



**Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

**Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL**



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par : GUELMINE Imane & ZERZOUR Souad

THEME

**INFLUENCE DES PARAMETRES DES MODELES SUR LES
DEFORMATIONS ET LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE**

Soutenu devant le jury composé de Messieurs :

RAHMOUNI Zinelabidine, Prof., Université Med Boudiaf - M'sila, Président

HAMITOCHE Amar, M.A.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur

KHEMISSA Mohamed, Prof., Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur

SEDDIKI Ahmed, M.C.B, Université Med Boudiaf - M'sila, Co- Encadreur

Promotion : 2019/2020

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Nous tenons aussi à remercier mes encadreur : Professeur M. KHEMISSA, et DR A. SEDDIKI de nous avoir fait profiter et de transférer leurs grandes connaissances du sujet ... leurs conseils tout au long de ce projet, même dans les moments les plus difficiles.

Nous remercions tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, m'ont toujours soutenu par leur respect et leur gentillesse.

Imane Guelmîne & Souad Zerzour

ملخص

يهدف العمل المقدم في هذه الرسالة إلى تحليل تأثير نموذج سلوك التربة على استقرار السد الترابي.

أولاً، قدمنا في بداية معلومات عامة عن السدود، وطرق تحديد ابعادها، وتأثير التسربات الهيدروليكية على استقرارها.

ثم عرضنا الطرق المختلفة لتصميم وتحليل استقرار السدود الترابية، وحماية المنحدر عند المصب وعند المصرف وطرق التصريف ومختلف المنشآت الملحقة.

بعد عرض البرنامج الرقمي المستخدم "Plaxis"، والاعدادات التي تميز نماذج السلوك المرنة لمهر كولوم، ونموذج نموذج التربة المتصلدة.

انجزنا دراسة تطبيقية تتعلق بدراسة الثبات الميكانيكي لسد "سويلا" الترابي الواقع في بلدة مقررة (ولاية مسيلة) لمرحلة "نهاية البناء" تحت تأثير تحميل الجاذبية وحدها.

تم إجراء مقارنة على أساس قيم معامل الامان والإزاحة الكلية، الأفقية والرأسية في جسم السد.

كلمات البحث: نموذج السلوك - السد - الثبات - المرونة - الإزاحة

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet du modèle de comportement du sol sur la stabilité d'une digue en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les différents types de barrages en terre, leur dimensionnement et les effets des infiltrations sur leur stabilité.

Ensuite on a exposé les méthodes d'analyse de la stabilité hydraulique et mécanique des barrages en terre, la protection des talus amont et aval et le processus de drainage par filtres et ouvrages annexes.

Après présentation de l'outil numérique utilisé qui est le logiciel Plaxis, et les paramètres caractérisant les modèles de comportement élastoplastique de *Mohr Coulomb* et celui du *Hardening Soil Model*.

On a terminé par une application pratique concernant l'étude de la stabilité mécanique de la digue du barrage en terre de Soubella situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila), pour la configuration "**fin de construction**" sous l'effet du chargement gravitaire seul.

Une comparaison sur la base des valeurs du coefficient de sécurité et des déplacements totaux, horizontaux et verticaux dans le corps de la digue a été faite.

Mots clés : modèle de comportement - digue - stabilité - élastoplastique – déplacements

ABSTRACT

The study presented in this thesis aims to analyze the effect of the soil behavior model on the stability of an earth dam.

Firstly, we presented generalities on the different types of earth dams, their dimensioning and the effects of infiltration on their stability.

Then the methods of analysis of the hydraulic and mechanical stability of the earth dams, the protection of the upstream and downstream slopes and the process of drainage by filters and ancillary works were exposed.

After presentation of the digital tool used which is the Plaxis software, and the parameters characterizing the elastoplastic behavior models of Mohr Coulomb and that of the Hardening Soil Model.

We finished with a practical application concerning the study of the mechanical stability of the dam of the Soubella earth dam located in the municipality of Magra (wilaya of M'sila), for the configuration "end of construction" under the effect gravity loading alone.

A comparison was made on the basis of the values of the safety factor and of the total, horizontal and vertical displacements in the body of the dam.

Key words: behavior model - dam - stability - elastoplastic - displacements

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RÉSUMÉ

ABSTRACT

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

Introduction Générale.....	1
Généralités sur les Barrages en Terre.....	2
Chapitre Premier	3
Généralités sur les barrages en terre.....	3
1.1. Les barrages en terre :	3
1.2- Circulation de l'eau dans le sol.....	5
1.3- Les infiltrations dans les barrages en terre.....	7
Chapitre deuxième.....	15
Dimensionnement et analyse de la stabilité d'une digue en terre	15
2.1. Dimensionnement d'un barrage en terre :	15
2.2- Analyse de la stabilité de la digue en terre :	19
2.3- Stabilité hydraulique :	19
2.4- Stabilité mécanique d'un barrage en terre	22
Troisième Chapitre.....	26
Outils informatique utilisé et modèles de comportement de sols.....	26
3.1. Introduction :	26
3.2. Présentation de Plaxis :	26
3.3. Les modèles de comportement implémentés dans Plaxis :	27
3.4. Les types de comportement des matériaux (Material type)	28
3.5. Rappels sur lois de comportement élastoplastique.....	29
3.6. Les modèles de comportement utilisés :	30
3.7. Conclusion :.....	38

Quatrième Chapitre	34
Simulation numérique de l'effet du modèle de comportement sur la stabilité de la digue de Soubella.....	34
4.1. Localisation de la digue Soubella.....	34
4.2. Les objectifs à atteindre par ce barrage	35
4.3. Climatologie	35
4.4. Géologie	37
4.5- Stabilité mécanique de la digue:	39
4.5.1. Profil géométrique retenue pour la digue :.....	39
4.5.2. Modélisation des étapes de calculs numérique :	39
4.5.3. Calculs selon le modèle de comportement Mohr Coulomb	40
4.5.4. Calculs selon le modèle de comportement HSM	41
4.5.4. Comparaison des résultats de calculs selon les deux modèles de comportement	42
4.9- Synthèse	43
Conclusion Générale	44
Références Bibliographique	45

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Barrage en terre homogène avec tapis drainant.....	3
Figure 1.2 : Barrage en terre à noyau étanche.....	5
Figure 1.3 : Barrage en terre à masque amont.....	5
Figure 1.4 : Ecoulement de l'eau à travers les vides dans le sol.....	6
Figure 1.5: Rupture d'ensemble à partir du parement aval(Mériaux et al., 2001).....	9
Figure 1.6 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.....	9
Figure 1.7 : Rupture par surverse.....	10
Figure 1.8: Rupture par renard hydraulique.....	10
Figure 1.9 : Rupture par affouillement.....	11
Figure 1.10 : Rupture par liquéfaction.....	12
Figure 2.1 : Barrage en terre avec tapis drainant horizontal.....	15
Figure 2.2 : Solution graphique pour l'écoulement à travers un barrage avec tapis filtrant horizontal.....	20
Figure 2.3 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles.....	21
Figure 2.4 Détermination de la pression interstitielle.....	22
Figure 2.5 : Retenue pleine.....	24
Figure 4. 1 : Localisation géographique du barrage de SOUBELLA.....	34
Figure 4.2 : Températures mensuelles moyenne (Soubella [A.N.R.H, 1997]).....	35
Figure 4.3 : Evaporation sur plan d'eau - Répartition mensuelle.....	36
Figure 4.4 Pluviométrie - Répartition mensuelle.....	37
Figure 4.5 : Carte géologique du site de la digue de Soubella.....	38
Figure 4.6 : Profil géométrique de la digue.....	39
Figure 4.7 : Maillage déformé de la digue après la deuxième phase (MC).....	40
Figure 4.8 : Déplacements totaux, verticaux et horizontaux après la phase plastique.....	40
Figure 4.9 : Maillage déformé de la digue après la phase deux (HSM).....	41
Figure 4.10 : Déplacements totaux, verticaux et horizontaux après la phase plastique.....	42
Figure 4.11 : Courbes du coefficient de sécurité en fonction du déplacement.....	42

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages (Fosteret al, 1998 et 2000) ...	7
Tableau 2.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage.....	16
Tableau 2.2 : Pentes des talus des barrages en terre selon Terzaghi.....	17
Tableau 2.3 : Pentes des talus des barrages en terre (norme ex URSS).....	17
Tableau 2.4 : Les phénomènes analogues.....	20
Tableau 4.1 : Températures mensuelles moyennes (Soubella [A.N.R.H, 1997]).....	36
Tableau 4.2 : Evaporation sur plan d'eau - Répartition mensuelle.....	36
Tableau 4.3 : Pluviométrie – Répartition mensuelle.....	37
Tableau 4.4 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal.....	38
Tableau 4.5 : caractéristiques des matériaux utilisés.....	40
Tableau 4.6 : Caractéristiques des matériaux utilisés pour le HSM.....	41
Tableau 4.7 : Valeurs des déplacements et du coefficient de sécurité pour les deux modèles.....	42

LISTE DES NOTATIONS

I :	Gradient hydraulique ;
K :	Coefficient de proportionnalité ou conductivité hydraulique ;
Q :	Débit qui traverse la colonne du sol ;
v :	La vitesse apparente d'infiltration ;
k_h :	Coefficient d'accélération sismique horizontale ;
c :	Cohésion ;
c' :	Cohésion effective ;
c_u :	Cohésion non drainée ;
E :	Module d'élasticité (module d'Young) ;
F_S :	Coefficient de sécurité ;
G :	Module de cisaillement du sol (module de Coulomb) ;
h :	Hauteur du talus ;
σ'_p :	Pression de préconsolidation ;
σ'_{v0} :	Pression effective des terres ;
u :	Pression interstitielle ;
β :	Angle du talus ;
γ_ω :	Poids volumique de l'eau ;
φ :	Angle de frottement interne ;
ν :	Coefficient de Poisson ;
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$:	Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure ;
σ' :	Contrainte effective ;
α :	Inclinaison de la surface de rupture ;
τ_{max} :	Résistance au cisaillement ;
τ :	Contrainte de cisaillement mobilisée ;
ΣMsf :	Coefficient total de sécurité (facteur de sécurité) ;
H :	Hauteur totale du barrage ;
H_1 :	Hauteur du niveau normal de la retenue ;
R :	Revanche ;
V :	Vitesse de vague ;
g :	Accélération de la pesanteur ;
b :	Largeur en crête ;
q :	Débit de percolation à travers le barrage ;
y :	Ordonnée à la ligne de saturation (phréatique) ;
h :	La charge hydraulique ;
ΔH :	Tassement ;
H_0 :	épaisseur initiale de la couche compressible ;
C_c :	Indice de compression ;
e_0 :	Indice des vides initial ;
$\Delta\sigma'_p$:	Pression de pré – consolidation ;
$\Delta\sigma'_z$:	Contraintes dues aux surcharges ;
$\Delta\sigma'_{v0}$:	Contrainte effective verticale naturelle ;

A : Valeur du coefficient d'accélération de zone ;
h_v : Hauteur des vagues en (m) ;
V_v : Vitesse des vagues en (m/s) ;
l_d : Longueur totale en base de la digue ;
SBE : Séisme de basse d'exploitation ;
SMD : Séisme maximum de dimensionnement ;
M_w : Accélération horizontale recommandée.

INTRODUCTION GENERALE

Il a dû très vite sembler naturel aux hommes d'autres fois d'arrêter un cours d'eau par remblai de terre tassé par piétinement. Depuis des siècles la construction des barrages s'est avérée nécessaire.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre.

Ces méthodes s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé sur le terrain.

La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire consiste en une étude de la stabilité des talus amont et aval des barrages en terre. Il a pour objectif de comparer l'effet du modèle de comportement de sol sur les déformation et la stabilité afin de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais constituant le corps de la digue.

Pour modéliser le comportement du sol de remblai, on a utilisé deux modèles de comportement de sols différents, implémentés dans le logiciel PLAXIS à savoir le critère de Mohr-Coulomb et le modèle HSM.

Une étude en une seule configuration (en fin de construction) sous l'effet du chargement gravitaire seul a été réalisée afin de montrer l'effet du modèle de comportement du sol de remblai, avec une comparaison des résultats du coefficient de sécurité et des déplacements.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : *Généralités sur les barrages en terre ; les différents types de barrage ; Principaux modes de ruptures des barrages en terre.*

Chapitre 2 : *les méthodes d'analyse de la stabilité d'un barrage en terres ; définition du profil général d'un barrage en terre ; la protection des talus amont et aval ; procédés de drainage ; méthodes de calcul de la stabilité.*

Chapitre 3 : *Outils numérique utilisé : présentation de l'outil numériques utilisé Plaxis et des modèles de comportement implémentés et leurs paramètres de définitions.*

Chapitre 4 : *Simulation numérique : elle comporte une comparaison numérique des effets du modèle du modèle de Mohr Coulomb et du celui du modèle de comportement Harding Soil Model sur la stabilité mécanique sous l'effet du chargement gravitaire, d'une digue en terre d'un barrage situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).*

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE

GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE

1.1. Les barrages en terre :

1.1.1. Introduction

La réalisation des barrages en terre homogène a connu un grand succès grâce aux améliorations réalisées dans le domaine des grands engins de terrassement.

Ce qui a permis de rendre leur réalisation plus économique que les barrages en béton mais sont souvent de moins grande ampleur que les autres types de barrage.

Un barrage en terre est souvent réalisé avec des matériaux collectés à proximités du site où il sera érigé.

1.1.2. Types de barrage en terre

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types :

- le barrage homogène ;
- le barrage à noyau étanche ;
- le barrage à masque amont.

