = D(\varepsilon)d\varepsilon \quad (\text{II-8})$$

$$\text{Ou} \quad d\varepsilon = M(\sigma)d\sigma \quad (\text{II-9})$$

$d\varepsilon, d\sigma$ sont respectivement les incréments de déformations et contraintes définis comme suit :

$$d\varepsilon = d\varepsilon dt; \quad \text{Ou} \quad d\sigma = d\sigma dt \quad (\text{II-10})$$

dt : Incrément de temps

$d\sigma, d\varepsilon$: 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. 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 [9].

4.2.4 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 :

$$f(\sigma, \varepsilon, t) = 0 \quad (\text{II-11})$$

4.2.4.1 Modèles viscoélastiques linéaires

La formulation générale de la loi de comportement d'un matériau viscoélastique linéaire isotrope s'écrit donc :

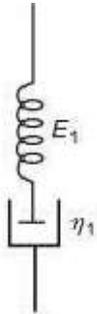
$$\{\sigma\} = [D].\{\varepsilon\} + [\eta].\{\dot{\varepsilon}\} \quad (\text{II-12})$$

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. Les plus simples sont :

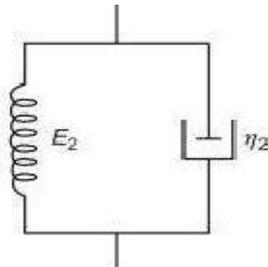
Modèle de MAXWELL



-Ecriture fonctionnelle :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}}{E} \quad (\text{II-13})$$

Modèle KELVIN-VOIGT



-Ecriture fonctionnelle

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} + E \varepsilon \quad (\text{II-14})$$

La courbe contrainte-déformation d'un corps de Kelvin-Voigt soumis à un chargement cyclique est une ellipse :

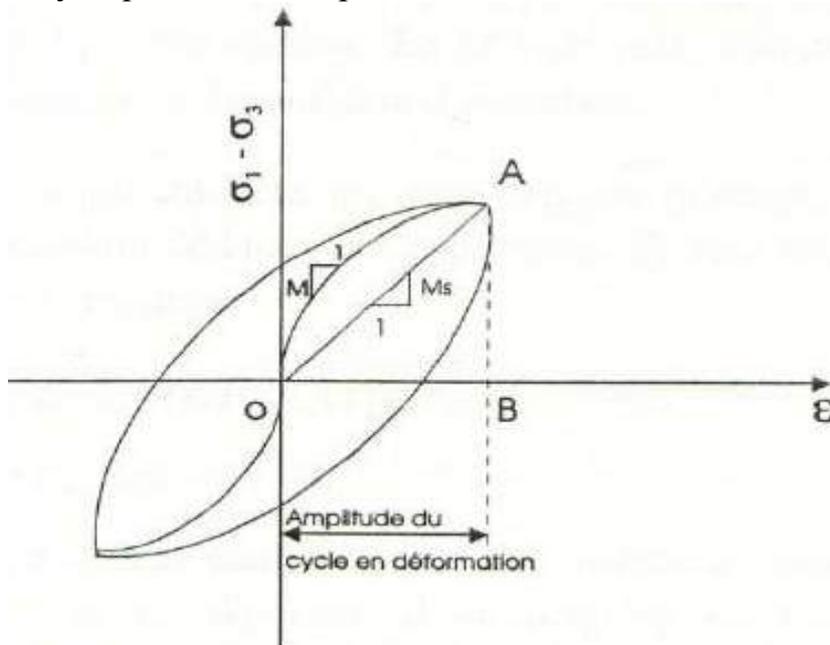


Figure II.5 Courbe contrainte-déformation pour un chargement cyclique centré.

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

$$\Delta W = \pi \varepsilon_{max}^2 \omega \cdot \eta \quad (\text{II-15})$$

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 :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\omega}{\Delta W} \quad (\text{II-16})$$

Avec

$$\Delta W = 1/2 E \varepsilon_{max}^2 \quad (\text{II-17})$$

D'où

$$B = \frac{1}{2} \frac{\omega \eta}{E} \quad (\text{II-18})$$

A partir de la formule (II-18), on n'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 .

4.2.4.2 Modèles Viscoélastiques Linéaires Equivalents

Les modèles viscoélastiques faisant apparaître une boucle d'hystérésis sous chargement harmonique. Il est tentant de représenter pour ces sollicitations, Le comportement réel du sol à l'aide d'un tel modèle. Pour une sollicitation harmonique, rappelons que le modèle de Kelvin-Voigt a pour Paramètres complexes la raideur G^* représentant une équivalence globale à G et la dissipation du sol représentée par :

$$G^* = G (1+2i\xi) \quad (\text{II-19})$$

En choisissant pour module G du modèle linéaire équivalent le module sécant du matériau G_s .

Cette linéarisation a été utilisée pour les sols par Schnabel et al. (1972).

Lysmer (1975) a proposé une formulation différente du module de cisaillement complexe G^* :

$$G^* = G_s \left(1 - 2\xi^2 + 2i\xi \sqrt{(1 - \xi^2)} \right) \quad (\text{II-20})$$

Les deux modèles présentés ci-dessus sont les plus employés en pratique, pour tenir Compte du comportement dissipatif des sols.

La loi de comportement s'écrit sous une forme analogue à la loi de Hooke généralisée:

$$\varepsilon = C^* \sigma \quad (\text{II-21})$$

C^* : le tenseur formé à l'aide des modules de cisaillement et volumétrique complexe.

La loi de comportement donnée par l'équation (II-21) conduit aux mêmes solutions formelles que la loi de l'élasticité linéaire, d'où son attrait incontestable. [11]

4.2.5 Caractérisation d'un modèle élastoplastique

La description sommaire d'un modèle élastoplastique donnée ci-dessous ne se veut pas très générale. Pour une étude plus complète de ces modèles, on pourra se reporter aux auteurs [2].

Dans ce type de modèles, la déformation totale subie par un élément de matière est décomposée en la somme d'une déformation élastique ε^e et d'une déformation plastique ε^p :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{II-22})$$

4.2.5.1 Fonction de charge

La fonction de charge, ou critère, est une fonction de l'état des contraintes. Il est commode et utile, de la représenter comme une surface limitant un domaine convexe dans l'espace des contraintes. Le critère s'écrit alors sous la forme générale suivante [9] :

$$f(\sigma, \alpha, q) = 0 \quad (\text{II-23})$$

Les fonctions de charge les plus couramment employées sont celles de Tresca et/ou Von-Mises.

Pour le critère de Tresca, le domaine d'élasticité du matériau, supposé isotrope. L'état d'écroutissement du matériau n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique,

$$f(\sigma) = \sup[(\sigma - \alpha)_i - (\sigma - \alpha)_j] - \sigma_0(q) \quad (\text{II-24})$$

Le critère de Tresca défini ci-dessus est indépendant de la partie sphérique du tenseur des contraintes

$$f(\sigma) = \sup \left[\frac{1}{2} (\delta_{ij} - \alpha_{ij}) \cdot (\delta_{ij} - \alpha_{ij}) \right]^{1/2} - k(q) \quad (\text{II-25})$$

Les fonctions de charge définies par les critères de Tresca ou de Von Mises sont "Ouvertes" dans la direction des pressions isotropes ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). La fonction de charge a donné naissance aux modèles de type Cam-Clay ou autres. Dans le cas général d'évolution de la fonction de charge, la déformation plastique est donnée par :

$$d\varepsilon^P = 1/h(\sigma, \alpha, q)(\partial f / \partial \sigma \cdot \partial \sigma / \partial t) P(\sigma, \alpha, q) \quad (\text{II-26})$$

Où $d\varepsilon^P$ est un tenseur du second ordre donnant la direction de la déformation plastique,

La loi d'écoulement est non associée, la loi de comportement pour un matériau elastoplastique s'écrit :

$$d\sigma = c \cdot d\varepsilon \quad (\text{II-27})$$

$$\text{Avec : } c = E - \frac{E \cdot P \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot E}{h + \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot E \cdot P}$$

E : tenseur d'élasticité.

4.2.5.2 Loi d'écoulement

Elle donne la direction et l'amplitude de la déformation plastique. Pour que cette déformation soit non nulle, il faut que le point représentatif de l'état des contraintes soit sur la fonction de charge f , et que l'incrément de contraintes soit dirigé vers l'extérieur du domaine limité par f , c'est-à-dire que :

$$\begin{cases} F(\sigma, \alpha, q) = 0 \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} > 0 \end{cases} \quad (\text{II-28})$$

Nota : la formulation précédente suppose que la surface f est régulière. Dans le cas d'une surface de charge présentant des points singuliers (critère de Tresca), il est possible de donner une présentation plus générale des résultats de ce paragraphe permettant d'inclure les points singuliers [2].

4.2.5.3 Notion d'écrouissage

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

En effet, le seuil de plasticité est défini en chargement monodimensionnel par un scalaire dans le cas d'un corps écrouissable. On généralise ce concept en chargement tridimensionnel en 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 écrouissable, 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 différents modèles d'écrouissage :

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

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

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

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

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

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.

4.2.5.4 Loi de comportement pour un matériau élastoplastique non standard

Pour les corps elastoplastiques, 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 :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\text{II-29})$$

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 de tend à faire de contrainte du domaine élastique.

Cette condition de charge plastique, pou un matériau non standard s'écrit :

$$\begin{cases} F(\sigma, \alpha) = 0 \\ d_u F = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma > 0 \end{cases} \quad (\text{II-30})$$

La condition de décharge s'écrit

$$\begin{cases} F(\sigma, \alpha) = 0 \\ d_\alpha F = d\sigma \frac{dF}{d\sigma} < 0 \end{cases} \quad (\text{II-31})$$

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

$$d\varepsilon^p = M(\sigma, \alpha, d\sigma) \quad (\text{II-32})$$

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

$$d\varepsilon^p = M(\sigma, \alpha) \cdot d\sigma \quad (\text{II-33})$$

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

$$dF(\sigma, \alpha) = \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot d\sigma + \frac{\partial F}{\partial \alpha} \cdot d\alpha \quad (\text{II-34})$$

4.2.5.5 Limitations des modèles élastoplastique

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

4.2.6 Lois de comportement viscoplastique

Description du comportement viscoplastique : La classe des sols argileux permet de mettre en évidence au-delà du seuil le comportement viscoplastique relié précisément à un contact mettant en jeu le rôle de la couche d'eau absorbé de type visqueux, entraînant progressivement sous l'application d'un état de contrainte un contact solide-solide de type frottant, due essentiellement au caractère frottant par déplacement des grains les uns par rapport aux autres et réorientation de la structure solide.

4.2.6.1 Relation contrainte – déformation

Les chemins de contrainte-déformation sont affectés par la vitesse de déformation; et par suite la résistance maximale augmente en augmentant la vitesse de sollicitation. Beaucoup d'expérimentateurs ont montré que l'effet de viscosité est le même quel que soit la déformation atteinte, cela se manifeste par un comportement elastoplastique, si on fixe la résistance maximale ou plutôt la résistance à long terme.

Deux phénomènes essentiels caractérisent le comportement des argiles celui du fluage et de la relaxation :

- Fluage

En fait, le fluage sur chemin de contrainte isotrope existe tout le temps, mais il peut être plus ou moins important. Sur chemins déviatoires les essais mettent en évidence des évolutions en fonction du temps de la partie volumique et de la partie déviatoire du tenseur de déformation.

L'aspect contractant ou dilatant est fonction de la contrainte déviatoire appliquée, est donc un phénomène qui conserve la même nature en considérant la partie visqueuse du comportement. Si on s'intéresse encore à l'évolution des mécanismes plastique comme on l'a étudié dans le cadre de l'élastoplasticité en fonction de temps. présentent un mécanisme déviatoire induisant des déformations plastiques (en particulier la dilatance).

On distingue généralement trois phases dans l'évolution de la déformation en fonction de temps :

- Fluage primaire qui s'effectue à vitesse de déformation décroissante.
- Fluage secondaire qui s'effectue à vitesse de déformation constante.
- Fluage tertiaire qui s'effectue à vitesse de déformation croissante.

A partir de plusieurs travaux ; la loi d'écoulement semble dépendante du chemin de contrainte et suggère une loi multi-mécanisme viscoplastique.

Ce qu'on vient de voir concerne surtout les conditions drainées. En conditions non drainées, il y a évolution de la pression interstitielle qui provoque en fonction du temps, une variation des contraintes effectives. En effet, l'étude porte sur une configuration granulaire des argiles et la discussion sur un fluage en condition ou l'application d'un déviateur de contrainte constant dans le temps en condition non drainé n'a pas d'apport important à notre étude.

- Relaxation

La relaxation est une propriété non instantanée : lorsqu'on impose un échelon de déformation, du fait du caractère viscoélastique du matériau, la contrainte met un certain temps à atteindre sa valeur finale. Le matériau retourne progressivement à un état plus stable. La relaxation, comme la viscoélasticité,

fait intervenir les notions de résistance à l'écoulement, de viscosité, d'amortissement.

$$d\varepsilon_V = d\varepsilon_V^e + d\varepsilon_V^{VP} = 0$$

Et $d\varepsilon_V^{VP} = -d\varepsilon_V^e = -kdp'$ (II-35)

4.2.6.2 Limitation des modèles viscoplastiques

Certaines restrictions sont émises à l'encontre des modèles viscoplastiques tels leurs caractères empirique, formulation complexe, les paramètres y afférents sont nombreux et difficile à évaluer ; ce qui appuie leurs limitations d'une manière intensive. Un comportement viscoplastique est assez complexe ; les recherches existent toujours et essayent de mettre au point certains caractères spécifiques aux sols argileux telle la variation volumique (contractance ou dilatance), donc il est prématuré de conclure pour l'instant en l'absence de résultats plus nombreux.

4.2.7 Les lois incrémentales

Contrairement au modèles elastoplastiques et viscoplastiques, les lois incrémentales ne font pas intervenir l'hypothèse de la décomposition de l'incrément de déformation en une partie élastique (ou viscoélastique) et une partie plastique (ou viscoplastique).

L'existence d'irréversibilité est exprimée uniquement par une relation non linéaire entre l'incrément de déformation et l'incrément de contrainte.

Par ailleurs, un sol déformé présente, même pour un niveau de déformation faible (2%), une forte anisotropie mécanique. Une loi de comportement incrémentale devra prendre en compte cette anisotropie.

En plus de cela, l'expérience montre que le comportement d'un sol est incrémentalement complètement non linéaire.

4.2.7.1 Principe de déterminisme

Le principe de déterminisme s'énonce comme suit :

L'état de contrainte d'un corps à un instant t donné, est déterminé de façon unique par la donnée de son histoire antérieure au temps t . C'est pour cette raison qu'on introduit la fonctionnelle mémoire. Il est tout à fait essentiel de noter que l'élasticité est le seul cas où la fonctionnelle dégénère en une simple fonction reliant les contraintes aux déformations.

On admettra pour appliquer le principe de déterminisme au niveau incrémental, que le sol est un milieu homogène, que son comportement n'est pas influencé par la température et qu'on reste dans un domaine de déformations où les lois incrémentales sont valables. Ces Hypothèses permettent de remplacer la fonctionnelle par une fonction tensorielle.

4.2.7.2 Principe d'objectivité

L'objectivité est le fait que les lois de comportement sont indépendantes du mouvement des axes de référence utilisés.

Une grandeur indépendante du mouvement des axes est dite objective. Du fait que les propriétés physiques des matériaux doivent être décrites par des quantités intrinsèques (Objectives). La loi de comportement du matériau doit obéir au principe d'objectivité ou encore principe d'indifférence matérielle.

C'est ce principe qui permet de ramener l'étude de la fonctionnelle linéaire tangente, à celle de la fonctionnelle reliant la contrainte à la déformation pure. La déformation pure étant issue de la décomposition polaire de la déformation.

4.2.7.3 Le formalisme incrémental

Contrairement aux modèles elastoplastiques et viscoplastiques, les lois incrémentales ne font pas intervenir l'hypothèse de la décomposition de l'incrément de déformation en une partie élastique (ou viscoélastique) et une partie plastique (ou viscoplastique).

L'existence d'irréversibilité est exprimée uniquement par une relation non linéaire entre l'incrément de déformation et l'incrément de contrainte.

4.2.7.4 Limitation des lois incrémentales

Parmi les performances des modèles incrémentaux, on tient en particulier à souligner leur performance à décrire la variation des pressions interstitielles lors d'un chargement cyclique.

Ainsi, on pourra estimer sans risque de grandes erreurs, la variation volumique. Ceci est dû au fait que les fonctions tensorielles choisies ont une mémoire et peuvent tenir compte du caractère contractant et dilatant des sols sous cisaillement.

5 Conclusion

S'il est certain que les modèles tels que ceux présentés ci-dessus représentent un progrès fondamental dans l'appréhension du comportement des sols sous chargement monotone et cyclique, leur mise en œuvre pour les applications pratiques reste extrêmement limitée. Pour ces dernières, le modèle viscoélastique linéaire équivalent, pour les applications unidimensionnelles sont les plus couramment employés.

La description du comportement non linéaire hystérétique du sol à l'aide du modèle viscoélastique linéaire équivalent relève essentiellement de l'approche expérimentale.

La description à l'aide d'un modèle élastoplastique fait par contre intervenir la notion de loi de comportement avec écoulement plastique.

Chapitre III

Les barrages en remblais

1 Introduction

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers (enrochements). Ils regroupent plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

De forme trapézoïdale, les barrages en remblais sont des barrages à forte emprise ausol. Grâce à leur forte emprise au sol, ils peuvent reposer sur des fondations de qualité moyenne, là où un barrage en béton ne pourrait pas être construit.

1.2 Terminologie

La figure suivante donne la coupe schématique d'un barrage en remblai (Figure III.1). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

1. Crête: Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
2. Berme(Risberme): Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus aval.
3. Ecran d'injection: C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
4. Drains: Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied
5. Filtres : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.
6. Noyau: C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.
7. Recharge: Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autre du noyau. elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
8. Parement de protection: C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
9. Revanche: La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.
10. Tapis étanche: Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

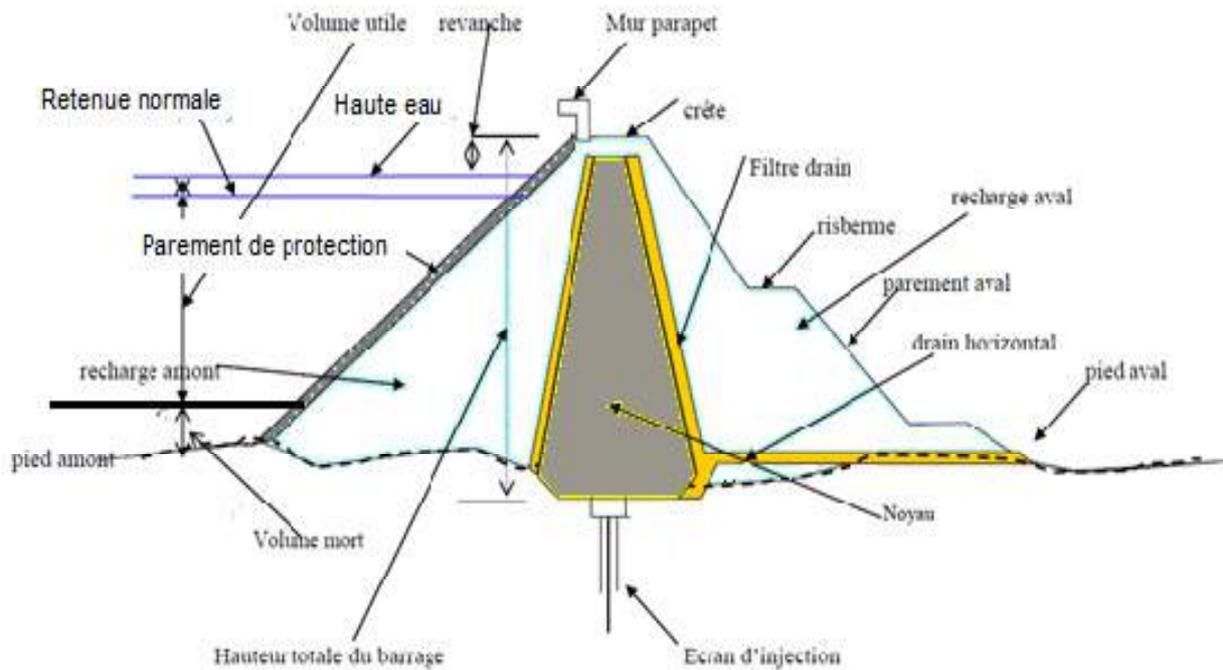


Figure III.1 Coupe schématique d'un barrage en remblai.

1.3 Classification des barrages en terre

Les barrages en remblai de terre se classent selon le schéma suivant :

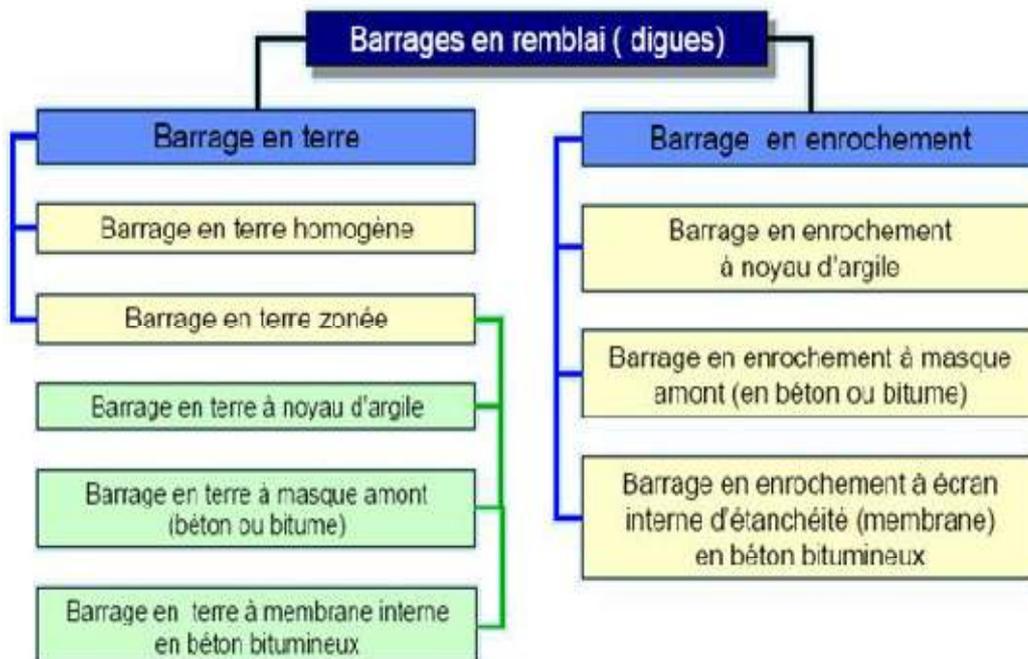


Figure III.2 Typologie des barrages en remblai

1.3.1 Barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure III.3). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.

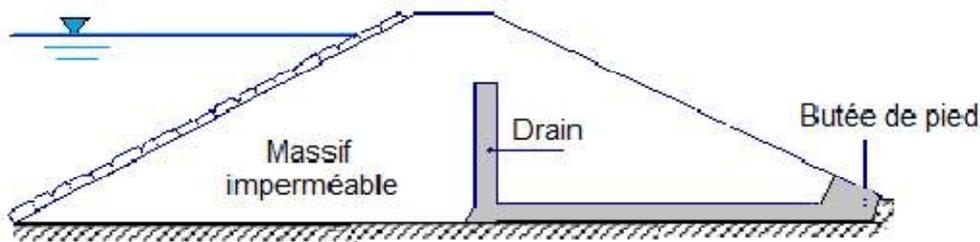
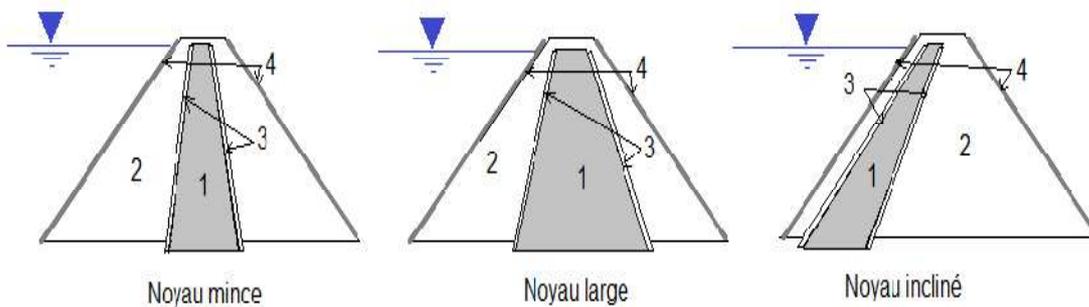


Figure III.3 Barrage en terre homogène avec drain

1.3.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (Figure III.4). Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires. Les filtres sont décrits par la suite.



1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Figure III.4 Barrage zoné

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux

minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus amont en cas de vidange rapide.

1.3.3 Barrage à masque amont

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure III.5). Mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

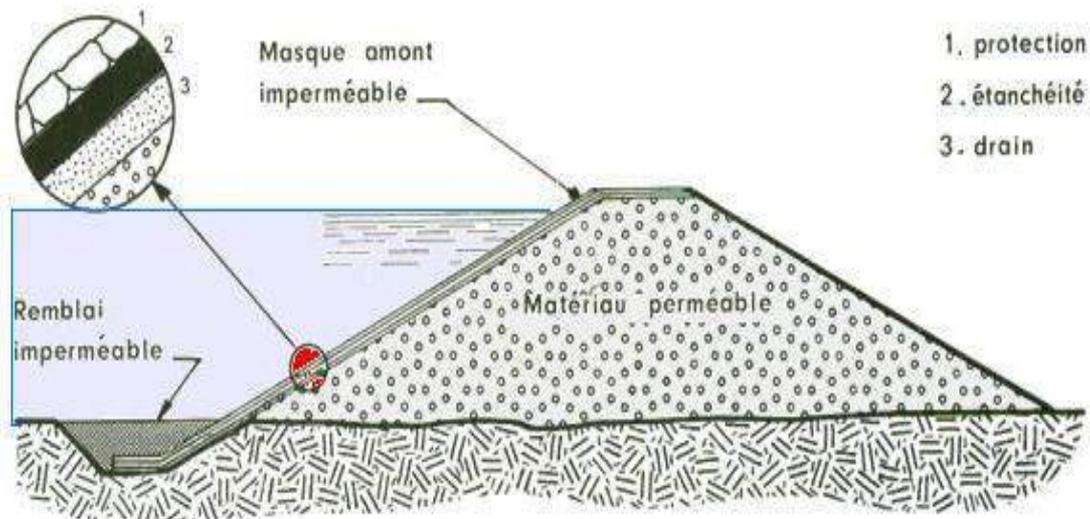


Figure III.5 Barrage à masque amont

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels.