1.1.2.1. Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien, Figure 1.1.

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

Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien.

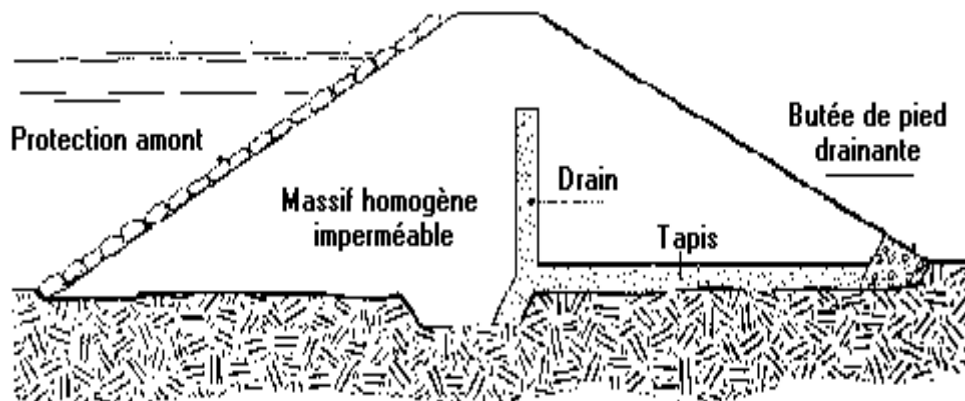


Figure 1.1 : Barrage en terre homogène avec tapis drainant.

Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton.

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

Le développement d'engins de terrassement de plus en plus puissants a rendu possible la mise en place et le compactage de volumes de plusieurs dizaines de millions de mètres cube de remblais, dans les délais rapides.

Les concepteurs doivent se prémunir contre deux dangers potentiels :

- ces ouvrages résistent mal à une submersion prolongée importante et par conséquent on doit prévoir une revanche suffisante (notamment pour éviter la submersion par les vagues) et prendre des marges supplémentaires pour l'évacuation des crues.
- la circulation inévitable de l'eau au travers du barrage fait courir des risques d'érosion interne (entraînement des particules du matériau par l'écoulement) et il convient de s'en prémunir par un choix judicieux des matériaux et une mise en œuvre soignée.

1.1.2.2. Les barrages en terre à noyau :

Si la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Figure 1.2.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges.

L'inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, ce qui permet de construire des talus plus raides et de contrôler mieux les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux.

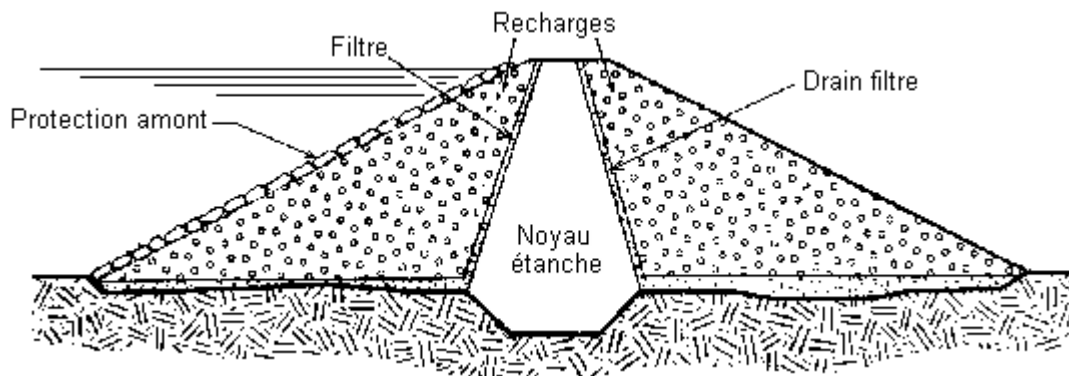


Figure 1.2 : Barrage en terre à noyau étanche.

1.1.2.3. Les barrages en terre à masque :

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Figure 1.3.

Le corps du barrage est construit avec un matériau qui assure l'étanchéité (béton, produits bitumineux ou géomembrane) doit être peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

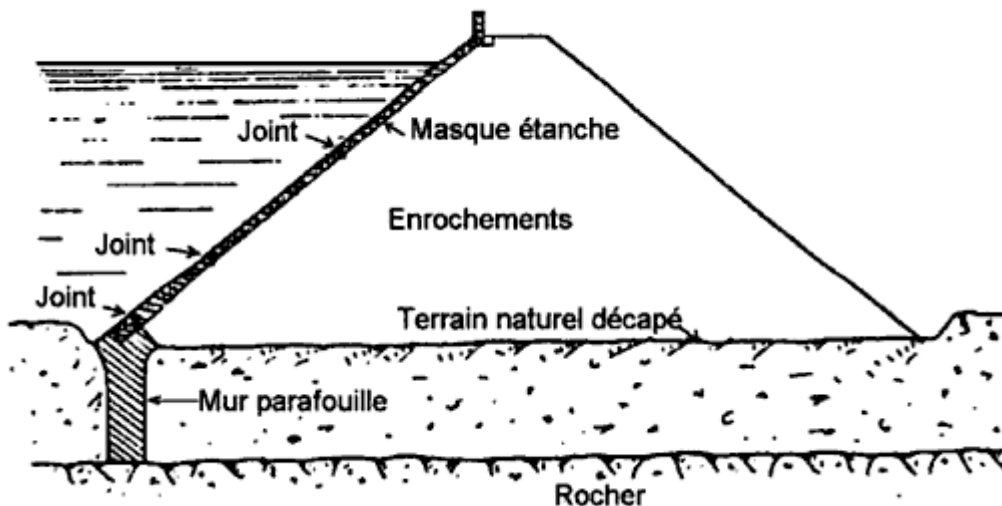


Figure 1.3 : Barrage en terre à masque amont.

1.2- Circulation de l'eau dans le sol

L'eau peut s'écouler à travers tous les sols mais le phénomène d'écoulement à une intensité très variable d'un sol à un autre. Cette intensité varie en fonction des vides entre les particules du sol et les frottements entre ces particules.

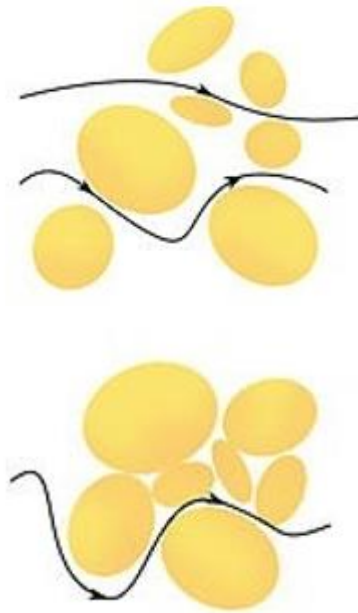


Figure 1.4 : Ecoulement de l'eau à travers les vides dans le sol

L'écoulement en milieu saturé avec un mouvement d'écoulement très lent de sorte à ce qu'il reste laminaire et en régime permanent a été étudié par Darcy par le biais d'une expérience où une colonne de sol représentant un échantillon de sol est traversée par un écoulement d'eau permanent. Les résultats de cette expérience font ressortir que le débit Q à travers la colonne du sol est proportionnel à la surface S et à la perte de la charge hydraulique H , et inversement proportionnel à la longueur de la colonne L .

$$I = \frac{h_2 - h_1}{L}$$

I : Gradient hydraulique (perte de charge par mètre de longueur)

S : Section de la colonne.

K : Coefficient de proportionnalité appelé coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique cette constante est fonction du milieu poreux

La vitesse apparente d'infiltration, s'écrit :

$$v = \frac{Q}{S}$$

On aura :

$$v = -K \cdot I$$

La loi de Darcy est exprimée pour un régime laminaire il est donc clair que cette loi ne peut être valable que dans les limites d'un certain domaine. Ainsi dans l'expérience de Darcy si l'on augmente le gradient des pertes de charge progressivement on constate que la linéarité de la courbe du gradient de charge en fonction de la vitesse apparente n'est plus vérifiée. D'après des études expérimentales effectuées sur ce problème il apparaît que la loi de Darcy reste valable pour des valeurs du nombre de Reynolds comprise entre 1 et 10.

1.3- Les infiltrations dans les barrages en terre

1.3.1- Introduction

L'écoulement d'eau dans le corps de barrage et sa fondation menace la stabilité de l'ouvrage hydraulique, qui peut subir le phénomène d'érosion interne ou bien externe. Ces actions causent des endommagements très graves et irréversibles.

Généralement les barrages en remblais sont plus susceptibles à la rupture progressive du à l'érosion externe ou interne.

Bien que les mécanismes d'endommagement mettent en jeu de nombreux phénomènes physiques différenciables, on peut les résumer généralement par le concept d'érosion, interne ou externe, entendue comme la fragilisation d'un sol par suite de la modification de sa structure sous l'effet du passage d'un fluide.

Les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai, c'est à dire la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage GUIDOUX en 2007.

Le tableau 1.1 résume les statistiques sur les modes de rupture des barrages à travers le monde exprimé en %.

Tableau 1.1 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages (Fosteret al, 1998 et 2000)

Mode de rupture	% de ruine
Phénomène de renard dans le corps du barrage	31
Phénomène de renard dans la fondation	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	02
Stabilité des pentes	04
Submersion	46
Séismes	02

1.3.2- Les Causes de rupture

Les causes de rupture des barrages peuvent être techniques, naturelles ou humaines.

1.3.2.1- Problèmes techniques

Des problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Ces problèmes peuvent se présenter sous forme, de défaut de fonctionnement des vannes ou bien un défaut de conception dans la construction, de mauvais choix de matériaux, de type de barrage, de la nature des fondations ou encore de l'âge de l'ouvrage. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

1.3.2.2- Causes naturelles

Les causes naturelles peuvent être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des évacuateurs de crues.

Les glissements de terrains, qui peuvent toucher l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai ou les terrains l'entourant. Ils peuvent également provoquer la rupture de l'ouvrage par déstabilisation des talus ou par submersion.

Les séismes peuvent causer des dommages non négligeables sur les barrages et le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé.

1.3.2.3- Causes humaines

Les accidents dont l'origine sont humaines peuvent se résumer dans : études préalables non approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de sabotage.

1.3.3- Principaux modes de ruptures des barrages en terre

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Quatre types de ruptures peuvent affecter les barrages, qu'ils soient naturels ou artificiels. Si ces mécanismes sont a priori faciles à individualiser, une rupture réelle est en principe le résultat d'une conjonction de divers d'entre eux.

1.3.3.1- Rupture d'ensemble

Si la rupture totale est plutôt rare pour les digues artificielles, elle peut se produire dans le cas de barrages naturels.

Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement amont, soit depuis le parement aval, comme schématisé ci-dessous sur la figure 1.5 et 1.6.

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants :

- Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- Lorsque l'hétérogénéité du barrage favorise une piézométrie élevée.
- Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés, ...).

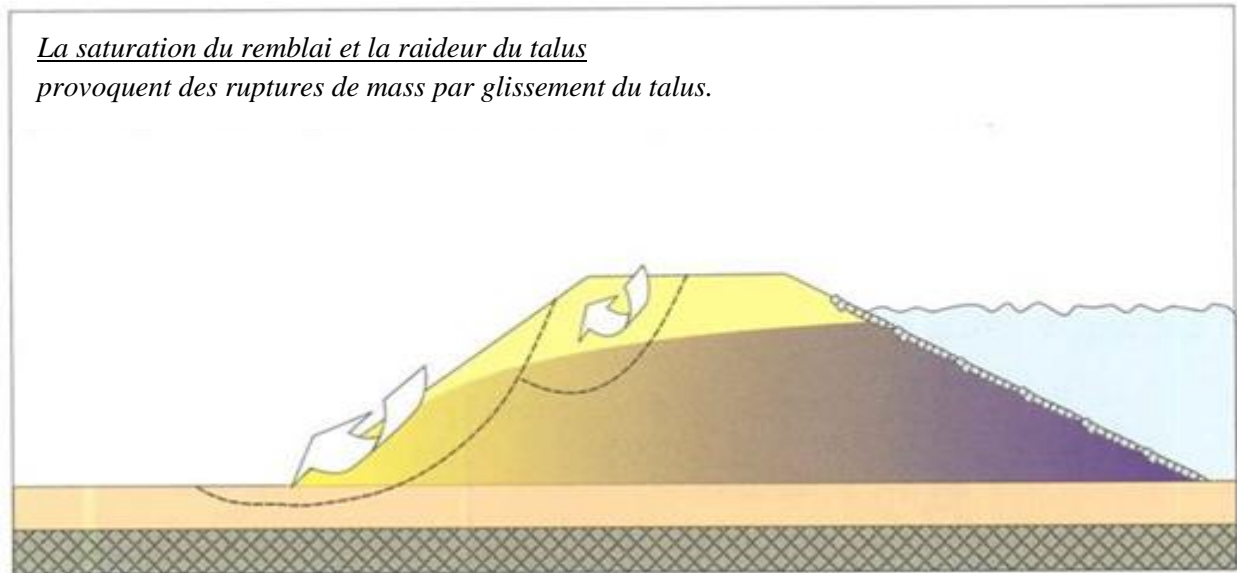


Figure 1.5: Rupture d'ensemble à partir du parement aval(Mériaux et al., 2001).

Le cas de rupture d'ensemble à partir du parement amont est en général lié à une décrue rapide. Lorsque le niveau de l'eau à l'arrière du barrage est élevé le barrage est saturé en eau, d'importantes sous-pressions peuvent se développer lors de la baisse rapide du plan d'eau. Le parement n'est alors plus stabilisé par la pression de l'eau et les terrains saturés, se met à glisser.

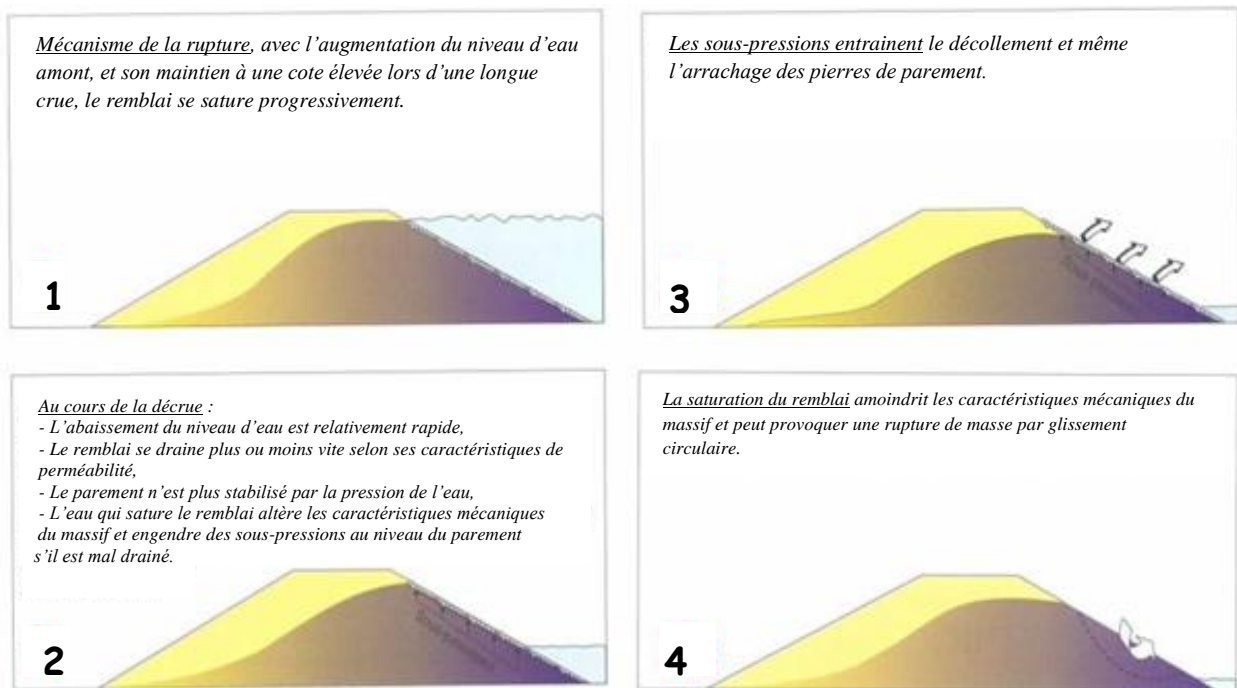


Figure 1.6 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.

1.3.3.2- Rupture par surverse

On parle de surverse lorsque l'eau déborde par-dessus le barrage. La séquence de rupture débute par l'érosion du pied du parement aval de la digue sous l'effet du courant, puis à partir de ce point de l'érosion régressive de la totalité du parement, en principe sous la forme de glissements de matériaux saturés dont le volume est croissant.

La création d'une brèche provoque ensuite rapidement l'accélération du courant et la création d'une importante fosse à partir de part et d'autre de laquelle le barrage est érodé.

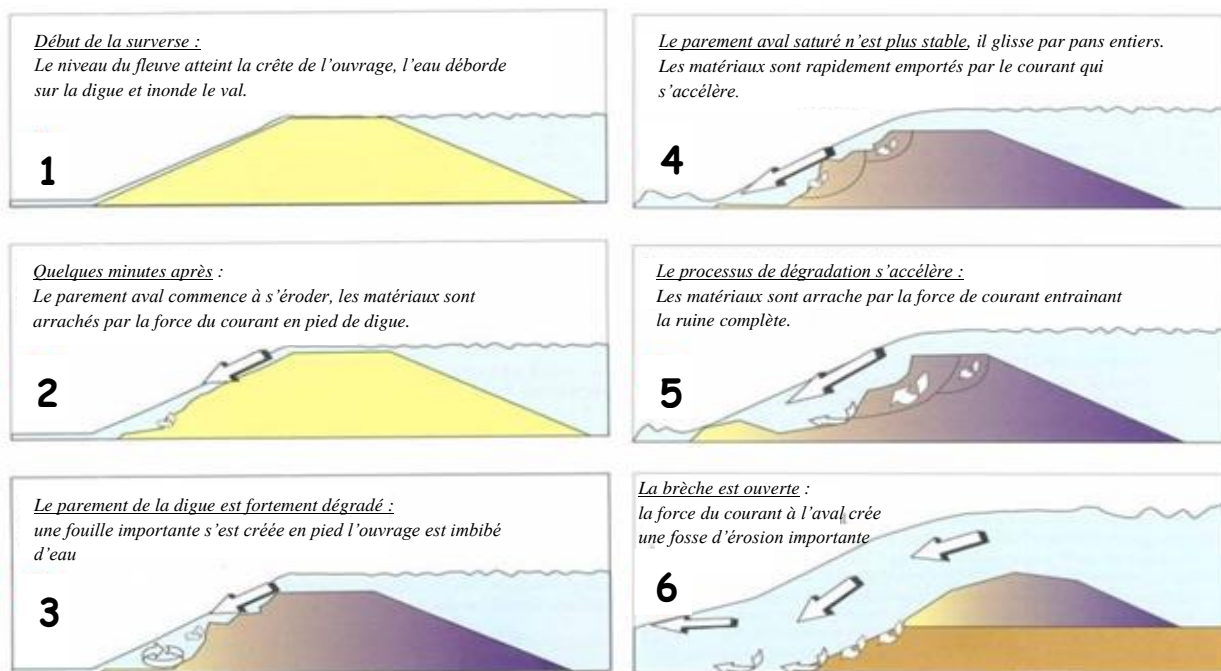


Figure 1.7 : Rupture par surverse.

1.3.3.3- Rupture par érosion interne (renard hydraulique)

L'hétérogénéité du barrage peut être la cause de cheminements préférentiels de l'eau à l'intérieur de celui-ci. Dans certains cas, le gradient hydraulique provoqué (qui dépend notamment de la nature des matériaux ainsi que de la charge hydraulique) peut conduire à l'érosion interne de la digue. Cette érosion crée des conduits le long desquels le gradient hydraulique et la vitesse de l'eau augmentent rapidement.

De véritables galeries peuvent ainsi être créées, qui peuvent former une brèche dans le barrage lorsqu'elles s'effondrent.

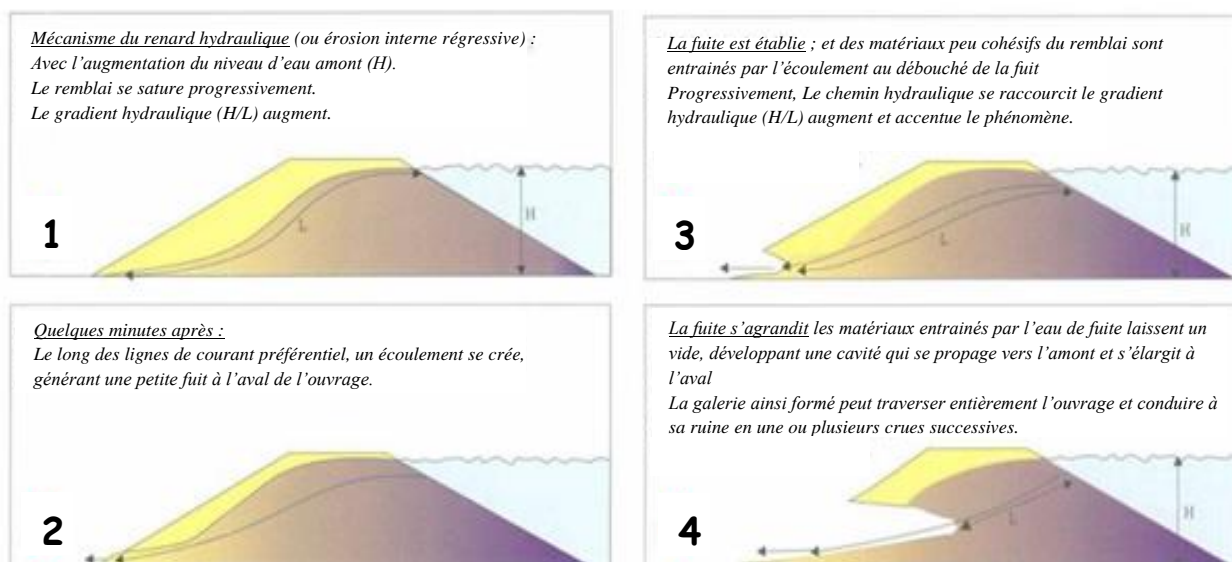


Figure 1.8: Rupture par renard hydraulique.

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par érosion interne, parmi lesquels :

- La présence d'excavations préexistantes dans la digue, au rang desquelles il faut citer les terriers d'animaux ou les conduits racinaires des arbres morts.
- L'hétérogénéité du barrage.

1.3.3.4- Rupture par érosion externe et affouillement

Le parement amont des barrages peut subir les effets des courants qui en érodent progressivement le pied, raidissant ainsi la pente locale et diminuant les caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux).

Les glissements qui en résultent provoquent localement la formation de concavités, qui favorisent à leur tour les tourbillons et les érosions, accélérant ainsi la déstabilisation du barrage.

La figure 1.9 schématise les étapes de la rupture par affouillement.

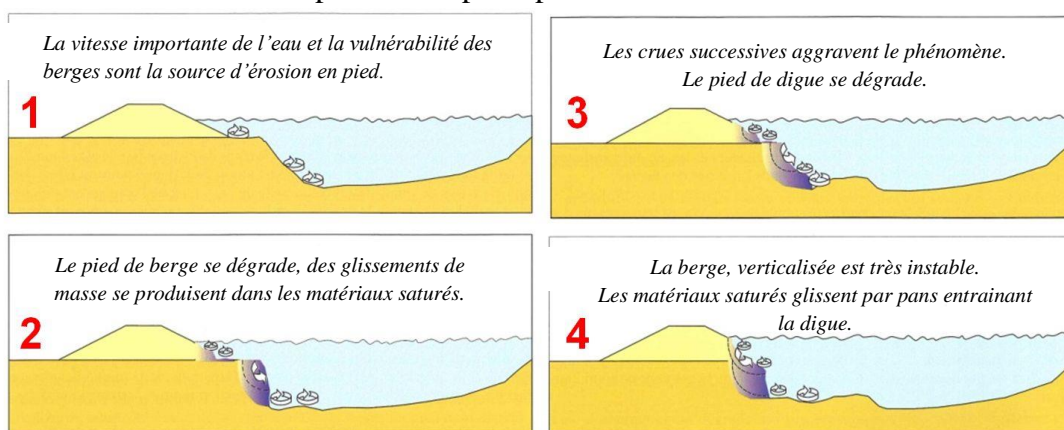


Figure 1.9 : Rupture par affouillement.

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par affouillement :

- La vitesse moyenne de l'eau. Ainsi un barrage situé dans un rétrécissement du cours d'eau ou à l'extérieur d'un virage formé par celui-ci sera d'avantage exposé.
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux, par exemple des arbres ou des gros blocs.
- Les caractéristiques mécaniques du parement amont du barrage.

1.3.3.4- Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation, sollicitation sismique

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction.

Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisailant (par exemple lors d'un séisme) peut provoquer une perte de cohésion du sol, qui se comporte alors comme un liquide. La figure 1.10 montre un exemple de rupture par liquéfaction lors du tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

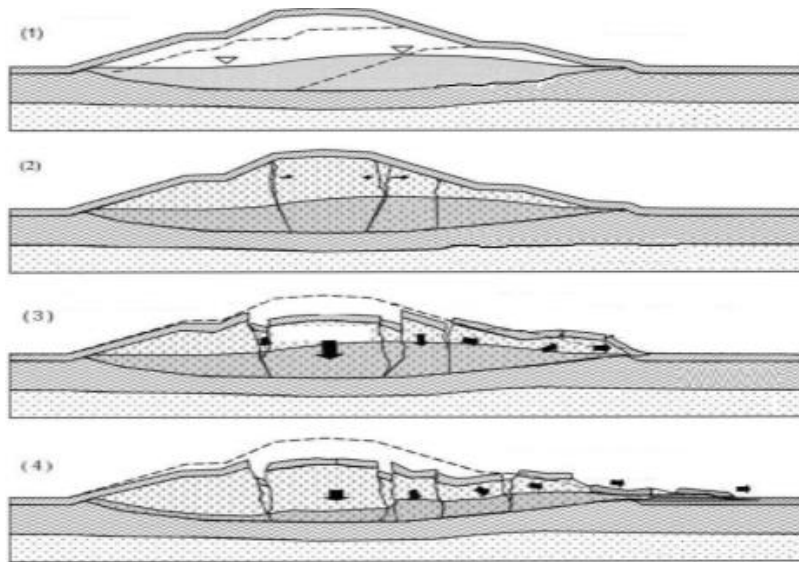


Figure 1.10 : Rupture par liquéfaction

Tremblement de terre de Kushiro-Oki, 1983, magnitude 7.8 (Takaji Kokusho, 2009)

Les facteurs favorisant ce type de rupture sont principalement liés à la nature du barrage :

- La nature du sol (présence de particules à faible granulométrie),
- L'état de saturation du sol ainsi que sa résistance aux pressions interstitielles.