- Un matériau de réglage ou de servent de support à l'étanchéité mince et lamettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ;
- Une cheminée drainant, un tapis drainant pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;
- Des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

1.3.4 Barrages en enrochements

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis.

Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation.

L'utilisation d'enrochements pour constituer les recharges d'un barrage en remblai

Présente de nombreux avantages :

- Leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;
- Leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;
- Mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à de tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

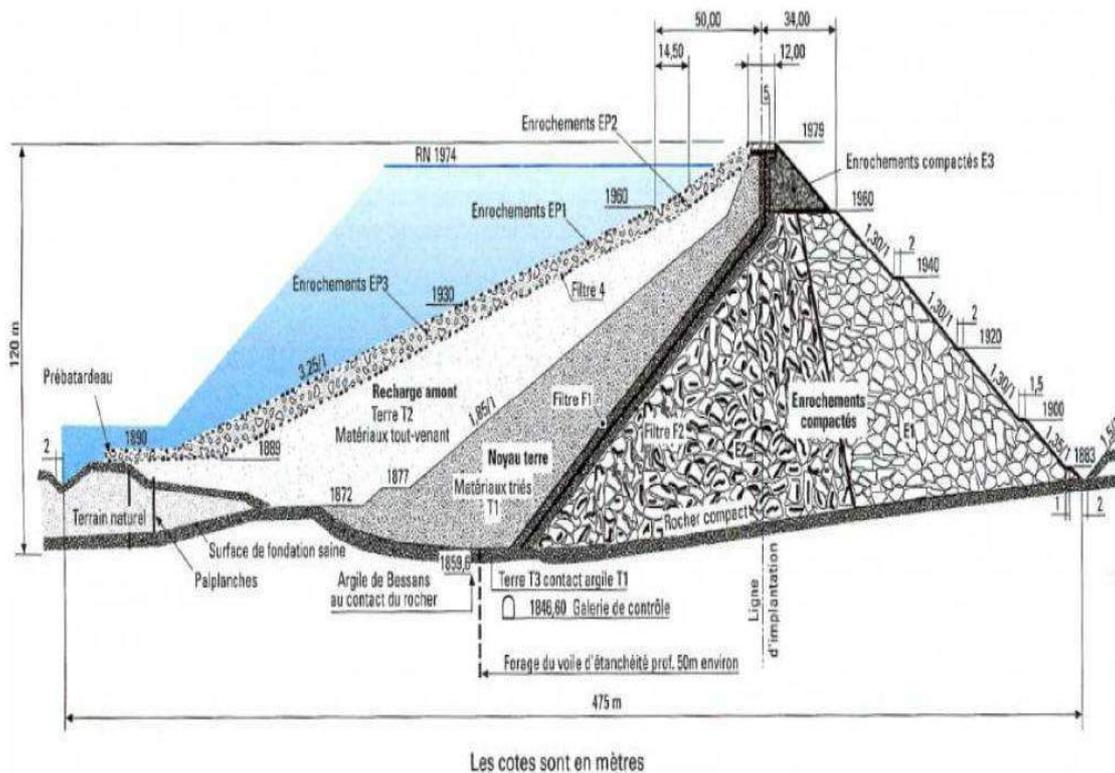


Figure III.6 Barrage en enrochement à noyau incliné

2 La stabilité des barrages en remblai

Le coefficient de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire « c » et « ϕ » 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 digue évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci, les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage surtout « c » peuvent également subir des

variations lors de la mise en eau aussi, la stabilité d'une digue en terre donc doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

-Pendant et en fin de sa construction

-Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue (retenue normale) [4].

2.1 Comportement du barrage pendant et en fin de construction

Pendant la période de construction la stabilité d'une digue en terre peut être compromise lorsque des pressions interstitielles excessives se développent dans le corps de la digue c'est dire, lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sols fins argileux de teneur en eau élevée ayant une perméabilité telle qu'ils ne se drainent que très lentement. Dans ce cas on peut diminuer sensiblement les pressions interstitielles qui se développent dans le corps de la digue en augmentant l'énergie de compactage. En effet, on réduit ainsi la compressibilité du squelette solide mais on augmente le degré de saturation du sol d'où une diminution de la compressibilité du fluide interstitielle[4].

2.3.2 Comportement de la digue en fonctionnement normal

Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapidement à travers l'ouvrage. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage ; celles-ci doivent être telles que non seulement la stabilité soit assurée avec un coefficient de sécurité minimale mais également que le débit de fuite reste inférieur à une valeur admissible. Lorsque le régime permanent s'est établi, les pressions interstitielles dans le corps de la digue sont totalement indépendantes des contraintes existantes dans le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite qu'à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres intergranulaires « c » et « ϕ »[4].

3 Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1 Caractéristiques des matériaux pour les noyaux

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité. Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines et, sauf cas particuliers, pas de gros éléments (Figure III.7).

- ✓ Une propriété importante est l'indice de plasticité IP, qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre 15 et 25 % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des IP compris entre 0 et 60 %).

- ✓ On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en

Laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal » ; les courbes de compactage (Figure III.8) indiquent le poids volumique du sol sec γ_d obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau $w\%$; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir. En pratique l'optimum se situe, pour les argiles, entre 10 et 20 %.

- ✓ Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement sont mesurées au laboratoire sur des moulages compactés.
- ✓ La perméabilité du matériau compacté (souvent faible : de l'ordre de 10^{-9} à 10^{-7} m/s), la compressibilité, et la vitesse de consolidation sont d'autres paramètres indirectement importants car ils influent sur les variations de pression interstitielle pendant et après la construction[9].

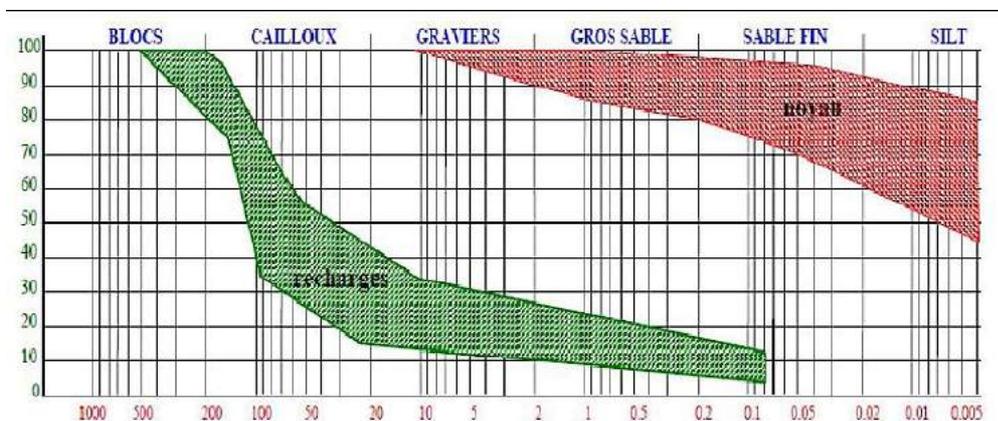


Figure III.7 Granulométrie des matériaux pour les recharges et du noyau.

3.2 Caractéristiques des matériaux pour les recharges

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place. Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une partie importante du coût. Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau[2].

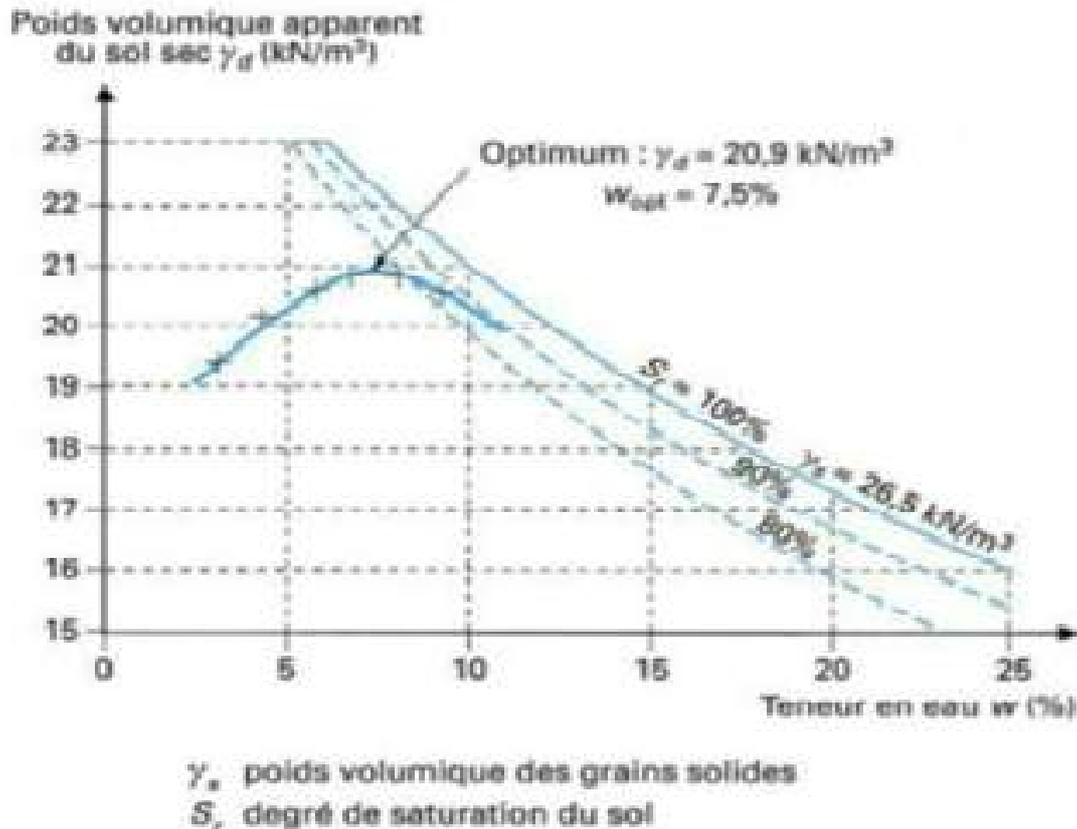


Figure III.8 Caractéristique de compactage d'un matériau de remblai

3.3 Caractéristiques des matériaux spéciaux pour la protection de surface

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est en général assurée par le rip-rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus, peut dépasser 1 m.

Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton. À l'aval, des blocs de 10 à 30 cm suffisent en général ; sur des talus de faible pente, on préfère parfois un engazonnement qui protège efficacement s'il est entre tenu.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable [9].

4 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 :

- **Techniques**: défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations
- **Naturelles** : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage) ;
- **Humaines** : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance

5 Détermination de La ligne de saturation

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane. (Figure III.9).

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (\text{III-01})$$

$$y_0 = \sqrt{(H_1^2 + L^2)} - L \quad (\text{III-02})$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage[5].

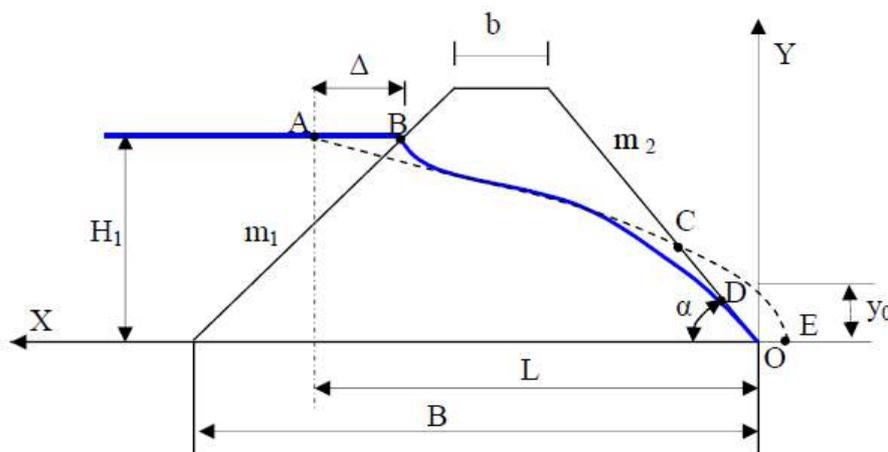


Figure III.9 Ligne de saturation dans un barrage en terre.

6 Dans les fondations du barrage :

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre le barrage et sa fondation.

Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce traitement est en fonction de la nature des matériaux constituant et de leurs profondeurs.

e. Clé d'étanchéité (parafouille) :

Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compacts afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles.