CHAPITRE DEUXIEME

DIMENSIONNEMENT ET ANALYSE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE

DIMENSIONNEMENT ET ANALYSE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE

2.1. Dimensionnement d'un barrage en terre :

2.1.1- Dispositions générales

Pour l'élaboration d'un barrage en terre, on doit respecter les mesures suivantes :

- le massif doit être protégé contre l'envasement ;
- les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives ;
- les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité ;
- la ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif ;
- le terrain d'assise ne doit avoir aucun passage préférentiel, permettant aux eaux de cheminer de l'amont à l'aval ;
- la face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants ;
- le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues ;
- le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage.

2.1.2- Pré-dimensionnement de la digue

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages (figure 2.1.).

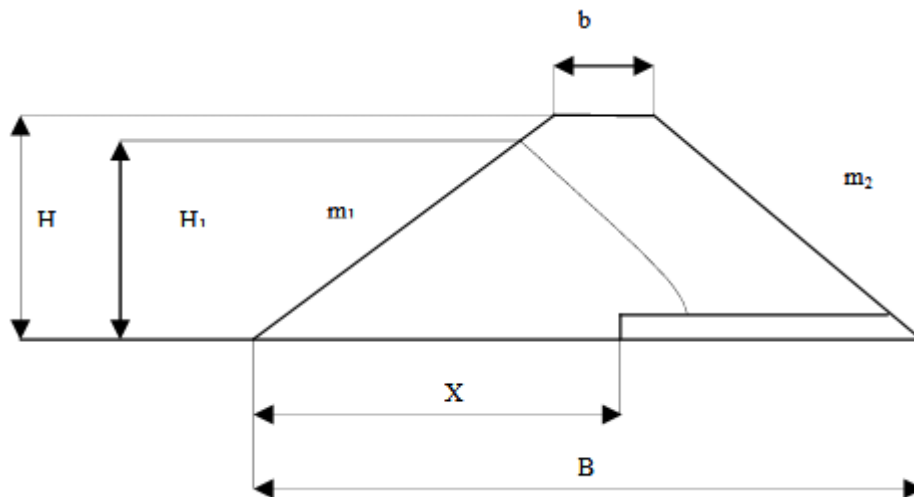


Figure 2.1 : Barrage en terre avec tapis drainant horizontal

Hauteur totale du barrage (H)

La hauteur totale de la digue est la différence entre la cote du lit de cours d'eau et la cote de la Crête du barrage. On propose de faire varier cette hauteur d'un minimum jusqu'à une hauteur maximale qui serait égale à la hauteur record de barrage existant et qui avoisine actuellement les 320 mètres, avec un pas de variation qui serait fixé à la demande.

Hauteur du niveau normal de la retenue (H1)

C'est la hauteur totale d'eau dans la retenue, comptée à partir du lit de cours d'eau jusqu'au niveau normal de la retenue. Cette hauteur est habituellement déterminée par le calcul du volume d'envasement et du volume utile après régularisation.

Détermination de la hauteur de déversement

C'est la hauteur d'eau au-dessus de la crête de diversion lors du passage de la crue maximale choisie pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues. En générale sa détermination est fonction de la forme et des dimensions du déversoir mais elle dépend également du débit max. de la crue et de la topographie de la cuvette.

Cette grandeur qu'on ajoute au niveau normal de retenue pour avoir le niveau des plus hautes eaux, n'a pas d'influence sur la longueur du drain tapis interne. Sa longueur sera prise égale à 1,50 mètre.

Revanches

On appelle revanche la hauteur comprise entre le niveau des plus hautes eaux et la crête du barrage. Celle-ci est fonction de la hauteur des vagues et de la hauteur de leur déferlement sur le parement amont.

En pratique il existe des abaques et des formules empiriques qui permettent d'estimer la hauteur des vagues. Parmi ces formules on peut citer les plus utilisées.

- formule de Stevenson.
- formule de Molitor.

La vitesse des vagues étant calculée par la formule de Gaillard. Nous déterminons la revanche d'après la formule empirique suivante :

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g}$$

R : revanche

V : vitesse de vague

g : accélération de la pesanteur

Une analyse de plusieurs barrages fonctionnels à travers le monde a guidé aux valeurs mentionnées ci-dessous (tableau 2.1).

Tableau 2.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage

Hauteur du barrage (H)	Revanche (m)
Inférieure ou égale à 100m	2.50
Supérieure à 100m	5.50

Epaisseur en crête

La largeur en crête doit être suffisante pour contribuer à la stabilité du barrage aussi bien du point de vue hydraulique que mécanique. Cette épaisseur est souvent adaptée au type de route qui passe au-dessus du barrage. Elle est toujours supérieure à 3.00 m, sauf pour les petites retenues où elle est réduite pour des raisons économiques.

Les formules empiriques les plus utilisées pour le calcul de la largeur en crête (b) sont :

-Formule de T.T. Knappen.

$$b = 1.65\sqrt{H}$$

-Formule d'E.F. Prece.

$$b = 1.1\sqrt{H} + 1$$

H : hauteur totale du barrage

Pente des talus du barrage

Les pentes des talus du barrage sont choisies suivant la nature des matériaux qui le constituent et de sorte à garantir la stabilité statique du massif.

Toutefois K. Terzaghi recommande d'adopter les pentes d'après le tableau 2.2. Le tableau 2.2 présente d'autres valeurs selon une norme de l'ex URSS

Tableau 2.2 : Pentes des talus des barrages en terre selon Terzaghi

Constituant du barrage	penne amont	penne aval
Massifs Homogène		
-Matériau à granulométrie continue	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$
-Limon grossier	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{5}$
-Argile limoneuse ou argile	$\frac{2}{5}$ à $\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{5}$
Barrages à noyau		
-sable ou sable et gravier avec noyau en argile	$\frac{1}{3}$	$\frac{5}{2}$
-sable ou sable et gravier avec noyau artificiel	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$

Tableau 2.3 : Pentes des talus des barrages en terre (norme ex URSS)

Hauteur du Barrage	Pentes des talus	
	Amont	Aval
$H \leq 5$	$\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{5}$	$\frac{2}{3}$ à $\frac{4}{7}$
$5 < H \leq 10$	$\frac{2}{5}$ à $\frac{2}{5.5}$	$\frac{4}{7}$ à $\frac{4}{9}$
$10 < H \leq 15$	$\frac{2}{5.5}$ à $\frac{1}{3}$	$\frac{4}{9}$ à $\frac{2}{5}$
$15 < H \leq 50$	$\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{4}$	$\frac{2}{5}$ à $\frac{1}{4}$
$H > 50$	$\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$ à $\frac{2}{9}$

Epaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à $50\phi_{15}$ (ϕ_{15} dimensions des grains du filtre).

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy.

Les drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière souple ou rigide.

On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages.

Rôle des drains

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

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

Position du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène

La zone efficace de la position du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène, habituellement préconisée est celle où la longueur du tapis comptée à partir du pied aval du barrage serait égale à de l'emprise du barrage.

Cette zone de positions est celle qui donne un barrage stable hydrauliquement.

Dimensionnement des tapis drainants

- L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.
- La longueur du drain tapis interne est habituellement comprise entre le un quart et le un tiers de l'emprise du barrage.

Le drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bande d'enrochements ou de graviers protégée de part et d'autre par des filtres de transition.

L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage.

2.2- Analyse de la stabilité de la digue en terre :

La stabilité des barrages en terre est abordée sous ses deux formes tout en précisant les méthodes de détermination du réseau d'écoulement. Sur le plan hydraulique, un barrage en terre ne doit pas subir une érosion interne sous l'effet des infiltrations de l'eau à travers son massif, pour cela il faut que le gradient hydraulique soit toujours admissible pour éviter le déclenchement du phénomène de renard.

Il faut aussi s'assurer que les talus du barrage en terre ne soient l'objet de glissements et donc il est indispensable de vérifier la stabilité au non glissement par une méthode appropriée.

2.3- Stabilité hydraulique :

La stabilité hydraulique précède la stabilité mécanique et elle consiste à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- La Construction du réseau d'écoulement ;
- L'évaluation du débit de percolation ;
- La vérification au renard.

2.3.1- Ecoulement bidimensionnel :

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.

Dans un écoulement à deux dimensions la surface libre au sein du massif (ligne de saturation ou phréatique) doit avoir dans sa partie centrale l'allure d'une parabole d'équation différentielle :

$$q = k \frac{dy}{dx} y$$

q : débit de percolation à travers le barrage ;

$\frac{dy}{dx}$: Gradient hydraulique ;

y : ordonnée à la ligne de saturation (phréatique).

L'intégration de cette équation différentielle, conduit à l'équation d'une parabole :

$$y^2 - y_0^2 - 2 \frac{k}{q} x = 0$$

Ou

$$y_0 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - L$$

2.3.2- Méthodes de détermination de la ligne de saturation :

La ligne de saturation peut être déterminée par les méthodes suivantes :

a- Le calcul numérique

Le calcul numérique est réalisé sur l'ordinateur, il peut résoudre le problème des infiltrations par le biais des programmes mis au point, afin de déterminer la position de la ligne de saturation, le potentiel hydraulique et, le débit de fuite.

b- Le modèle électrique

L'analogie électrique est basée sur le fait que le potentiel électrique est régi par la même loi que le potentiel hydraulique, le tableau 2.4, résume les phénomènes analogues.

Tableau 2.4 : Les phénomènes analogues

Écoulement souterrain	Conduction électrique	Conduction thermique
Le vecteur de vitesse $\vec{r}_v = k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H$	le vecteur de courant $\vec{l}_i = -\gamma \cdot \overrightarrow{\text{grad}} U$	le vecteur de température $\vec{r}_q = -\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T$
lois de darcy	loi d'ohm	loi de fourrier
H : la charge hydraulique	U : volage (tension électrique)	T : Température
k : la perméabilité	γ : conductivité spécifique	$\partial H / \partial n =$ limite thermique
$H = C^{te}$: surface équipotentielle	$\gamma = C^{te}$: surface équipotentielle	$T = C^{te}$: surface isotherme
$\partial H / \partial n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial n = 0$ limite isolant	$\partial T / \partial n = 0$ limite isolant

c- Le modèle graphique

Il représente une méthode simplifiée, la plus souvent utilisée. Cette méthode donne des résultats approchés, mais en général suffisants. L'écoulement des eaux d'infiltrations dans le barrage est régi par la loi de DARCY, $V = K * i$ (K : coefficient de perméabilité en (m/s) et i : le gradient hydraulique).

Tracé de ligne de saturation

Dans le cas d'une digue homogène drainée, reposant sur une assise imperméable, KOZENY a montré que la ligne de saturation (ligne phréatique) est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est l'extrémité amont du drain, auquel se raccorde la ligne phréatique.

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

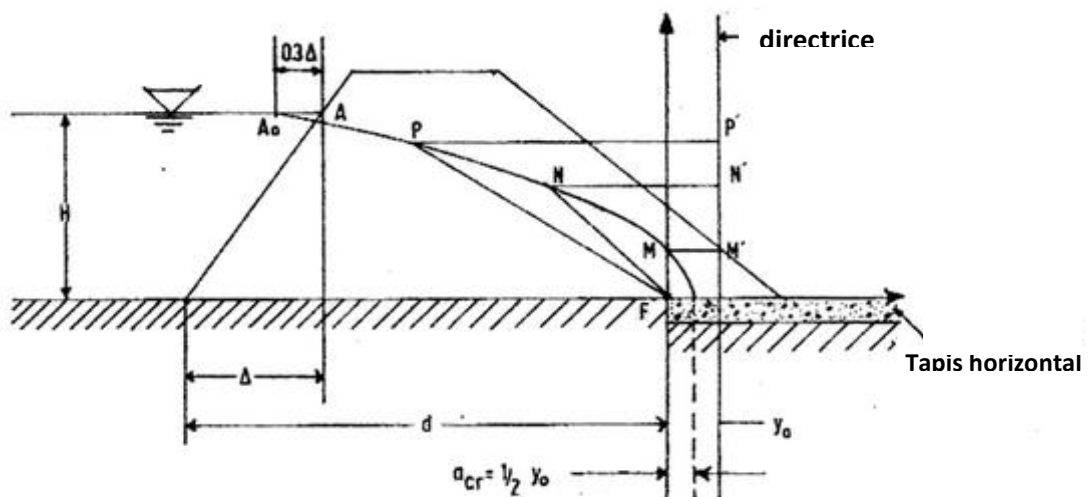


Figure 2.2 : Solution graphique pour l'écoulement à travers un barrage avec tapis filtrant horizontal.

2.3.3- Détermination des pressions interstitielles :

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent et sans variation de volume du sol (l'arrangement du squelette du solide ne se modifie pas), les deux équations qui régissent l'écoulement sont :

-La condition de continuité de la phase liquide

$$\text{div } \vec{V} = 0$$

-La loi de Darcy.

$$V = -k \overrightarrow{\text{grad} h}$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \\ V_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right.$$

La condition de continuité s'écrit alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0$$

En général l'écoulement a lieu entre des limites où sont imposées des conditions d'écoulement ou de charge hydraulique. Habituellement on a à définir une fonction qui satisfait à l'équation de Laplace avec ses conditions aux limites.

En pratique, comme les écoulements dans les barrages en terre, la résolution de l'équation de Laplace consiste à rechercher (Fig.2.3) :

- les lignes équipotentiels
- les lignes de courant.

En général l'équation de Laplace n'est pas intégrable et on a recours aux méthodes suivantes pour la détermination des réseaux d'écoulement :

- recherche de solution analytique à partir du potentiel complexe dans les cas géométriquement simples.
- méthodes numériques.
- méthodes analogiques
- manuellement par approximations successives.

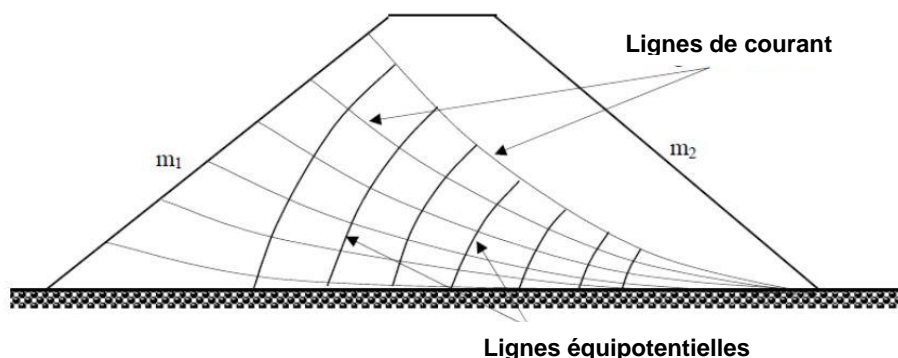


Figure 2.3 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiels.

2.3.4- Utilisation des réseaux d'écoulement

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels :

- le calcul du débit d'infiltration.
- le calcul de la pression interstitielle.

Les lignes de courants et les lignes équipotentielle forment un réseau orthogonal où deux lignes de courants forment un tube de courant dans lequel le débit reste constant.

Le calcul du débit est fait pour chaque tube de courant et la somme des débits donnent le débit total circulant à l'intérieur de ces limites géométriques.

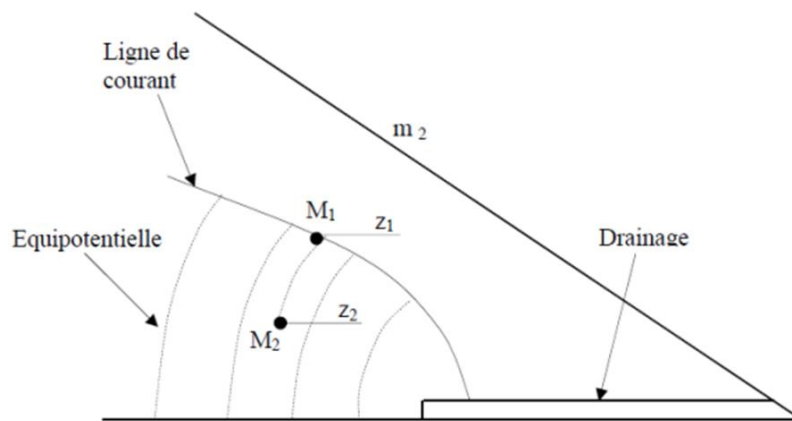


Figure 2.4 Détermination de la pression interstitielle

La détermination de la pression interstitielle se fait d'après l'expression suivante :

$$u_{M_2} = (z_1 - z_2) \cdot \gamma_w$$

2.4- Stabilité mécanique d'un barrage en terre

2.4.1. Approches de calculs

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude de la stabilité des pentes en mécanique des sols.

Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

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

Lorsque le remblai est construit sur une **fondation meuble**, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité.

Les méthodes les plus couramment utilisées sont les méthodes basées sur l'équilibre limite, le calcul en plasticité et les méthodes de l'analyse limite.

a-Méthodes basée sur l'équilibre limite

En général, la méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente.

Basé sur le principe que lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture τ_f .

En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée τ_{fu} . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$.

Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Les principales méthodes basées sur l'équilibre limite sont :

- Méthodes des tranches telles que Fellenius, Bishop et Janbu.
- Les méthodes Globales Caquot, Biarez, et perturbations.

b-Méthodes de calcul en plasticité

Dans cette approche, les paramètres de cisaillement c et φ sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture du massif se produise.

Considérée comme une approche rigoureuse de la stabilité des ouvrages en terre, cette approche permet donc de définir un facteur de sécurité (i.e. valeur du multiplicateur total des charges à la rupture) par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture.

c-Méthodes de l'analyse limite

La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur).

Dans cette approche, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

2.4.2. Configurations spécifiques de l'étude de stabilité d'une digue :

L'analyse est faite sous différents cas de chargement :

- **état normal en service, retenue pleine** : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ; figure 2.5.

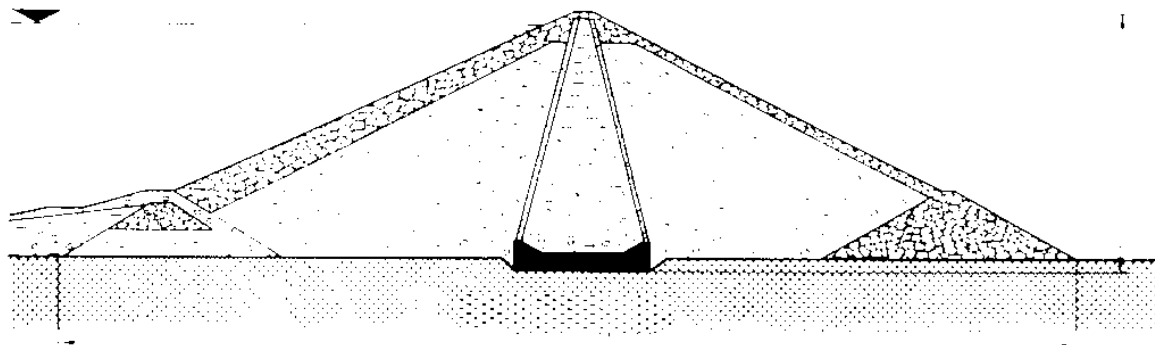


Figure 2.5 : Retenue pleine

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

- **fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

- **état normal en service pendant un séisme** : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis :

- permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions interstitielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc.

- plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression interstitielle, permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression interstitielle excède la contrainte totale mineure.

2.4.3. Coefficient de sécurité

Pour juger si un talus naturel ou artificiel est stable ou non il est nécessaire d'introduire la notion du coefficient de sécurité qui est une grandeur adimensionnelle.

Les principales formules de calcul du facteur de sécurité sont encadrées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5. : Formules de calcul du FS (Calcul en stabilité des pentes, R.M. Faure, ENTPE)

Définition	Formule	Commentaire
Rapport des contraintes	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$	Méthodes à la rupture
Rapport des forces	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$	Direction de déplacement
Rapport des moments	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$	Rotation
Paramètres réduits	$p = \frac{p}{F}$	cf. Eurocodes
Probabilités à x%	Distribution de F	cf. Monté Carlo
Marge de sécurité	Par ex : $\frac{H}{H_{max}}$	Sur une grandeur

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,35 pour les conditions normales de service ;
- 1,25 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,10 pour le séisme maximal probable (récurrence 10000ans) avec la méthode pseudo statique.

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

OUTILS INFORMATIQUE UTILISE ET MODELES DE COMPORTEMENT DE SOLS

3.1. Introduction :

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments fini L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Plaxis nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

3.2. Présentation de Plaxis :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Développé par l'équipe du Professeur Vermeer, il permet la représentation des situations réelles en modèles plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). C'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même la consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

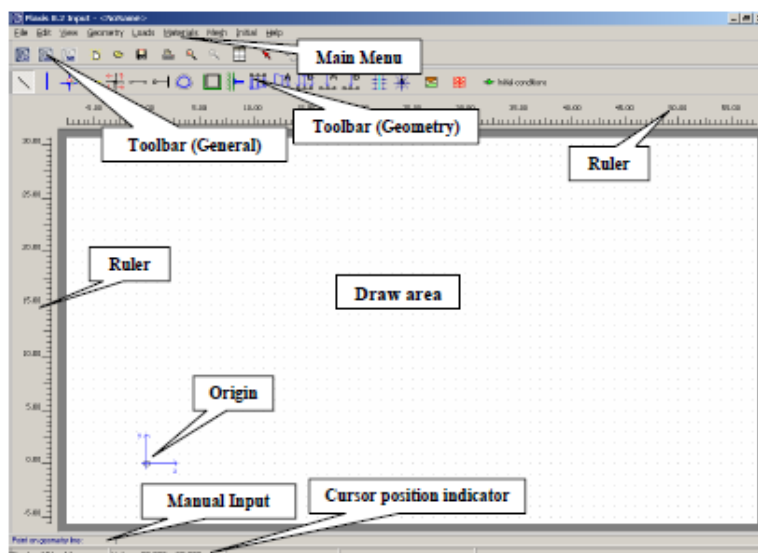


Figure 3.1 : Fenêtre de démarrage du logiciel Plaxis 2D V8.6

L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), ce qui permet, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3.3. Les modèles de comportement implémentés dans Plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'à la loi de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastoplastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par élément finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par élément finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées.

Les modèles de comportement disponible sont :

- Modèle élastique linéaire ;
- Modèle de Mohr-coulomb ;
- Modèle de sol avec écrouissage HSM (Harding Soil Model) ;
- Modèle "SSM", pour les sols mous ;
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel **PLAXIS**, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

3.3.1. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν .

La relation entre le module d'Young E et le module de cisaillement G est : $E = 2G(1 + \nu)$

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (structures béton ou métal en interaction avec le sol). Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance ψ .

3.3.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

3.3.4. Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouvissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

3.3.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

3.3.6. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

3.3.7. Modèle défini par l'utilisateur

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux (Material Models Manual).

3.4. Les types de comportement des matériaux (Material type)

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

3.4.1. Comportement drainé (Drained behaviour) :

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

3.4.2. Comportement non drainé (Undrained behaviour) :

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E' , ν' , c' , ϕ' et non pas E_u , ν_u , c_u (su), ϕ_u . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles :

3.5. Rappels sur lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations **réversibles élastiques** et de déformations **irréversibles plastiques**.

Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles :

- la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique (Figure : 3.3), c'est le cas du *modèle de Mohr-Coulomb* ;
- la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage (Figure : 3.4) dont le *modèle Hardening Soil* de Plaxis fait partie.

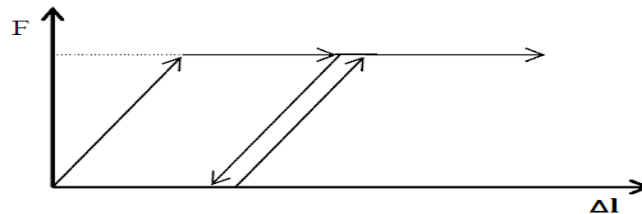


Figure 3.3 : Comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage

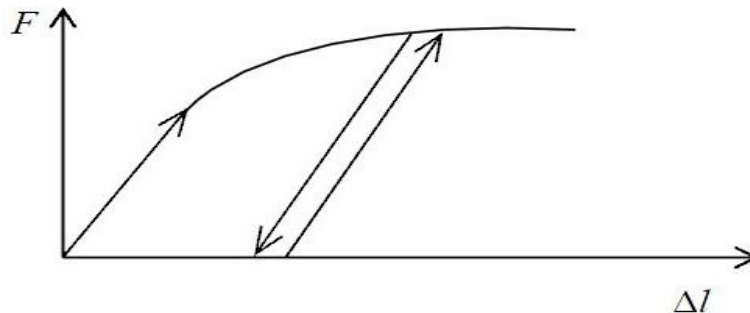


Figure 3.4 : Comportement élastoplastique avec écrouissage

3.5.1. Notions de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (Élastiques) ;
- La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}, \mathbf{R}) = 0$$

Avec

σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

\mathbf{R} : Ensemble des paramètres d'écrouissage.

Trois cas de figure se présentent donc :

- $F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;

- $F = 0$ Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- $F > 0$ État de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportements élasto-plastiques sont possibles :

- l'expression de la surface de charge ne contient pas de paramètre d'écrouissage (Figure 3.3).
- modèle élastoplastique avec écrouissage (figure 3.4)).

3.5.2. Notions de règle d'écrouissage

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage R .

Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques.

En général, on peut distinguer quatre catégories de loi d'écrouissage : isotrope, cinématique, mixte et anisotrope.

3.6. Les modèles de comportement utilisés :

Dans notre étude, deux types de lois sont employés : le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle Hardening Soil (HSM).

3.6.1. Modèle de MOHR-COULOMB :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres dont 2 paramètres élastiques : E , ν et 3 paramètres de rupture (c , ϕ et ψ).

3.6.1.1. Le module de YOUNG (E) :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.



Figure 3.7 : Propriétés des sols (onglet Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb)

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (voir Figure 3.8). Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

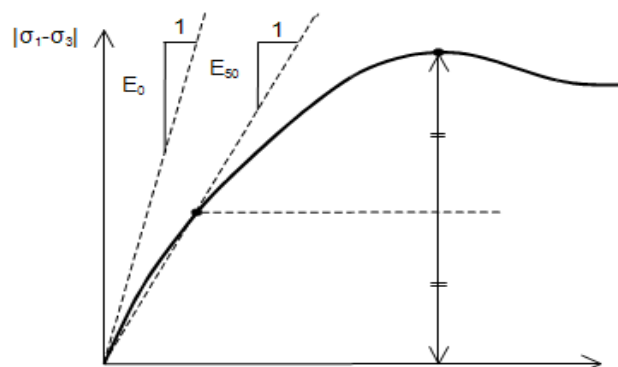


Figure 3.8 : Définition d' E_0 et d' E_{50}

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS ; ceux-ci sont décrits dans le manuel Material Models. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur (Paramètres avancés).

3.6.1.2. Le coefficient de POISSON (ν) :

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

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de :

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

Pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 .

Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle.

Dans le cas d'un comportement non draine, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner Undrained comme type de comportement. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

3.6.1.3. La cohésion (c) :

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

3.6.1.4. L'angle de frottement (ϕ) :

L'angle de frottement ϕ est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement comme la figure 3.9 le montre au moyen des cercles de contrainte de Mohr. Une représentation plus générale du critère de rupture est présentée sur la figure 3.10. Le critère de rupture de Mohr- Coulomb décrit mieux le comportement d'un sol, dont la surface de charge tend à devenir très imprécise pour des configurations axisymétriques

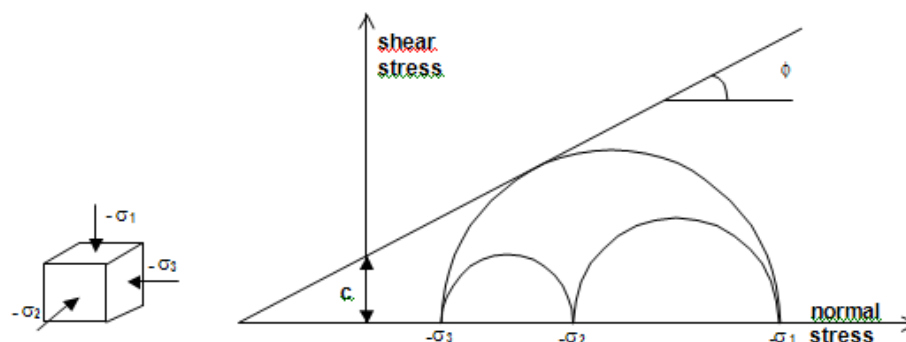


Figure 3.9 : Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb

3.6.1.5. L'angle de dilatance (Ψ) :

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

Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

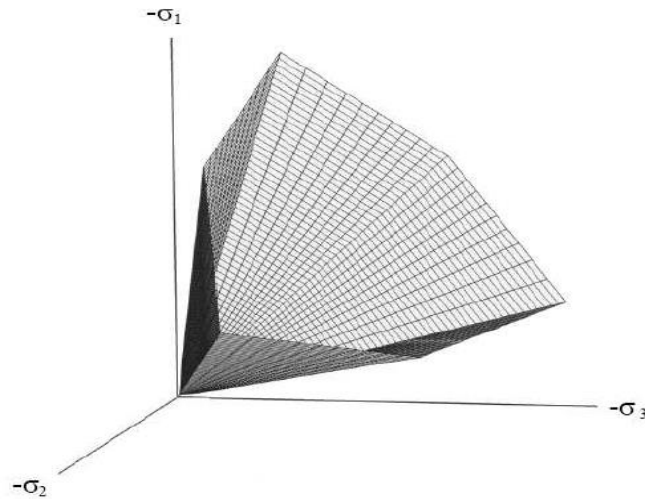


Figure 3.10 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion

3.6.1.6. Paramètres avancés de MOHR-COULOMB

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, le bouton Advanced de l'onglet Paramètres permet d'accéder à des paramètres additionnels pour des modélisations avancées. Les paramètres avancés comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions.

Augmentation de la rigidité ($E_{\text{increment}}$) :

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contrainte, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte l'accroissement de la rigidité avec la profondeur, la valeur $E_{\text{increment}}$ peut être utilisée ; $E_{\text{increment}}$ est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur (exprimé en unité de contrainte par unité de profondeur). A la cote donnée par le paramètre y_{ref} , la rigidité est égale au module d'Young de référence E_{ref} , entré dans l'onglet Paramètres. La valeur du module d'Young au niveau des points de contrainte situés sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et d' $E_{\text{increment}}$. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de la profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte.

Augmentation de la cohésion ($c_{\text{increment}}$) :

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur. Pour prendre en compte ce phénomène, la valeur de $c_{\text{increment}}$ sera

utilisée ; elle représente l'augmentation de la cohésion par unité de profondeur (exprimée en unité de contrainte par unité de profondeur). A la cote donnée par le paramètre y_{ref} , la cohésion est égale à la cohésion de référence c_{ref} , entrée dans l'onglet Paramètres. La valeur de la cohésion au niveau des points de contrainte sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et de $c_{increment}$.

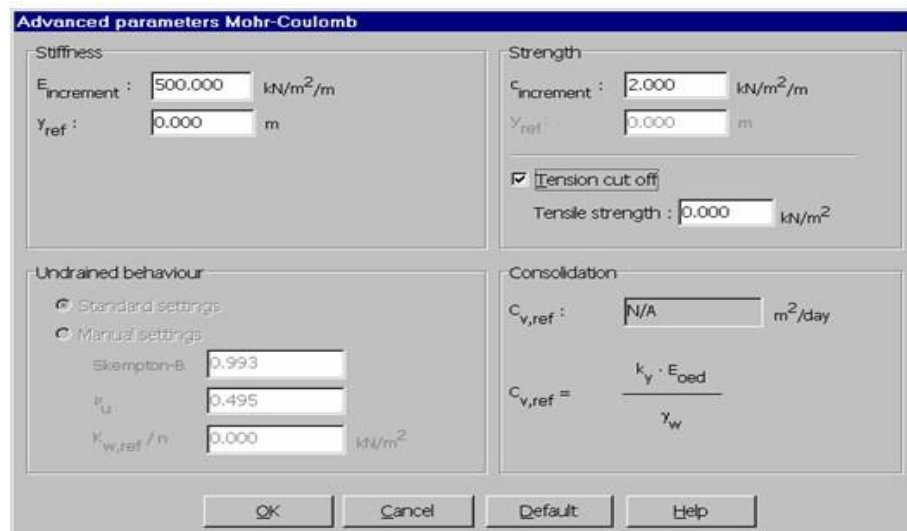


Figure 3.11 : Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb (Advanced parameters Mohr - Coulomb)

3.6.2. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Colomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

Le modèle des sols avec écouissage HSM est un élastoplastique non linéaire avec écouissage isotrope, c'est un modèle de simulation avancé de différents types des sols y compris les sols mous.

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb dans certains points ; il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente: les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente: le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols.

3.6.2.1. Relation contrainte/déformation

La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure 3.12).

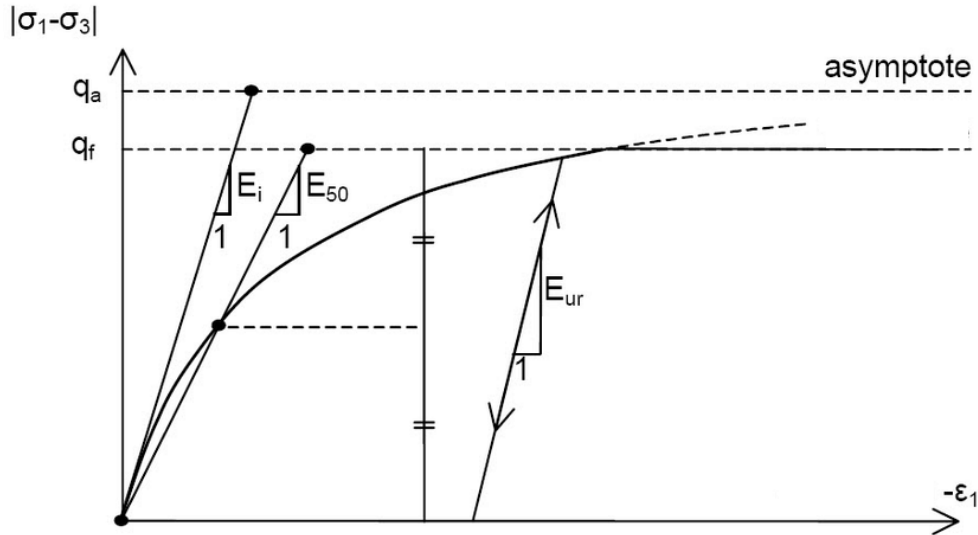


Figure 3.12. : Courbe contrainte/déformation et surface de charge (d'après Schanz et al. 1999)

Cette relation a été formulée pour la première fois par Kondner(1963) et ensuite utilisée dans le modèle hyperbolique.

Le premier paramètre E_{50} indiqué sur la figure est le module de déformation défini à 50% de la contrainte déviatorique pour une pression de consolidation isotrope de référence. Ce module peut être déterminé suite aux résultats de l'essai triaxial selon l'expression :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \times \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + P^{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

- E_{50}^{ref} est le module de référence pour le premier chargement correspond à P^{ref} , P^{ref} est la pression de confinement de référence, elle est égale à 100 kPa dans le code Plaxis.

- c' et φ' sont respectivement les valeurs à long terme de la cohésion et de l'angle de frottement du sol en question, σ'_3 est la contrainte effective principale minimale lors d'un essai triaxial.

- m étant un coefficient de puissance varie de 0.5 pour les sables jusqu'au 1 pour les différents types de sols. Selon Soos et Von (2001), le coefficient m vaut 0.5 pour les sables et de l'ordre de 0.9 à 1 pour les sols argileux.

Le deuxième paramètre indiqué dans la figure est le module de rigidité concernant les chemins de déchargement rechargement noté E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \times \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + P^{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

Où E_{ur} est le module de référence pour le chemin de déchargement rechargement qui correspond à un P^{ref} égal à 100 kPa dans le code Plaxis la valeur d' E_{ur} par défaut est égal à $3E_{50}^{ref}$.

Le troisième paramètre indiqué dans la figure est le module œdométrique E_{oed} , il est défini par E_{ur} :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \times \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_1 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + P^{ref} \sin \varphi'} \right)^m$$

3.6.2.2. Surfaces de charge :

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan q - p la forme des surfaces de charge (figure 3.13).

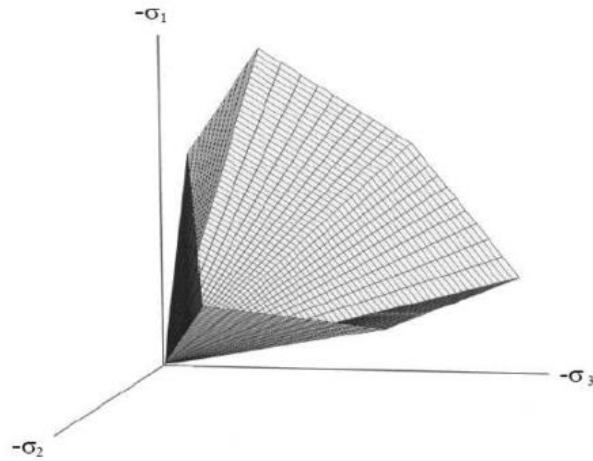


Figure 3.13. : Forme des surfaces de charge du modèle HSM.

Les surfaces de rupture du modèle HSM pour un sol pulvérulent non cohérent ($c'=0$) est similaire à celui de Mohr Coulomb. Dans l'espace des contraintes principales, la surface est représentée sur la figure.

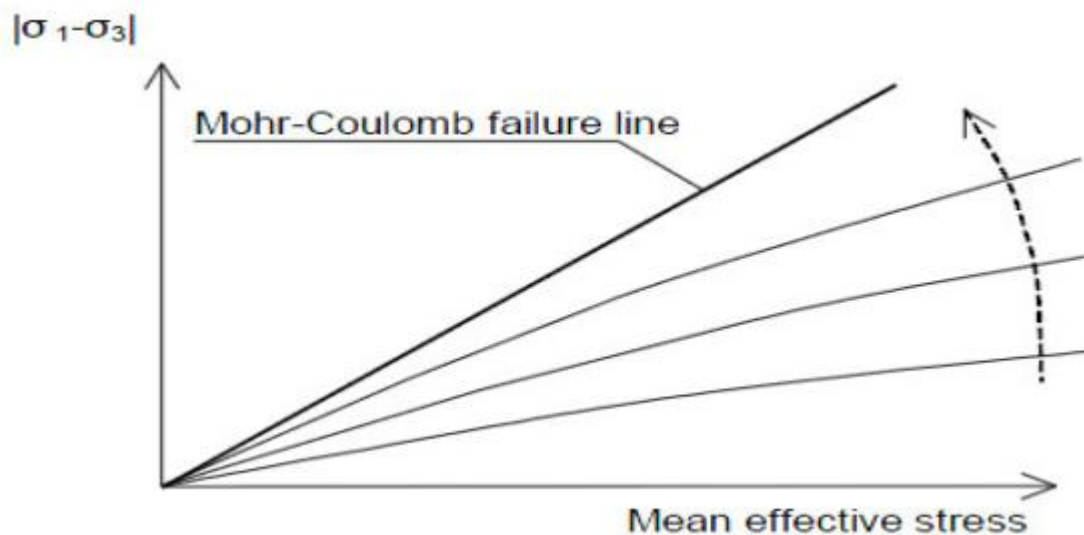


Figure 3.14. : Surfaces de rupture du modèle HSM

La formulation de la loi élastoplastique non linéaire avec écrouissage isotrope (Hardening Soil Model) intègre deux mécanismes de durcissement, il est adapté pour modéliser à la fois des déformations plastiques de cisaillement qui peuvent être observées dans les sols cohérents surconsolidés, ainsi que des déformations plastiques de compression qui est typique pour les sols mous. Le modèle de sol avec écrouissage (HSM) a été vérifié par Schanz et al (1999) et Brinkgreve (2002).

3.6.2.3. Paramètres du modèle HSM :

Les paramètres du modèle HSM sont définis à partir des résultats des essais triaxiaux et œdométrique.