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

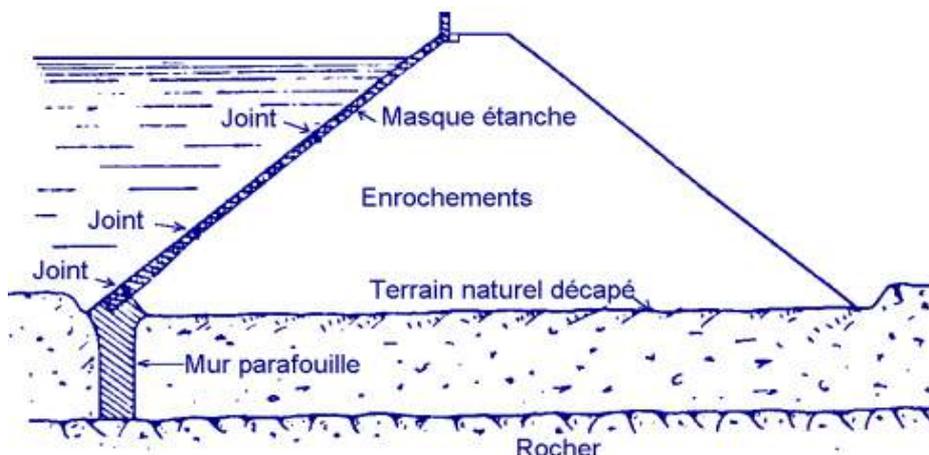


Figure III.10 Imperméabilisation des fondations de barrage avec mur parafouille.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

f. Paroi moulée :

Cette solution est assez classique dans les terrains meubles ; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de hydro fraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral

excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

g. Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité.

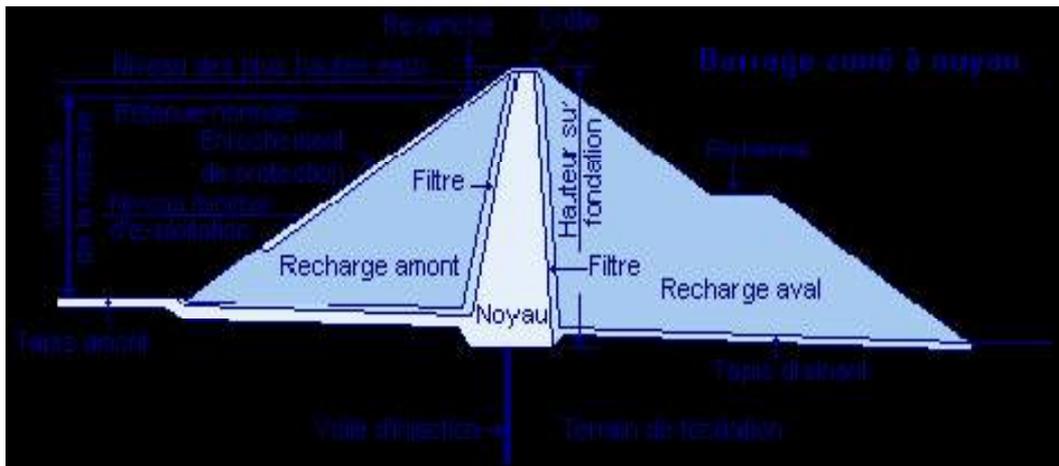


Figure III.11 Tapis d'étanchéité amont.

h. Traitement des fondations des barrages avec injection

L'injection est un procédé permettant d'étanchéer des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps.

Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité ; sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus tels que les parois étanches au coulis, au béton ou au béton plastique. La forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages.

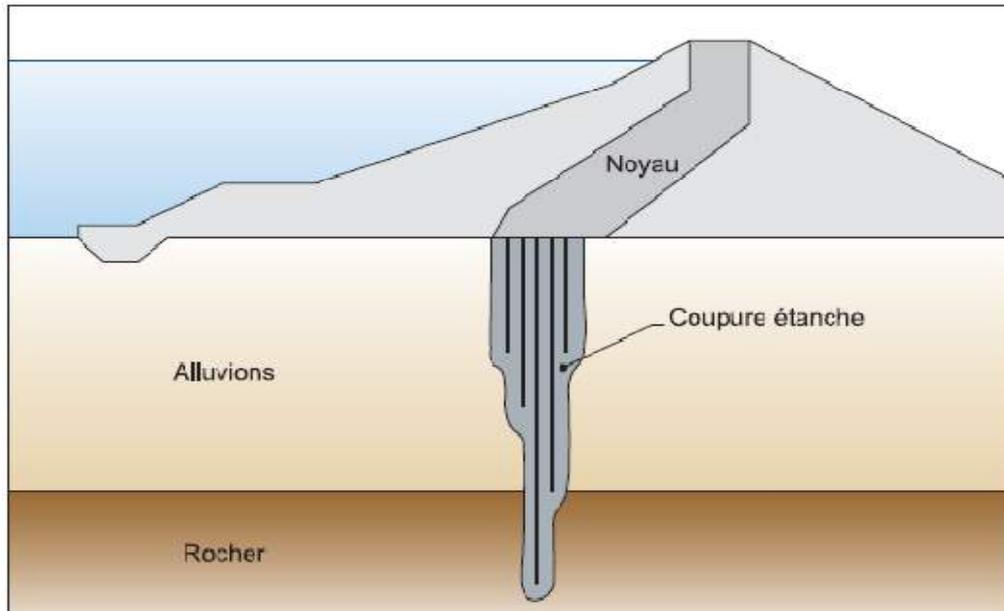


Figure III.12 Injection dans les fondations de barrage.

7 Présentation du barrage El Izdihar à Sidi-Abdelli

Le barrage de Sidi-Abdelli situé sur l'Oued Isser à 2,5 km au Nord du chef lieu (Commune de Sidi-Abdelli), à 08 km de l'Est/Nord de la daïra de Ben-Sekrane et à 34 km de l'Ouest/Nord de la wilaya de Tlemcen.

La mise en eau s'est effectuée depuis novembre 1988. Les eaux du barrage alimentant la ville d'Oran depuis 1989 et la région de Sidi-Bel-Abbès depuis l'année 2005.

Le barrage El Izdihar de Sidi-Abdelli de type barrage en terre zoné à une:

- Capacité initiale : 110 Hm³.
- Capacité actuelle : 106 Hm³ (Levé bathymétrique 2003).
- Cote de la cote retenue normal : 345 m.
- Cote du niveau des plus hautes : 351.30 m.
- Superficie inondée : 660 Hectares.
- Superficie du bassin versant : 1 137 Km².
- Apport moyen annuel : 50 Hm³.
- Débit moyen : 1.93 m³/s.
- Débit de crue de projet : 4 430 m³/s.
- Taux d'envasement annuel : 0.6 Hm³/an.
- L'équipe de l'exploitation du barrage de Sidi-Abdelli est composée de 23 personnes dont :
 - 02 Cadres.
 - 11 Agents de maîtrises.
 - 10 Agents d'exécutions [3]

7.1.1 La digue

La digue en terre barrant l'Oued Isser, est fondée sur les formations grésomarneuses faiblement plissées et faillées. La crête se situe à la cote 353.50, c'est-à-dire à environ 60 m au-dessus du lit de l'Oued.

Cet ouvrage est principalement composé d'un noyau incliné (Argile) encadré d'une recharge amont en remblais sable à gravier et d'une recharge aval en sable-argile-silt (SAS). Le noyau est protégé par un cheminement en filtre et un tapis drainant en gravier sous le corps d'appuiaval. La protection des talus en amont et aval est constitué en enrochement appelé Rip-Rap.

Une galerie d'injection et de drainage installée sous remblais en parallèle avec l'axe de la digue, reliée par une autre située perpendiculairement à l'axe de la digue au niveau de la coupe III.13, est se termine par un puits de vidange des eaux de drainage.

- Côte crête : 353.50 m (côte de pont), largeur de pont 13 m.
- Longueur de la crête : 665 m.
- Largeur de la crête : 13 m.
- Epaisseur de la digue : 340 m (Au niveau de la fondation).
- Hauteur maximal : 60 m.
- Volume des remblais : 3 346 000 m³. Pente du noyau : (V/H)
- Amont : 1/0.65 au dessus de 310m et vertical au dessous,
- Aval : 1/0.15.

Pente des talus (V/H)

- Amont : 1/2.5 au dessous de 328 NGA puis 1/2.25 au dessus,
- Aval : 1/2.2 avec 2 bermes à 319 NGA et 334 NGA,
- Epaisseur du rip-rap amont : 1m,
- Epaisseur de la transition amont : 2m,
- Epaisseur de la transition aval : 1,5m de filtre puis 2m de drain. [3]

7.1.2 Tour de prise

Cet ouvrage est implanté en rive droite le long de l'Oued composé de :

- La tour de prise d'eau surmontant une chambre de manoeuvres des vannes de vidangedu fond, en béton armé constitue l'ouvrage d'entrée au tunnel (Dérivation provisoire).
- La tour de prise est équipée de 03 fenêtres (Prises d'eau) aux niveaux respectifs de 308.00, 321.50 et 335.00 m.
- Une passerelle de 220 m utilisée pour l'accès à la tour de prise.
- Le tunnel sous remblais de forme ovale d'une hauteur intérieure de 10 m environ, divisé en 03 pertuis par un plancher horizontal et une paroi médiane verticale, pendant la construction de la digue les trois pertuis sont utilisés pour la dérivation provisoire de l'Oued.

A la fin des travaux les deux pertuis inférieurs servent à la vidange de fond du barrage, et le pertuis supérieur serve au passage de la conduite d'adduction. La

sortie du tunnel se termine par un bassin amortisseur suivi d'un chenal reliant ce dernier à l'Oued.

- Hauteur de la tour de prise : 60 m, - Débit d'évacuation : 50 m³/s,
- Longueur du tunnel : 735 m[3].



Figure III.13 Tour de prise d'eau de barrage Sidi-Abdelli.

7.1.3 Vidange de fond

La galerie de vidange de fond à été obtenue par transformation de la galerie de dérivation provisoire. L'équipement comprend 2 pertuis localisés dans la tour de prise et équipés d'un batardeau, d'une vanne wagon et d'une vanne secteur. Le débit maximum de vidange est de 96 m³/s.

L'équipement hydromécanique du barrage de Sidi-Abdelli comprend dans ces grandes lignes :

- Vidange de fond,
- Circuit de dévasement,
- Vannes des prises d'eau, - Vanne papillon,
- Conduite force (AEP),
- Vanne jet creux aval.



Figure III.14 Vidange de fond barrage Sidi-Abdelli par vanne secteur.

7.1.3 Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue situé en rive droite, est constitué d'un déversoir frontal de 91.14 m calé à la côte 345 NGA, suivi d'un long coursier formé d'un radier et de murs bajoyers. Un coursier d'une longueur de 345 m se termine d'un bassin d'amortissement dont la côte est de 282.30m. Le débit maximal sous une charge de 6.3 m est de 3 000m³/s.



Figure III.15 Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli.

8 Conclusion

Au terme de ce chapitre III consacré aux différents types des barrages en remblais et leurs compositions ainsi que leurs caractéristiques notamment les matériaux utilisés pour leurs constructions. Pour cette étude, on a choisi le barrage Al-Izdihar sis à Tlemcen, dont on dispose d'informations et qui joue un rôle très important dans la zone étudiée.

Chapitre IV

Présentation du logiciel Code-ASTER

1 Introduction

La modélisation numérique fait partie des méthodes de simulation les plus utilisées étant donné qu'elle permet de prendre en charge un grand nombre de scénarios pour un cas donné. Compte tenu des enjeux de ces essais, il est primordial que les logiciels utilisés pour l'opération soient aussi performants que fiables. La modélisation numérique consiste à numériser un projet sur un ordinateur pour avoir une maquette qu'il sera possible de manipuler facilement pour opérer diverses modifications en vue d'améliorer le projet en question. Ce procédé sert également à faire subir toutes sortes de contraintes à la projection virtuelle du projet pour en étudier les impacts, ce qui permettra de concevoir les changements à effectuer pour optimiser le projet final.

Dans le présent chapitre, on donne une description du code de calcul par élément finis Code-ASTER2D, qui sera utilisé dans notre étude. En plus la description de quelques modèles de comportement disponibles dans ce logiciel.

1.2 Historique

L'histoire de la MEF a commencée en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation vibrationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Tümer et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes [6].

1.3 Concept de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

1.4 Calculs par la MEF

La méthode des éléments finis est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain.

Les sorties fournies pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

2. Les étapes de la MEF

La discrétisation : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

1. **L'approximation des variables fondamentales** : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
2. **Équations élémentaires** : L'utilisation du principe vibrationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K^e u^e = p^e$$

3. Équations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P$$

4. Les conditions aux limites :

La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales.

5. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U.

6. Résoudre les équations globales : Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, les contraintes sont évaluées[6].

3 Présentation du logiciel Code-ASTER2D

C'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 de l'entreprise « EDF » sis en France.

ASTER signifie « Analyses des Structures et Thermomécanique pour des Études et des Recherches ».

C'est un logiciel complexe, dont la réalisation a débuté en 1989, pour répondre aux besoins internes d'EDF.

3.1 Principes généraux

Code-ASTER permet de réaliser des calculs de structures pour les phénomènes thermiques, mécaniques, thermomécaniques, 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 de présentation 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[7].

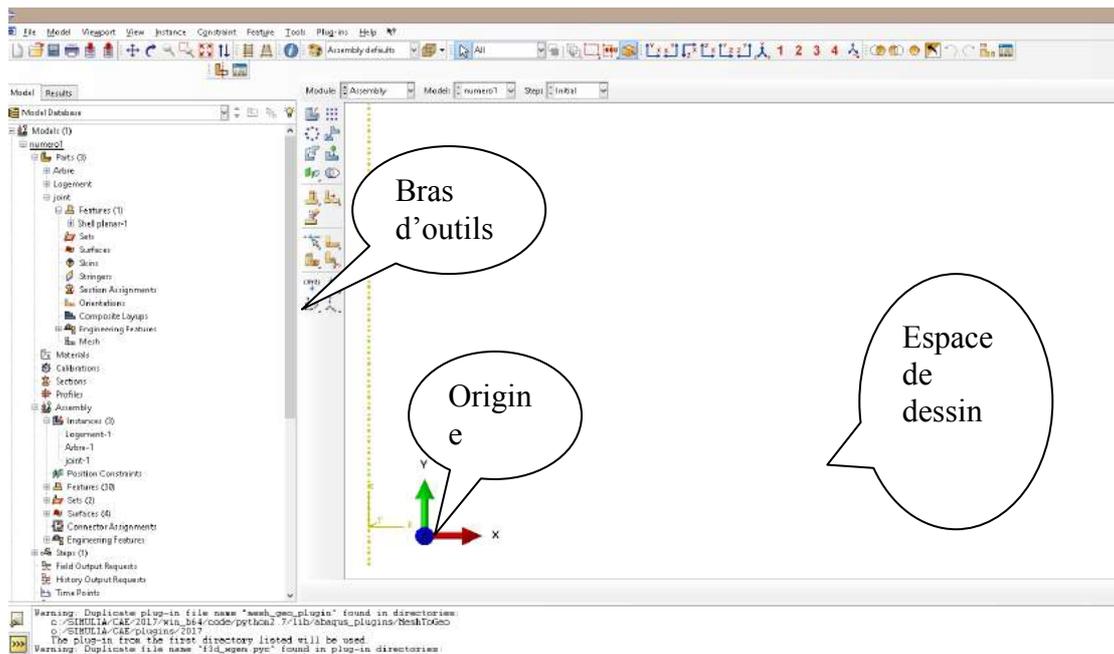


Figure IV.01 Fenêtre principale du programme d'entrée (mode de création géométrie).

3.2 La méthodologie dans Code-ASTER

3.2.1 Dimension du maillage

Les outils sont différents en fonction du choix entre Géométrie ou Maillage. On observe la barre d'outils de Géométrie et l'explorateur d'objet, qui permet dans un premier temps à modéliser le domaine de calcul.

Pour le domaine de calcul, on créera un maillage pour cette géométrie via l'icône « *CreateMesh* » avec une définition de la taille maximale de maille souhaitée.

Ensuite, pour raffiner le maillage près des bords, nous devons spécifier au code qu'il doit mailler plus finement certaines faces du domaine. Pour cela, on clique sur l'icône « *CreateSub-mesh* ».

une fois les hypothèses de maillage fixées ainsi que les groupes pour les CL créés, le maillage est prêt à être calculé. Pour cela, cliquer sur le mesh à calculer puis sur l'icône « *ComputeMesh* ».

3.2.2 Conditions initiales

Les états de contrainte initiale et de pression interstitielle correspondent à l'équilibre sous gravité avec un rapport de contrainte effective horizontale sur verticale de K_0 (coefficient des terres au repos). Le poids du remblai est simulé par une surcharge appliquée, et le drainage se produit à la surface du sol.

La méthodologie développée vise à prédire directement les déformations induites par une sollicitation statiquement appliquée grâce au loi de comportement ou plutôt au modèle choisis. Elle nécessite donc un état de contrainte initial réaliste, aussi proche que possible de l'état existant sur

l'ouvrage. Dans ce but, la méthodologie reproduit au mieux les différentes phases de la vie de l'ouvrage en construction, permettant aussi une vérification de la pertinence de la modélisation par comparaison avec des mesures d'auscultation.

3.2.3 Conditions aux limites

Pour pouvoir entrer les conditions aux limites, il faut maintenant récupérer les différentes faces du domaine élaboré dans l'étape de maillage.

Dans l'étude statique, il suffit d'introduire sur les bords des encastremets.

La méthodologie prévoit une étape de modification des conditions aux limites en cas de calcul sismique : les conditions d'encastrement des premières lignes sont remplacés par des ressorts (en noir sur la Figure IV.2) précontraints (en vert sur la Figure IV.2) permettant d'assurer le parfait équilibre du système avant l'application du signal sismique et d'imposer des vitesses pour appliquer l'onde plane incidente tout en absorbant les ondes réfléchies. Elle rend possible d'imposer des conditions de champs libres qui peuvent être différentes sur les deux frontières latérales du modèle.

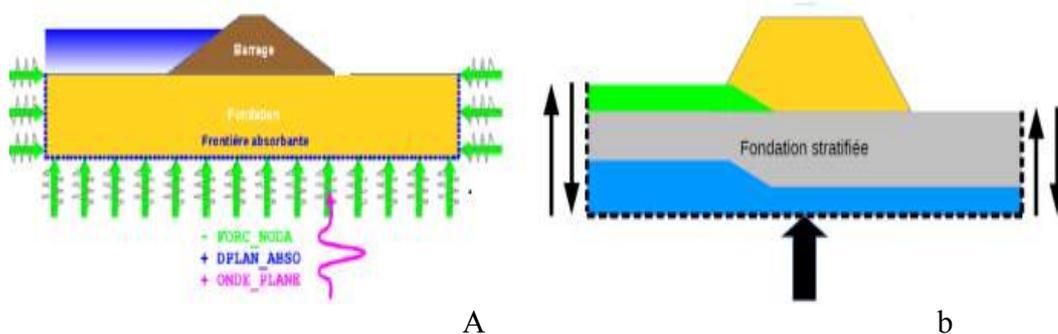


Figure IV.02 Conditions aux limites imposées sur les faces inférieures et latérales du modèle en cas de calcul sismique avec code-ASTER.

4. Lois de comportement dans code-ASTER

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faut que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol [8].

Dans code-ASTER, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite :

4.1. Modèle Cam_Clay

Modèle simple, robuste, de première analyse en monotone ; très usité. Pas applicable pour les sables. Nombre de paramètres peu élevé, ce qui rend le modèle très simple d'emploi. Limitation du modèle : l'alignement des points critiques sur une droite de pente M fixée : cette hypothèse est remise en question pour des matériaux très cohésifs. Il est nécessaire de recalculer cette pente M pour plusieurs plages de contrainte moyenne. Il est reconnu que ce modèle sous-estime les déformations déviatoriques pour des argiles sur-consolidées. L'écroutissement positif du matériau s'annule dès qu'on arrive sur l'état critique. D'autres modèles permettent que l'écroutissement puisse encore être positif un peu au-delà : modèle de Hujieux par exemple.

Tableau IV.1 loi de Cam Clay.

Nom Code_ASTER et type de loi	Mise en oeuvre Code_ASTER	
'CAM_CLAY' appelé Cam-Clay modifié en contraintes effectives, HPP élasticité non linéaire isotrope sur les directions de charge hydrostatique et linéaire sur les directions déviatoriques loi-plasticité durcissante adoucissante loi d'écoulement isotrope avec dilatations non élastiques possibles	Modélisations	3D, 2D, THM
	Paramètres	mots clés ELAS, (de fait pas utilisés) et CAM_CLAY
	Paramètres variables avec la température	Non
Perspectives	propose d'introduire dans CAM_CLAY la possibilité de choisir de fournir G_{ouv}	

4.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Modèle simple, robuste, de première analyse en monotone ; très usité. Les critères de rupture sont écrits en fonction des contraintes principales majeure et mineure, donc ils sont indépendants de la contrainte intermédiaire. Modèle peu utilisé dans le domaine des barrages en béton.

Envisagé : développement de versions modifiées des modèles de Mohr_Coulomb.

Tableau IV.2 loi de Mohr Coulomb.

Nom Code_ASTER et type de loi	Mise en oeuvre Code_ASTER	
MOHR_COULOMB en contraintes effectives, HPP élasticité Linéaire	Modélisations	3D, 2D (D_PLAN, C_PLAN, AXIS),
	Paramètres	mots clés ELAS (2) et MOHR_COULOMB
isotrope, élasto-plastique non associée	Paramètres variables avec la ² température	Non
Perspectives	Mise à jour du cas de validation car actuellement les résultats ne sont pas en cohérence avec des modélisations similaires faites avec Z-soil.	

4.3 Modèle de Hujeux

Capacité à modéliser un large éventail des traits observés du comportement dessols, en particulier les situations de chargements cycliques. Soumis à des cycles répétés, un sable se densifie : le domaine élastique croît vers le domaine de rupture : le modèle de Hujeux permet de représenter cette phénoménologie. Ce modèle introduit une dépendance de la surface de charge en fonction des déformations déviatoriques sans modifier la règle d'écoulement volumique de dilatance, ce qui permet de mieux modéliser les déformations déviatoriques que le modèle de Cam-Clay.

Tableau IV 3 loi de Hujeux

Nom Code_ASTER et type de loi	Mise en oeuvreCode_ASTER	
<p>'HUJEUX' en contraintes effectives, HPP critère régulierévoluant de type Mohr- Coulomb à Cam-Clay dans chaque planorthotrope Loi d'écoulementDéviatorique non associée. Loi d'écoulement de consolidation associée. Variablesmémoratrices discrètes (transition de mécanisme). Traitement de la restauration des variablesd'écrouissageen décharge.</p>	Modélisations supportées	3D, 2D,
	Paramètres	mots clés ELAS) et HUJEUX, dontmesurables Le paramètre <i>b</i> enparticulier aide àdistinguer les cassableux du cas argileux: forme de la surface decharge...
	Paramètres variables avec la température	Non
Perspectives :	Couplage perméabilité dégradation du sol, anisotropie. Influence de la non saturation sur les modes de rupture et potentiel de liquéfaction.Il conviendrait de développer le calcul de la densité de puissance dissipée par les mécanismes plastiques.	

5. Conclusion

La méthode des éléments finis (MEF) permet de résoudre de manière discrète et approchée le problème d'un barrage. On cherche une solution approchée qui permet la simulation bidimensionnelle de construction de l'ouvrage, elle est la plus efficace et satisfaisante dans l'étude de stabilité, puisqu'elle traite le massif du corps du barrage comme un milieu continu et permet sa discrétisation en deux dimensions.

Dans le chapitre suivant on utilise le code de calcul (ASTER2D) pour résoudre le cas d'un barrage réel en phase de construction.

Chapitre V

Application sur barrage El Izdihar

1 Introduction

La sécurité des barrages en remblai ne dépend pas seulement d'une conception appropriée et d'une construction adéquate, mais aussi de la surveillance du comportement réel, nonseulement, pendant la construction et pendant la mise en eau, mais tout au long de l'exploitationdes barrages.

L'instrumentation géotechnique et géodésique permet d'avoir un système de surveillance etd'avertissement en cas d'un comportement anormal de ces barrages en remblai.

Pour les barrages à noyau central, et en fonction de la rigidité des matériaux des déformationsdifférentielles menaçant la sécurité du barrage peuvent être enregistrées.

On distingue souvent deux phases de déformations verticales :

➤ Le tassement du à l'augmentation du poids pendant le remblayage, qui est unedéformation instantanée.

➤ La consolidation après l'achèvement de la construction.

La modélisation a été établie et calculée avec le logiciel code ASTER, et cela dans le but devérifier la sensibilité des déformations des barrages en terre par rapport au modèle de comportement du sol.

2 Présentation de l'ouvrage

Le barrage de Sidi-Abdelli situé sur l'Oued Isser à 2,5 km au Nord du chef lieu (Communede Sidi-Abdelli), à 08 km de l'Est/Nord de la daïra de Ben-Sekrane et à 34 km de l'Ouest/Nord de la ville de wilaya de Tlemcen.

L'aménagement à pour but principalement d'alimentation en eau potable de la ville d'Oran etde sa zone industrielle, l'alimentation de la région de Sidi-Bel-Abbès par pompage. Et accessoirement à l'irrigation de différents périmètres agricoles situés à l'aval.