Paramètres de Mohr-Coulomb : c' , ϕ' et ψ

Paramètres de rigidité : E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , et m

Paramètres avancés : E_{ur}^{ref} , ν_{ur} , P^{ref} , K_0^{nc} , R_t et σ_t

Tableau 3.2. : Définitions et méthodes de détermination des paramètres du modèle HSM

Paramètre	Définition et méthode de détermination
ϕ'	L'angle de frottement drainé du sol déterminé par des essais triaxiaux drainés
c'	La cohésion drainée (kPa) du sol déterminé par des essais triaxiaux drainés
ψ	L'angle de dilatance du sol, pris égal à 0 pour les argiles et à $\phi'-30$ pour les sables
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai œdométrique
E_{ur}^{ref}	Module en décharge recharge (par défaut il est pris égal à $3E_{50}^{ref}$)
m	Coefficient pris égal à 0.5 pour les sables et est de 0.9 à 1 pour les sols argileux
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en décharge recharge (par défaut il est égal à 0.25)
p^{ref}	Contrainte de référence (par défaut elle est égale à 100kPa)
K_0^{nc}	Coefficient de consolidation il est égal à $1-\sin\phi'$
R_t	Coefficient à la rupture (par défaut il est égal à 0.9)
σ_t	Résistance à la traction (elle est nulle par défaut)

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 3.15 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure 3.16.

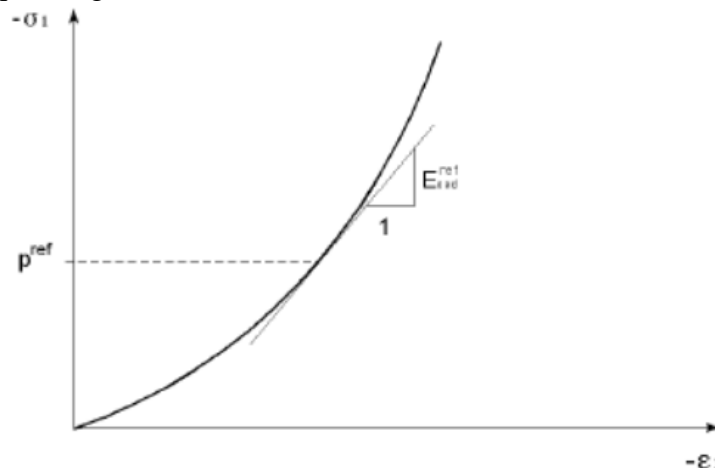


Figure 3.15. : Définition du module œdométrique tangent

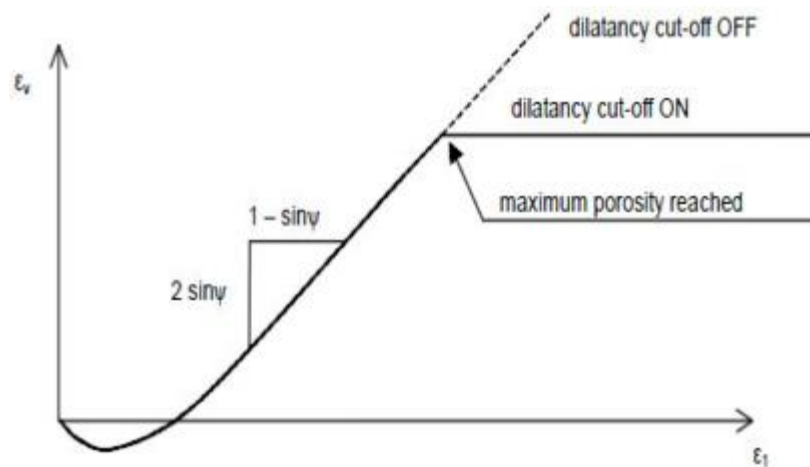


Figure 3.16. : Définition de l'angle de dilatance

3.7. Conclusion :

Dans ce chapitre plusieurs modèles de comportement de sols utilisés pour des modélisations numérique par le code Plaxis ont été détaillés dans le but de donner un aperçu global sur leurs domaines d'utilisation, leurs limites ainsi que leurs paramètres et les essais nécessaires pour déterminer ces paramètres.

Le modèle de Mohr Coulomb bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres identifiables par les essais triaxiaux ou de cisaillement et les essais œdométriques.

Le modèle de sols avec écrouissage (HSM) est utilisé pour décrire le comportement élastoplastique non linéaire des sols à écrouissage et est applicable soit pour les sols pulvérulents et les sols fins et fait intervenir dix paramètres déterminables avec les essais triaxiaux et œdométriques.

Tous les modèles traités ci-dessous sont basés sur une démarche classique qui consiste à réaliser les essais nécessaires pour représenter le comportement du sol sur des chemins de contraintes afin de déterminer les paramètres du modèle en question pour arriver à la modélisation des ouvrages réels. Ces modèles ne sont pas utilisables pour tous les types de matériaux.

QUATRIEME CHAPITRE

**SIMULATION NUMERIQUE DE L'EFFET DU MODELE DE
COMPORTEMENT SUR LA STABILITE DE LA DIGUE DE SOUBELLA**

Quatrième Chapitre

SIMULATION NUMERIQUE DE L'EFFET DU MODELE DE COMPORTEMENT SUR LA STABILITE DE LA DIGUE DE SOUBELLA

4.1. Localisation de la digue Soubella

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. Il est approximativement à la même distance au Sud de la ville de Sétif.

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. Cette gorge étroite s'ouvre sur une vaste plaine que l'oued Soubella traverse avant de se jeter dans le chott el Hodna.

La route nationale RN28 qui relie Magra à Sétif permet d'accéder facilement au site. Le site est situé à l'amont immédiat du pont permettant à la RN28 de franchir l'oued Soubella, 3 à 4 km au nord de la ville de Magra.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

$$X = 694\ 499\ \text{m}$$

$$Y = 3\ 952\ 558\ \text{m}$$

$$Z = 725\ \text{m (fond de vallée)}$$



Figure 4. 1 : Localisation géographique du barrage de SOUBELLA

4.2. Les objectifs à atteindre par ce barrage

L'importance du barrage de Soubella représentée par l'irrigation et l'alimentation des communes proches par l'eau potables : Ain El-Khedra, Belaïba, Berhoum, Dehahna, Ouled Addi Guebala et Ouled Derradj.

4.3. Climatologie

4.3.1. Généralités

L'objectif principal de cette partie est l'évaluation des différents paramètres de la climatologie permettant la caractérisation du bassin versant de l'oued Soubella ;

Les données météorologiques ont été relevées grâce à plusieurs postes d'observation dans la wilaya de M'sila.

Le site du futur barrage de Soubella est situé dans le bassin méridional du Chott El Hodna.

La pluviométrie sur la zone de l'étude est caractérisée par trois mois secs (juin - juillet - août, très marqué en juillet) et un régime bimodal, avec un premier maximum en automne – hiver et un second maximum au printemps.

Compte tenu de l'irrégularité du climat, les mois les plus pluvieux sont extrêmement variables en intensité et en époque.

La pluviométrie annuelle moyenne est de 289 mm au site du barrage et d'environ 375 mm sur le bassin versant, dont plus de 90% sont enregistrés entre septembre et mai.

Les mois de juin à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (26°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 7 °C.

4.3.2. Etudes de l'environnement du barrage

a. Température

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Table 4.1 et illustrées sur la Figure 4.2.

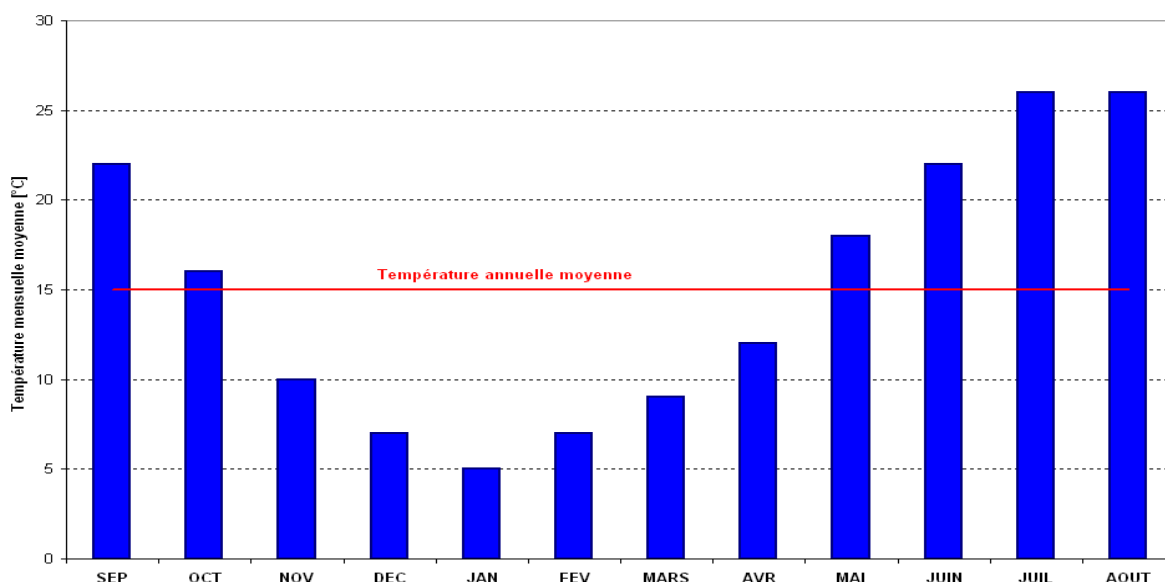


Figure 4.2 : Températures mensuelles moyenne (Soubella [A.N.R.H, 1997])

Les mois de juin à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (26°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 7 °C

Tableau 4.1 : Températures mensuelles moyennes (Soubella [A.N.R.H, 1997])

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Moyenne (°C)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26	15

b. Evaporation

L'évaporation moyenne annuelle au site de Soubella est estimée à 1 650 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH et des mesures réalisées au bac Colorado dans la région de l'étude.

La Figure 4.3 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

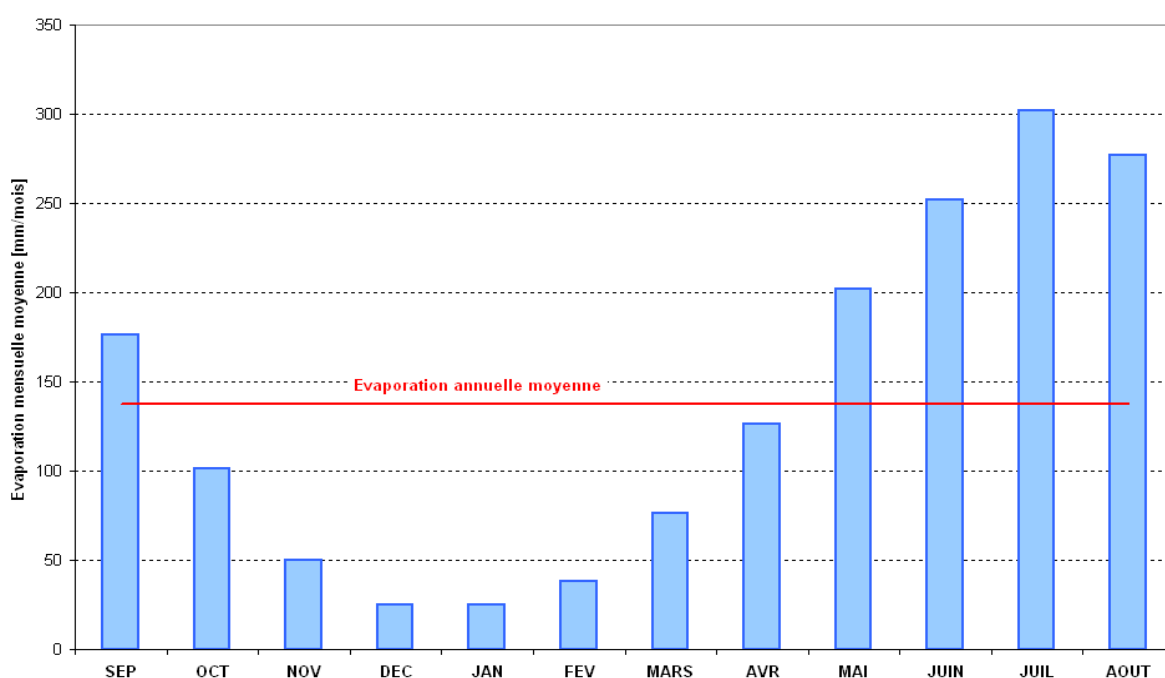


Figure 4.3 : Evaporation sur plan d'eau - Répartition mensuelle

La Table 4.2 et présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

Tableau 4.2 : Evaporation sur plan d'eau - Répartition mensuelle

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Moy. (mm)	176	101	50	25	25	38	76	126	202	252	302	277	1650

c. Pluviométrie

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Sidi Ouadah sur la période 1973-2004.

La pluviométrie moyenne au site du barrage de Soubella est estimée à 289mm. La répartition mensuelle est présentée dans la Table 4.3 et illustrée sur la figure 4.4.

Tableau 4.3 : Pluviométrie – Répartition mensuelle

Moy (mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
	27.9	30.9	29.1	33.9	30.3	27	29	27.4	32.5	11.8	2.1	7.9	288.5

La répartition mensuelle des précipitations est caractéristique d'un régime bimodal, avec de fortes pluies en automne-hiver et au printemps.

Les mois de juillet et août sont les mois les plus secs. La variabilité des précipitations au pas de temps annuel et mensuel est très élevée.