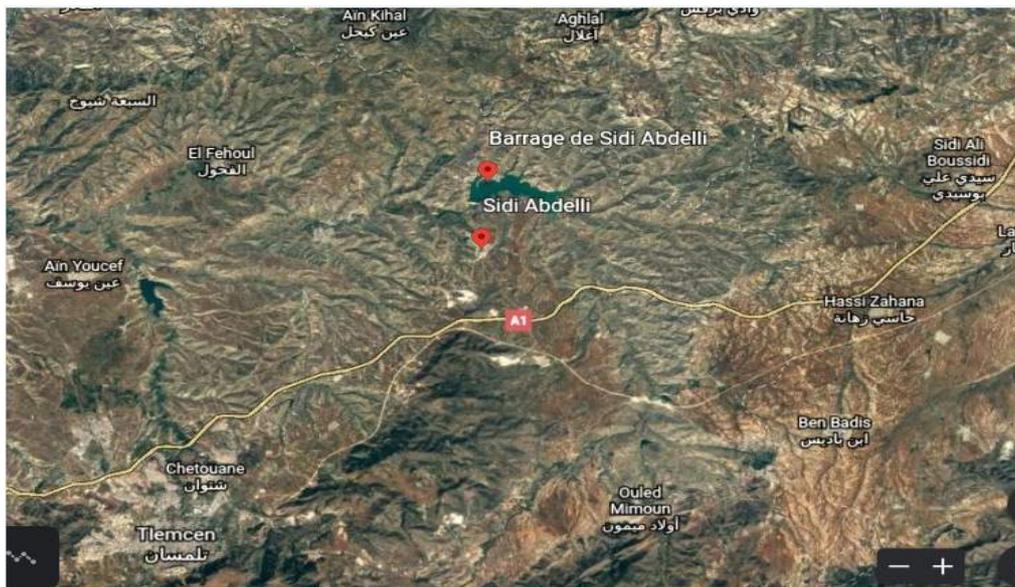


Figure V.1 Situation du barrage El Izdihar de Sidi-Abdelli (Google earth, 2013).



Figure V.2 Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli [ref.].

3. Description du barrage

3.1. La digue

La digue est composée d'un noyau central en argile couvert par des enrochements ; sa forme est trapézoïdale avec les dimensions géométriques suivantes :

- Côte crête : 353.50 m (côte de pont), largeur de pont 13 m.
- Longueur de la crête : 665 m.
- Largeur de la crête : 13 m.
- Epaisseur de la digue : 340 m (Au niveau de la fondation).

- Hauteur maximal : 60 m.
- Volume des remblais : 3 346 000 m³.



Figure V.3 Digue du barrage El Izdihar Sidi-Abdelli.

Pente du noyau : (V/H)

- Amont : 1/0.65 au dessus de 310m et vertical au dessous,
- Aval :1/0.15.

Pente des talus (V/H)

- Amont : 1/2.5 au dessous de 328 NGA puis 1/2.25 au dessus,
- Aval : 1/2.2 avec 2 bermes à 319 NGA et 334 NGA,
- Epaisseur du rip-rap amont : 1m,
- Epaisseur de la transition amont : 2m,
- Epaisseur de la transition aval : 1,5m de filtre puis 2m de drain.

La digue comprend un batardeau amont et le corps du barrage principal. Le batardeau est composé de l'amont vers l'aval des matériaux suivants :

- Recharge amont en sable et gravier,
- Noyau central en argile,
- Recharge aval en sable et gravier suivis d'encrochement,

Le corps du barrage principal est composé de :

- Recharge amont commune au batardeau en sable et gravier,
- Filtre amont,
- Noyau central en argile,
- Filtre aval suivi d'un drainage,

- Recharge aval formée de sable, argile et silt,
- Drain horizontal lié au drain incliné après le noyau,
- Drain prismatique aval en liaison avec le drain horizontal

3.2 Hydrologie

La superficie de bassin versant est de 1 137 km², l'apport moyen annuel est de 61 hm³, le débit moyen unitaire est de 1,93 m³/s, la crue du projet est de 4 430 m³/s laminée à 3 000 m³/s.

3.3 Retenue

La superficie de la retenue à la retenue normale est de 6,6 km². La capacité de la retenue au niveau normal est de 110 Hm³.

3.4 Fondations du barrage

Les fondations sont constituées par des alternances de marnes et de grès. Les grès sont plus ou moins cimentés, les bancs les plus compacts présentent des discontinuités bien développées formant des blocs parallélépipèdes. Un voile profond d'environ 70m en partie centrale a été exécuté depuis la galerie d'injection située dans l'axe du barrage.

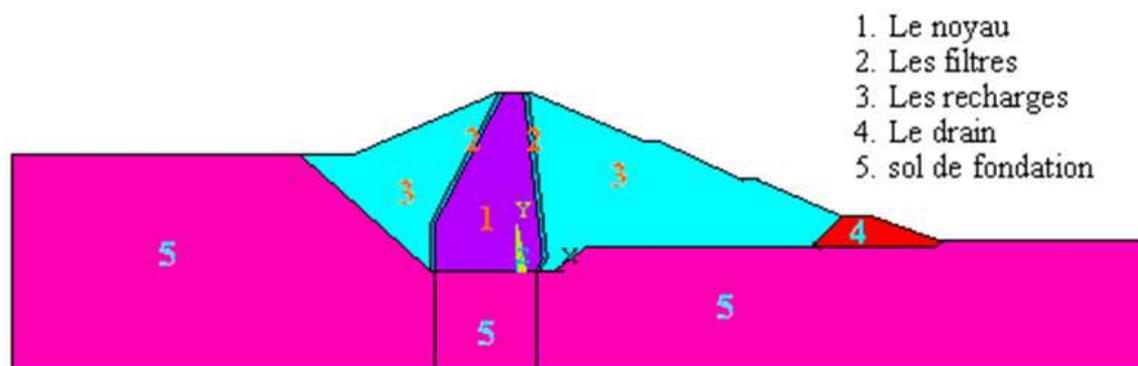


Figure V.4 Profil du barrage El Izdihar.

Pour la modélisation, on a choisi des valeurs trouvées dans d'autres documents [référence] qui semblent être raisonnables. Les caractéristiques choisies sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Paramètres des sols de fondation et du matériau de la digue (barrage El Izdihar) [9]

Sol	γ_d (KN/m ³)	γ_{Sat} (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν	C (KN/m ²)	k (m/s)	φ°
Fondation	20.0	23.0	$7 \cdot 10^9$	0.2	2	10^{-4}	24°
Noyau	17.9	21.1	$1.7 \cdot 10^7$	0.3	1	10^{-8}	31°
Recharge	21.1	22.8	$4.5 \cdot 10^7$	0.2	1	10^{-4}	32°
Filtre	20,10	21,60	$1.8 \cdot 10^7$	0.2	5	10^{-5}	25°
Drain	20,60	22,10	$5 \cdot 10^7$	0.2	2	0.1	24°

4 Conditions aux limites & chargements

- Bloquer les degrés de liberté correspondants au niveau des appuis
- Le cas échéant, établir des conditions de contact (frottement)
- Symétrie du problème : géométrique, de déplacement
- Appliquer les conditions de chargement (charge ponctuelle, charge répartie, pression, déplacement imposé ...)

5 Loi de comportement

- Définir le modèle de comportement :
 - 1 Élastique linéaire: isotrope, orthotrope, anisotrope
 - 2 Élastique : linéaire , non linéaire
 - 3 Élasto-plastique (plusieurs modèles existent)
 - 4 Visco-élasto-plastique
 - 5 Frottement
 - 6 Écoulement darcy.

6. Les principaux paramètres

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_{eV} Incrément de la déformation plastique volumique
- $d e p$ Incrément de la déformation plastique de viatorique

7. Modélisation

7.1 Définition de points

La première étape que nous prenons est de marquer des points dans le logiciel code ASTER, comme indiqué sur la figure V.5.

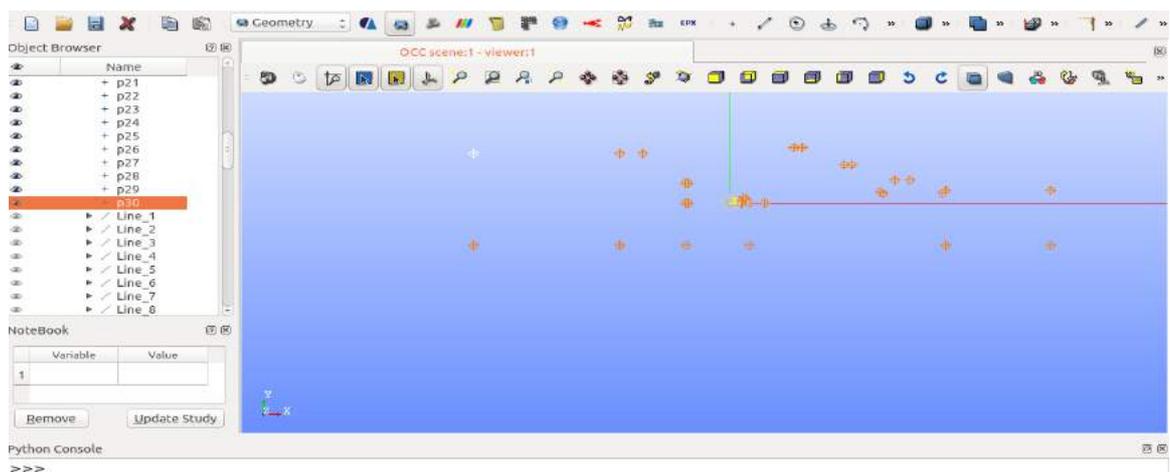


Figure V.5 Schéma représentatif des points.

7.2 Définition de lignes

Après avoir marqué les points nous les connectons par des lignes comme illustré dans la figure V.6.

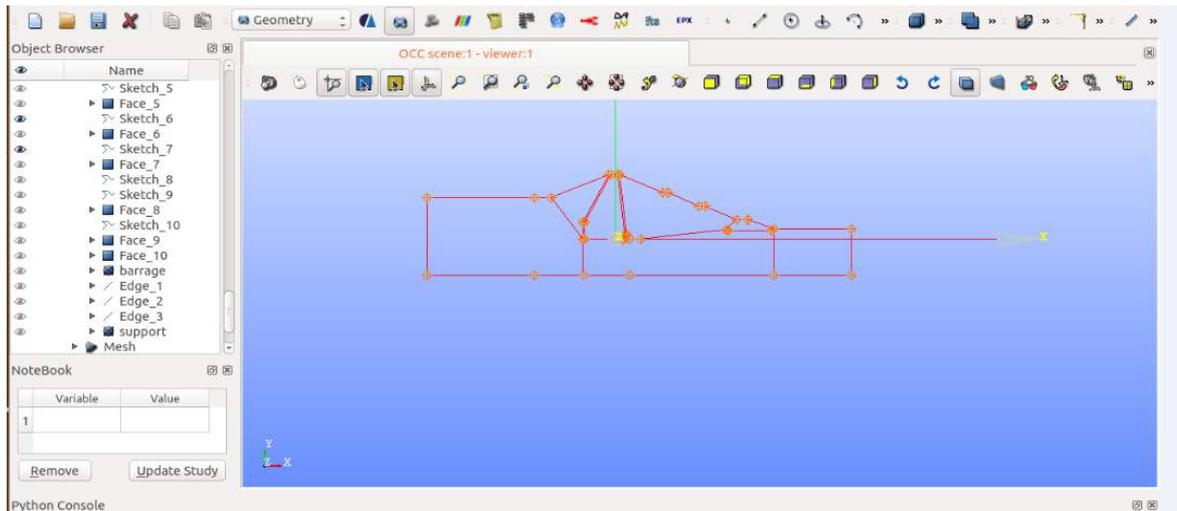


Figure V.6 Schéma représentatif des lignes.

7.3 Définition de surfaces

Après avoir connecté les points, la surface de chaque partie du barrage a été déterminée.

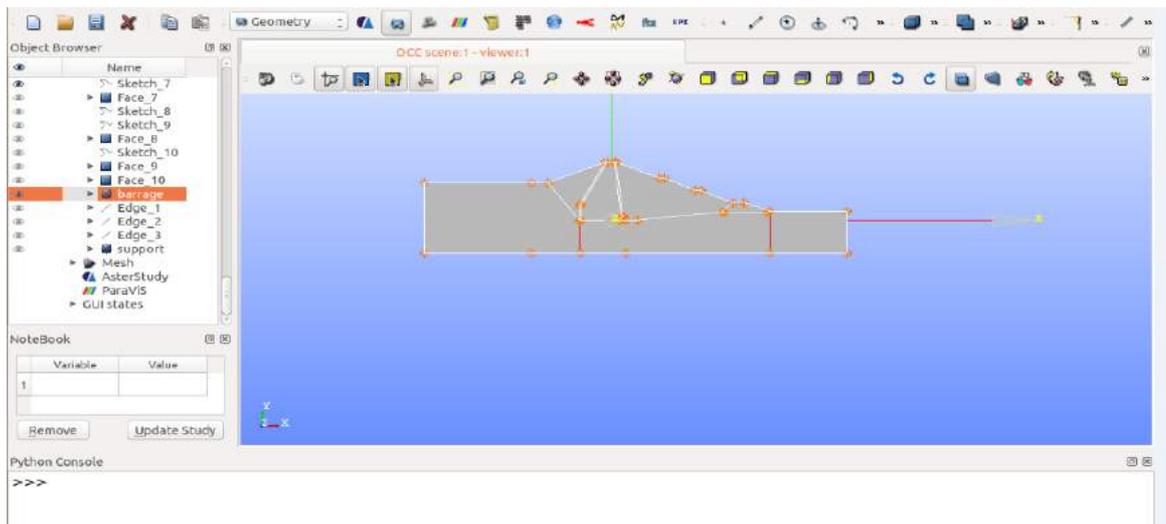


Figure V.7 Schéma représentatif des surfaces

7.4 Définition de volumes

Une fois qu'une zone est sélectionnée, on pourra distinguer chaque zone par une couleur attribuée indiquant le volume concerné (Figure V.8).

Les conditions aux limites sont citées comme suit :

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

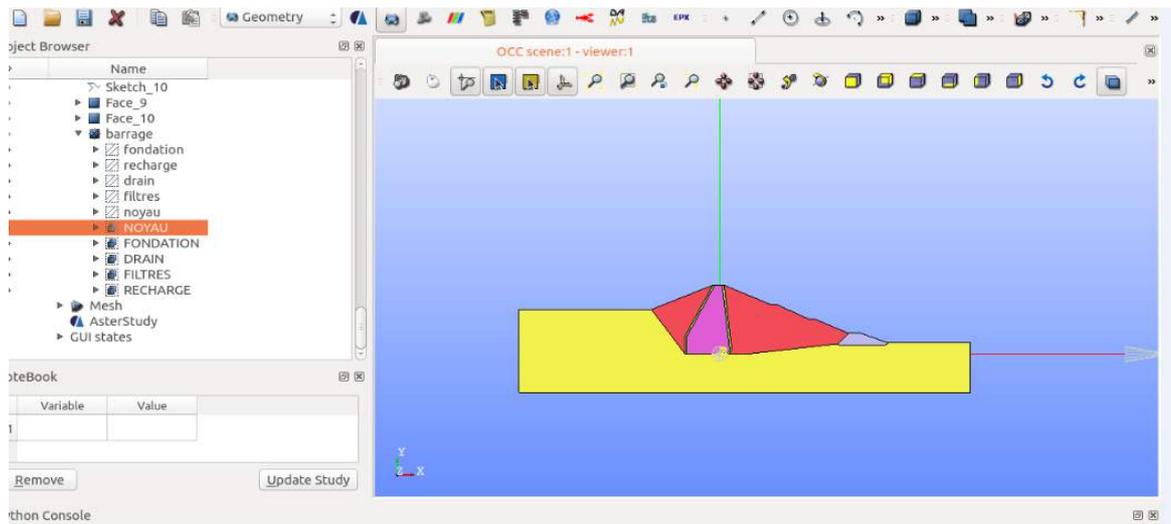


Figure V.8 Schéma représentatif des volumes.

8. Maillage

On introduisant les instructions montrées en figures V.9 et V.10 , on règle la finesse de maillage pour tout le modèle. Le maillage est représenté sur la figure (V 11).

Code-ASTER est un logiciel qui effectue des calculs structuraux avec un comportement linéaire ou non linéaire. La non linéarité concerne les comportements des matériaux (plasticité, viscosité, ...), ou les grandes déformations ou grandes rotations et contact avec frottement. L'étude actuelle nécessite la mise en place de fixations et visualisations graphique. Cependant, de nombreux outils peuvent être utilisés pour ces opérations au moyen des procédures d'interface incluses dans le code.

Le fichier réseau définit la description topologique du réseau de maillage. Cette option d'étape définit le type de formulation d'éléments finis utilisé ou le phénomène physique à modéliser.

Ainsi, l'élément adopté est triangulaire à trois nœuds avec comme fonction d'interpolation du type linéaire pour simuler le comportement de notre ouvrage.

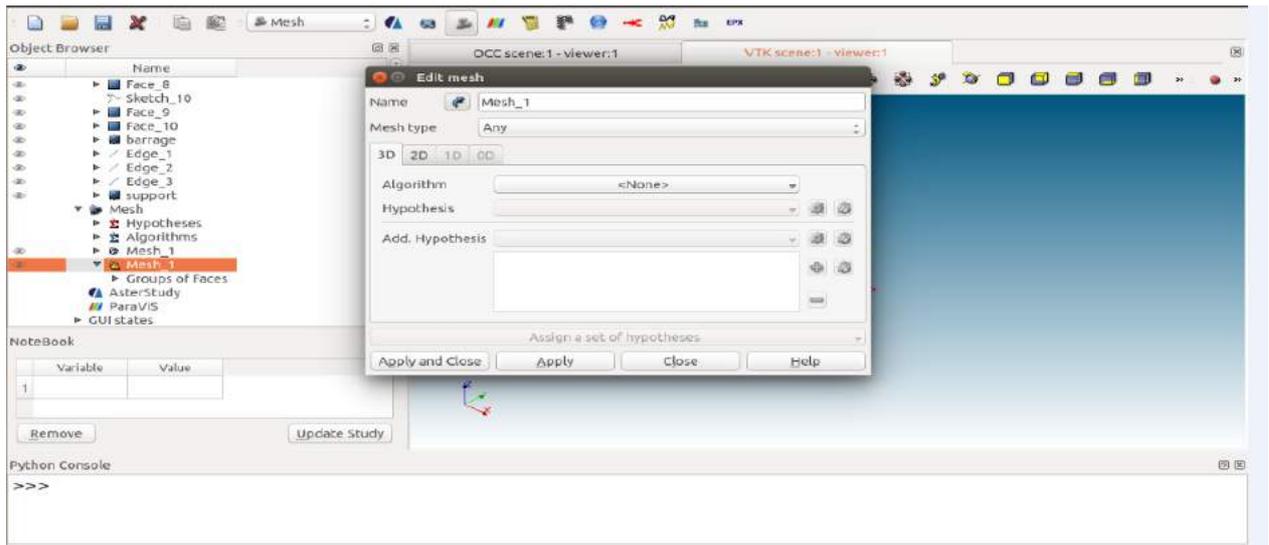


Figure V.9 Création de maillage du barrage

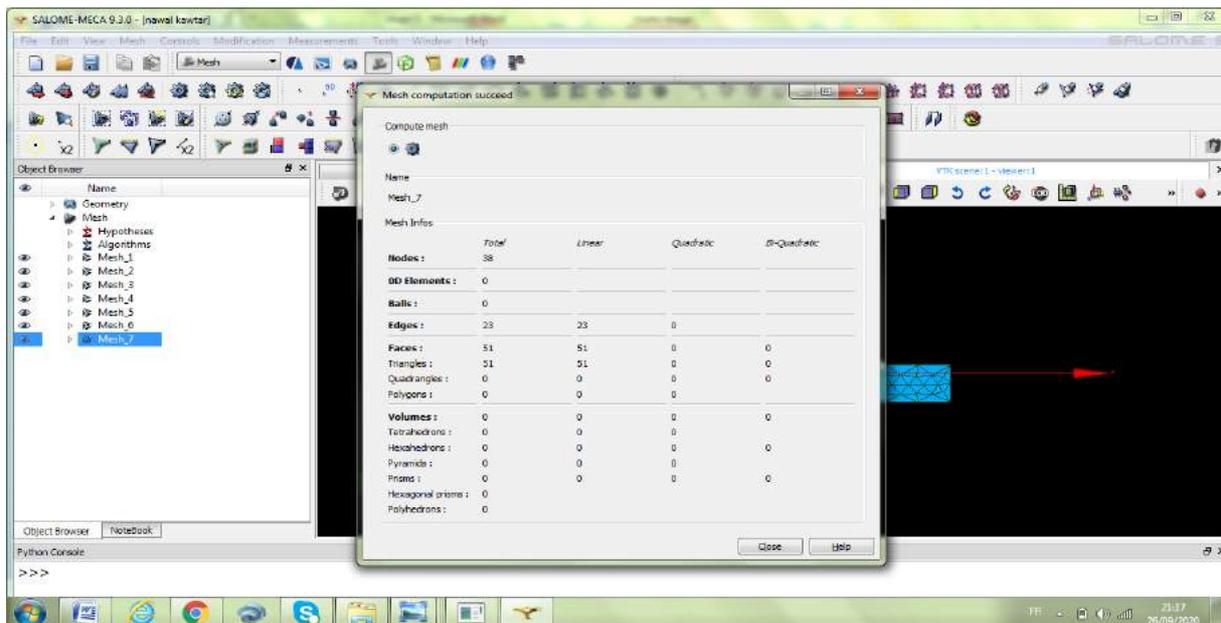


Figure V.10 Exécution du maillage.

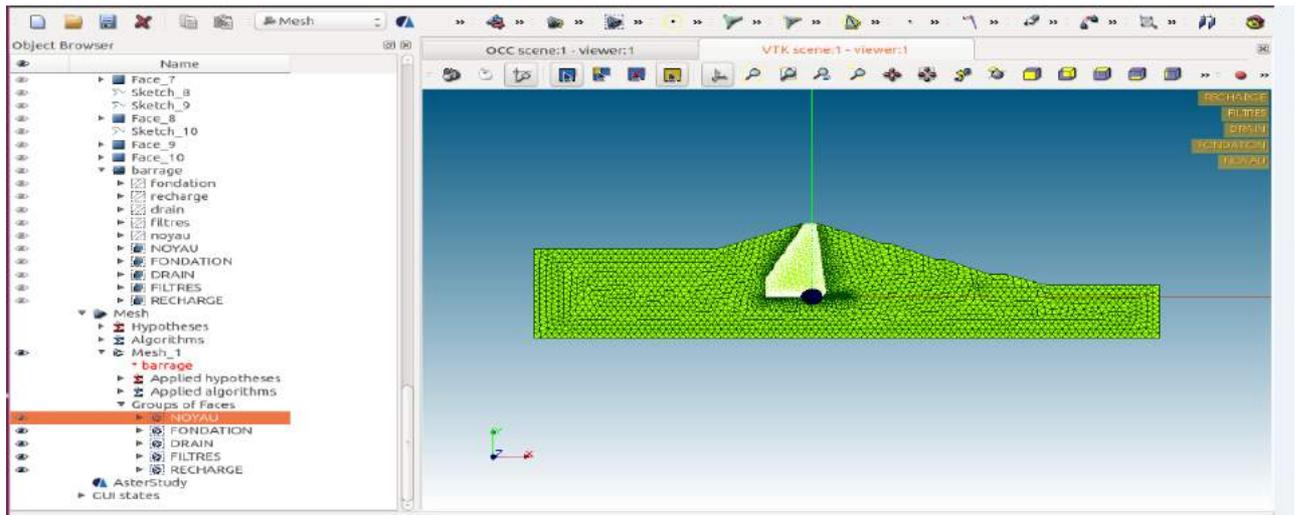


Figure V.11 Schéma représentatif du maillage

9. Résultats et discussions

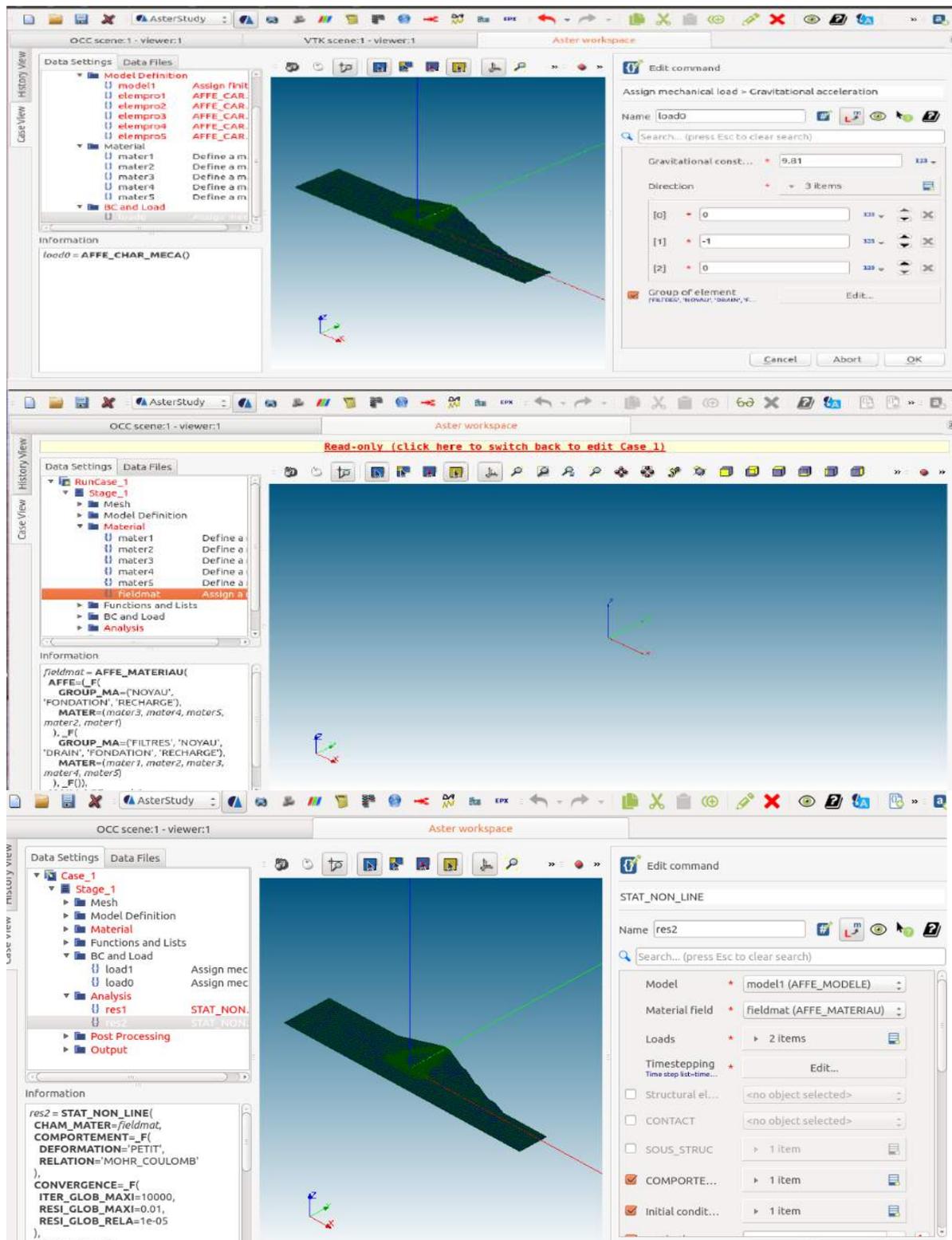
Modèle Mohr_Coulomb :

Il requiert cinq paramètres : 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.

➤ Fichier donnée : les paramètres de la loi de Morh_Coulomb



Figure V.12 Introduction du modèle Mohr-Coulomb.



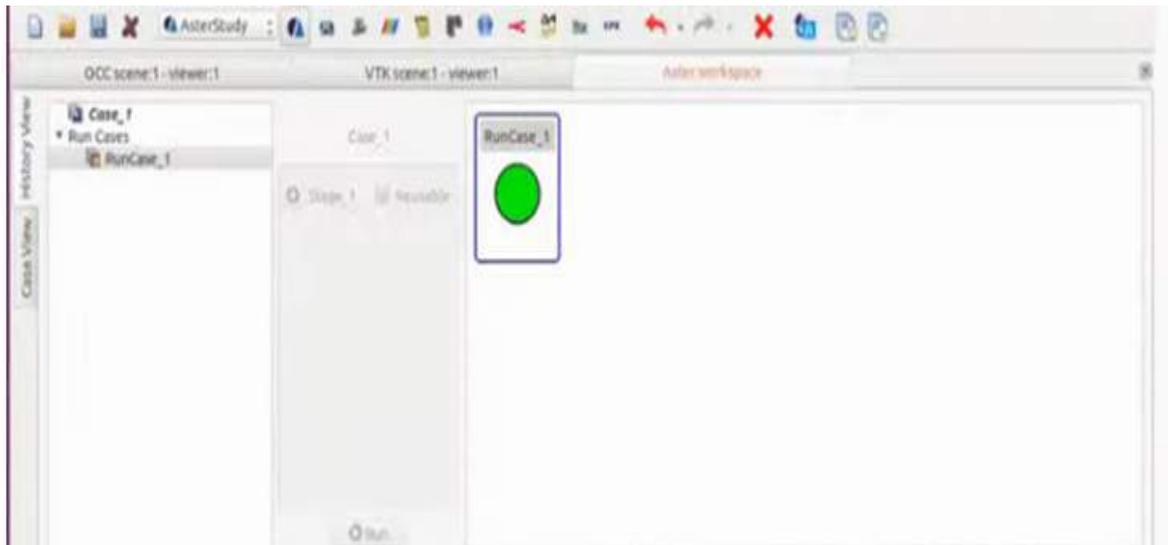


Figure V.13 Exécution du programme.

Les résultats obtenus sont les valeurs de déplacement du barrage dans les deux sens, horizontal et vertical.

Les résultats peuvent être donnés sous forme numérique mais ils sont trop long à éditer et leurs dépouillement sera laborieux. Le code-ASTER nous permet de visualiser directement les résultats en mode graphique, qui nous simplifie la tâche de localisation des déplacements sous forme de zone coloré du bleu au rouge qui correspondent respectivement à un déplacement minimal au déplacement maximal. Ils sont présentés comme suit :

9.1 Calcul des déplacements

Après le processus de modélisation et le calcul numérique par le programme Code-ASTER, On voit sur le graphe que la zone pour laquelle le remblai du barrage peut atteindre l'instabilité est le talus de la partie aval du barrage, nous pouvons systématiquement lire les déplacements dans les deux directions. Nous avons enregistré un déplacement total maximal de l'ordre de 0.72964 m.

9.1.1 Déplacement vertical

Les résultats obtenus affichent un déplacement vertical maximal de -0.51781 m. Ce point se situe en crête de la partie aval, il est indiqué par la zone rouge (Figure V.14). Il peut être expliqué par le phénomène de tassement ou plutôt une consolidation instantanée.

Par contre les autres zones en bleu indiquent des déplacements faibles à très faibles.

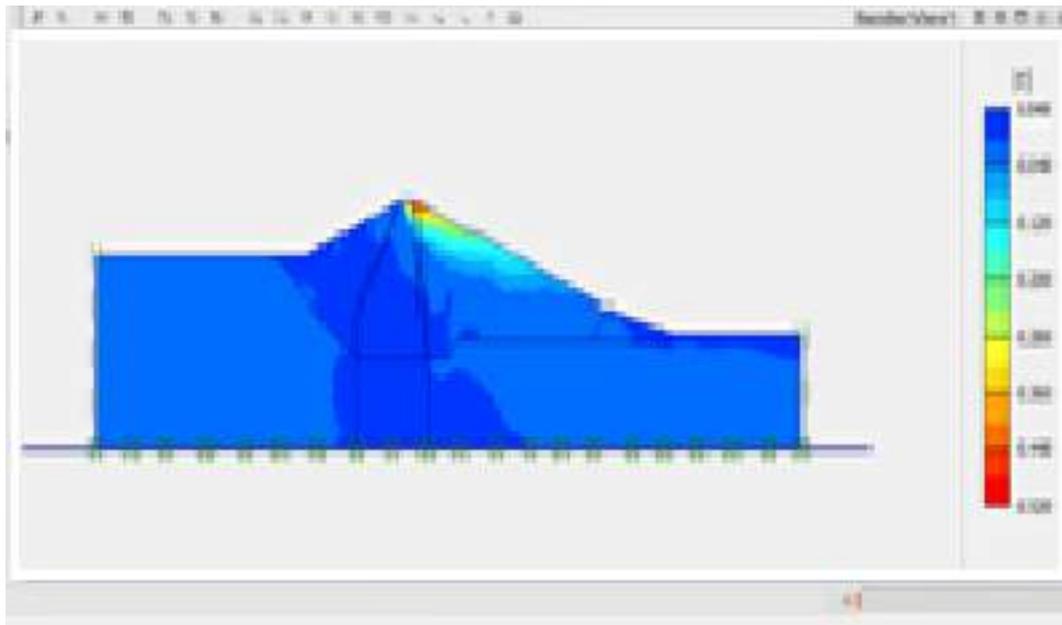


Figure V.14 Les déplacements verticaux en fin de construction.

9.1.2 Déplacement horizontal

Concernant les déplacements horizontaux, ils sont tous dirigé vers la partie extérieure du talus de la partie aval du barrage, avec un déplacement maximal de l'ordre de 0.56604 m (Figure V.15). La zone indiquée en rouge illustre nettement cette zone qui peut prétendre.

Aussi on peut voir dans le corps du barrage à travers le changement de couleur, Cette observation focalisé sur la stabilité des pentes (talus) est d'un grand intérêt et peut être utilisé pour évaluer la stabilité et la sécurité de notre barrage.

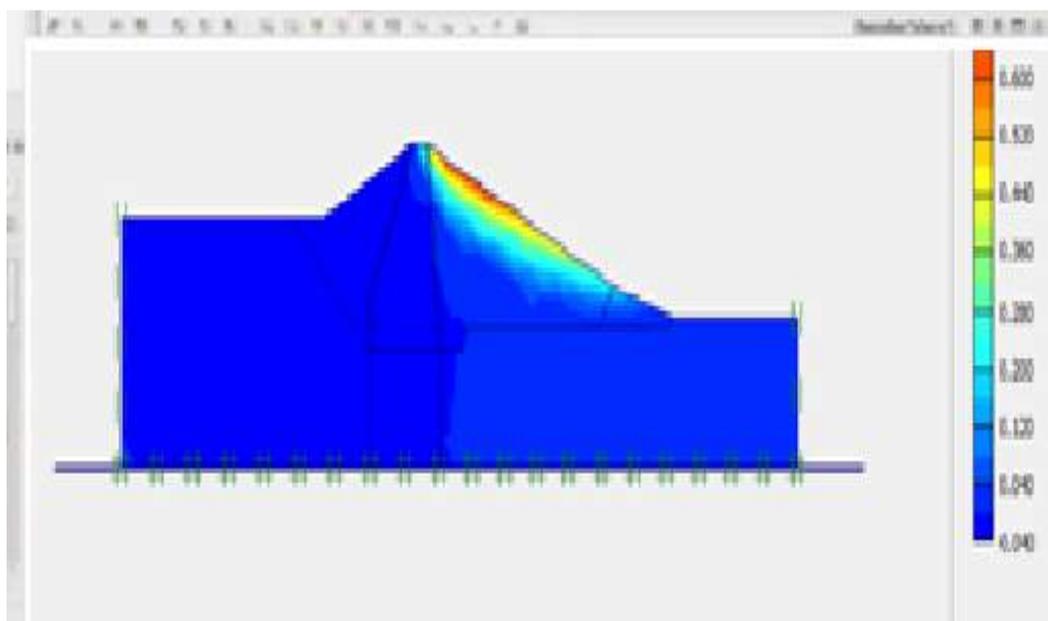


Figure V.15 Les déplacements horizontaux en fin de construction.

10. Conclusion

Au terme de cette étude, on peut conclure que le barrage en fin de construction est stable vu les déplacements enregistrés qui sont acceptable pour un chargement statique sans effet vibrationnel ou intervention de l'eau, donc son comportement est correct.

La présente étude devra être complétée par une étude dynamique pour s'assurer de la sécurité de l'ouvrage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail abordé dans ce mémoire consistait en une étude des barrages en remblais plus particulièrement, le barrage El-Izdihar de Sidi Abdelli sis à Tlemcen.

Une synthèse a été effectuée sur les différentes lois et modèles de comportement des sols basé sur les essais au laboratoire dont le principe est d'assimiler le comportement correct des sols.

Le programme Code-ASTER utilisé dans le cadre de cette étude, nous a permis de simuler la phase finale de construction du barrage en terres en termes de déplacements en utilisant un modèle simple et de base, dans ce cas est celui de Mohr-Coulomb.

Les résultats étant fournis sous forme de graphes, l'analyse de l'ouvrage étudié devient plus facile. L'aspect réaliste du barrage en déformations nous a permis d'identifier les possibles déplacements verticaux et horizontaux, les mouvements possibles sont dirigés vers la base et vers l'extérieur sur la pente aval du barrage. Selon, le facteur de sécurité, le barrage demeure stable sous son poids propre et aucune instabilité n'est à craindre. Aussi, le modèle de Mohr-Coulomb est lié à cinq paramètres notamment le coefficient de Poisson, et toute légère diminution de celui-ci entraîne une augmentation des déplacements.

Le calcul numérique par Code-ASTER est un moyen pour prédire le comportement des sols et peut être généralisé en cas d'écoulement et d'infiltration. On recommande aussi d'utiliser d'autres modèles existants dans le logiciel Code-ASTER notamment de Cam-Clay et d'Hujeux, et de compléter l'analyse par l'introduction de la réponse dynamique en tenant compte des phases de fin de construction, de service et de vidange rapide.

Enfin, ce simple et humble travail couronnant notre fin d'étude, a connu des difficultés de communication, notamment « la règle » du distanciel causé par la pandémie du Covid-19. Mais comme même le défi a été surmonté et qu'Allah éloigne de nous les épidémies, et nous préserve du mal des maladies par sa grâce et sa miséricorde.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] **Touil.B**, Rhéologie des sols (Cours), Université de Saida, 2018.P102,
- [2] **Pecker.A**, Dynamique des sols. Ecole des ponts et chaussées, 1984, p.259.
- [3] **Rezgani.A**, Mécanique des milieux continus cours et applications, Polycope de cours, Université de Saida.
- [4] **Perri .J**, Retenues collinaires et mécanique des sols, Bulletin Technique du génie rural, N°53. 1961.
- [5] **Alonso.E**, Barrages en remblais. Cemagref, 2008.
- [6] **Olgierd Cecil Zienkiewicz**, Méthode des Eléments Finis, McGraw Hill, 1979, p.851.
- [7] **Colloque CFBR**. « Justification des barrages : Etat de l’art et Perspectives », Chambéry, 27 et 28 novembre 2019 D.03 – Modélisation du comportement au séisme des remblais saturés avec Code-ASTER
- [8] **Voltaire.F** Panorama des modèles de comportement de solsetroches, 2019.
- [9] **Mammeri.K**, Etude statique d’un barrage en remblai par la méthode des éléments finis en utilisant une loi elastoplastique ; Université de Saida 2019.