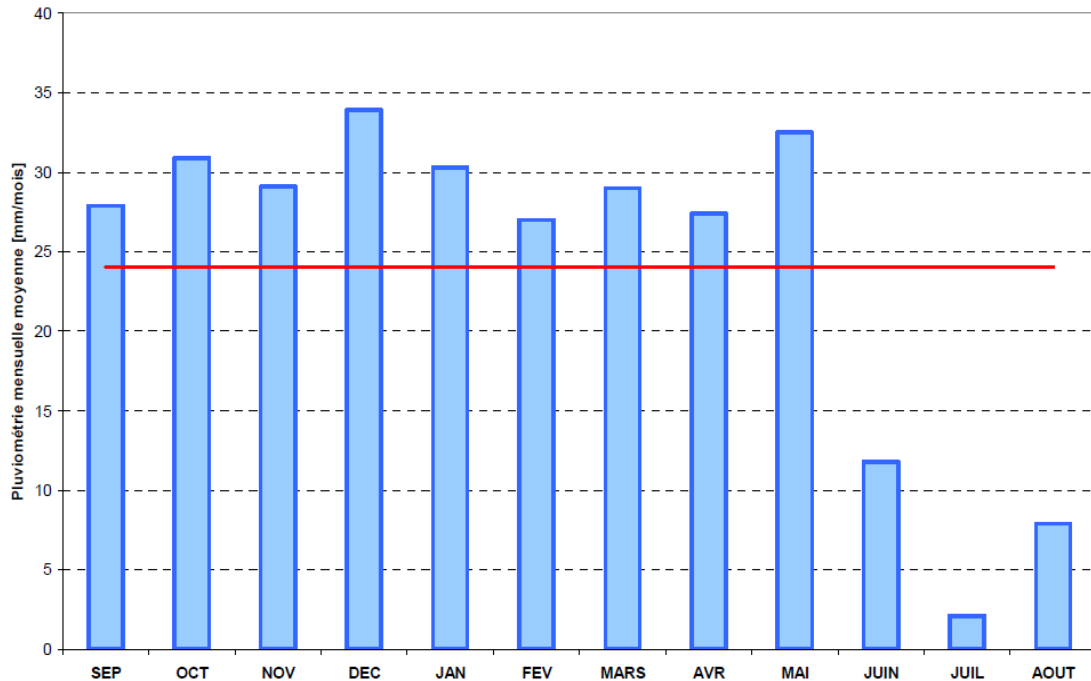


Figure 4.4 Pluviométrie - Répartition mensuelle.

4.4. Géologie

4.4.1. Renseignements sur la connaissance géologique de la région

Le territoire de l'aménagement est couvert d'un levé géologique au 1/50.000 (figure 4.5.). La description stratigraphique et tectonique de la zone du projet est basée sur la carte géologique régionale du barrage établie par la Direction des Mines.

L'étude de la formation des roches (lithologie) et celle de la structure et des soulèvements de l'écorce terrestre (tectonique) influent sur les fondations des ouvrages en projet et un large développement des processus exogènes ont défini la nature des prospections et leurs volumes

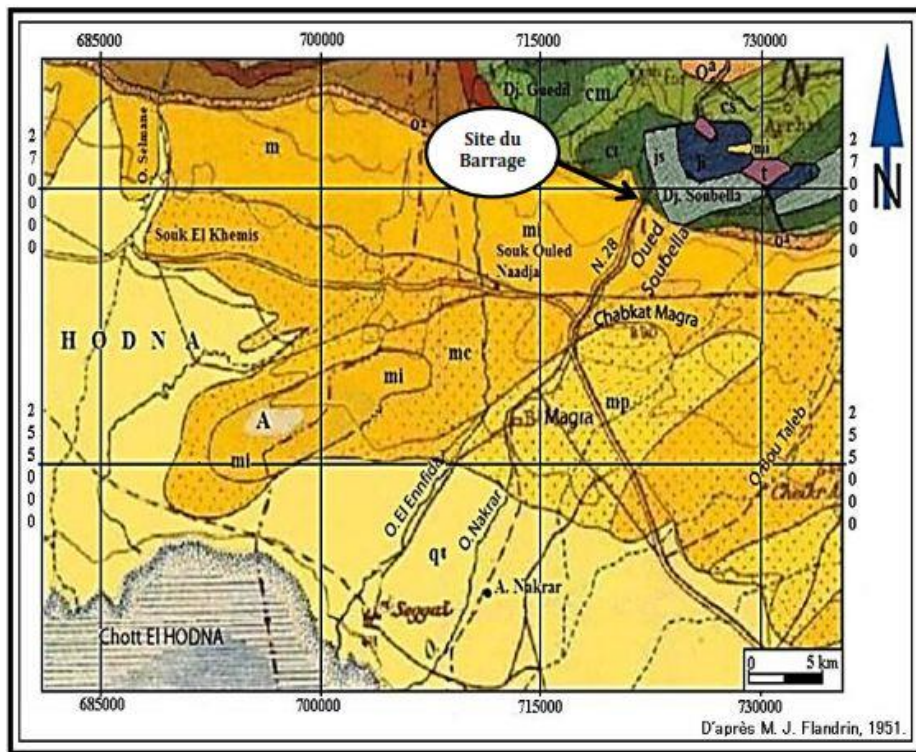


Figure 4.5 : Carte géologique du site de la digue de Soubella.

4.4.2. Structure géologique et Sismicité du site du projet

La zone de la cuvette occupe les parties extrêmes occidentales de l'anticlinal de Bou Taleb, caractérisées ici par le pendage monoclinale SO des sédiments du Jurassique supérieur et du Crétacé inférieur, les couches étant orientées NO-SE. Au droit du barrage les calcaires du Miocène inférieur recouvrent la partie sud de l'anticlinal, formant une unité discordante et transgressive sur les horizons hauteriviens, principalement marneux. On note une nette dysharmonie entre les structures miocènes et celle affectant les assises plus anciennes.

Tableau 4.4 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal

Groupe	1 A	2 B	2	3
Valeur de A	0.25	0.20	0.15	0.10
Valeur de K_h	0.125	0.10	0.075	0.05

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontal

A : Valeur du coefficient d'accélération de zone

4.4.3. Caractéristique géologique de l'emprise

Les reconnaissances complexes in situ, les essais de laboratoire pour évaluer les propriétés du site du projet.

- les levés géologiques au 1:1000 ;
- sondages avec carottage ;
- creusement des puits ;
- essais d'eau ;
- sondage (SPT) ;
- installation des piézomètres.

4.4.4. Caractéristiques hydrogéologiques

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%.

Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère faible. Les circulations souterraines se font le long des fractures où les traces d'écoulement sont visibles (limonite sur les parois des fractures) et de karstification. La karstification, matérialisée par des cavités de dissolution développées le long des diaclases majeures, se manifeste dans l'ensemble de la série calcaire du Miocène inférieur et, en profondeur, dans les couches calcaires du Crétacé inférieur.

La position globalement très basse de la nappe est révélatrice d'un massif plus perméable que ne le laisse supposer les résultats des essais d'eau. Les fractures ainsi que la karstification des calcaires ont tendance à rabaisser ce niveau et à drainer le massif vers l'aval. Dans tous les cas, c'est la nappe qui alimente l'oued.

4.5- Stabilité mécanique de la digue:

4.5.1. Profil géométrique retenue pour la digue :

L'ouvrage étudié dans notre cas est une digue à noyau central sans fondation comme représenté sur la figure 4.6.

Deux couches de sols sont à considérés les recharges alluvionnaires et le noyau argileux.

Les caractéristiques du noyau sont les mêmes pour les calculs par les deux modèles.

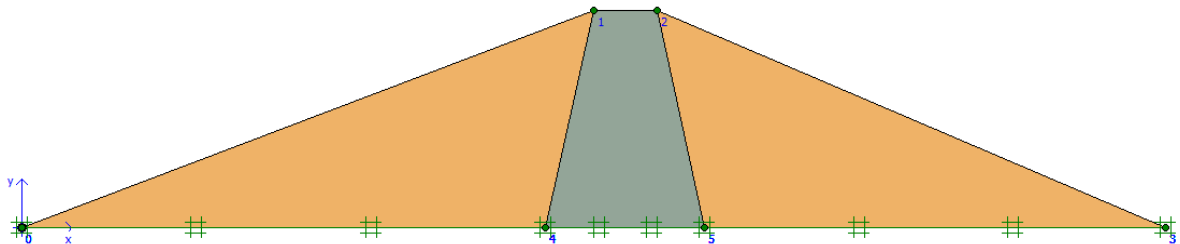


Figure 4.6 : Profil géométrique de la digue

4.5.2. Modélisation des étapes de calculs numérique :

L'analyse de la stabilité mécanique a été faite par l'approche " ϕ -c reduction", implémentée dans le logiciel en éléments finis plaxis.

Pour notre cas d'étude une seule configuration est considérée, la stabilité mécanique du talus aval en fin de construction c'est à dire avant la mise en service.

Le calcul se fait en trois étapes sous chargement gravitaire seul.

Une phase initiale dite la phase 0 : génération de l'état initiale.

Une phase plastique sous l'effet du poids propre seule.

Une phase dite " ϕ /c reduction" pour le calcul du facteur de sécurité.

Pour le noyau le modèle de comportement du sol est le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb, pour les recharges une comparaison des résultats obtenus par le modèle de Mohr Coulomb et le modèle *Hardening Soil Model* dit HSM.

4.5.3. Calculs selon le modèle de comportement Mohr Coulomb

Les paramètres de calculs du modèle de Mohr Coulomb pour les recharges sont encadrés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 : caractéristiques du matériau utilisé

Sol	E (kPa)	ν	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
Recharges alluvions	20000	0,2	10	25	5

Selon les résultats de la troisième phase on constate que la digue est stable sous le chargement gravitaire car la valeur du coefficient de sécurité est $FS=1,31$; le maillage déformé est représenté sur la figure 4.7.

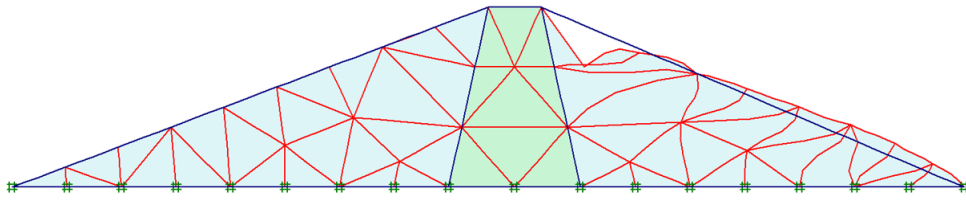


Figure 4.7 : Maillage déformé de la digue après la deuxième phase (MC)

Selon les résultats de la deuxième phase les déplacements en tous les points de la digue sous le chargement gravitaire sont représentées sur la figure sont 4.8

- a- les déplacements totaux en mode dégradé (shadings)
- b- les déplacements verticaux en mode vecteur (arrows)
- c- les déplacements horizontaux en mode contours (contour lines)

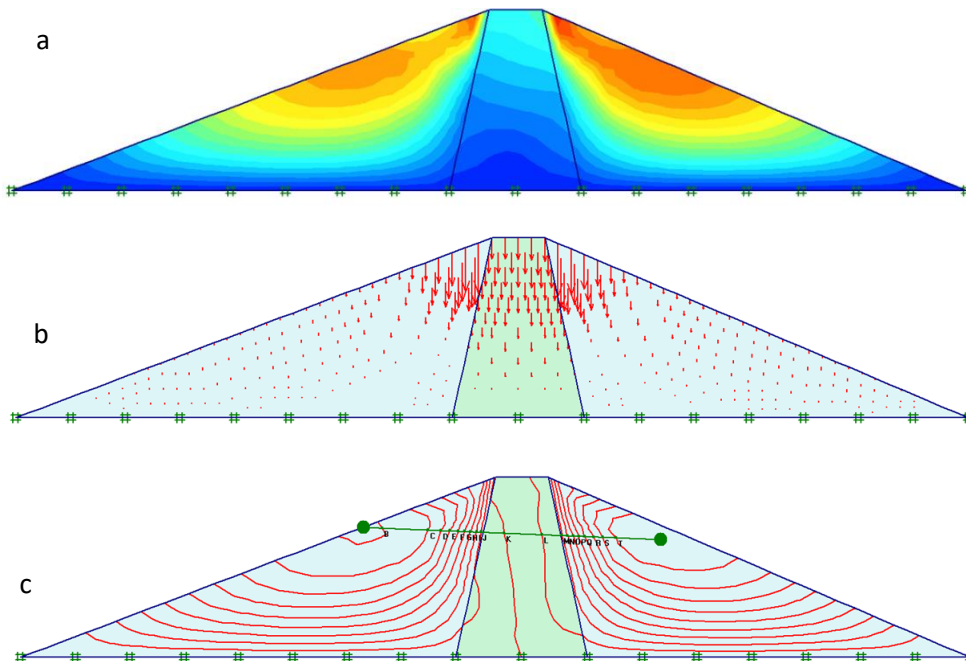


Figure 4.8 : Déplacements totaux, verticaux et horizontaux après la phase plastique

4.5.4. Calculs selon le modèle de comportement HSM

Les paramètres de calculs du matériau utilisé comme recharge pour le modèle HSM sont encadrés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Caractéristiques du matériaux recharges pour le HSM

Paramètre	Définition et méthode de détermination	Valeur prise
ϕ'	Drainé, déterminé par des essais triaxiaux drainés	10
c'	drainée (kPa), déterminée par des essais triaxiaux drainés	25
ψ	égal à 0 pour les argiles et à $\phi'-30$ pour les sables	5
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial	33000
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai œdométrique	22000
E_{ur}^{ref}	Module en décharge recharge (par défaut il est pris égal à $3E_{50}^{ref}$)	60000
m	égal à 0.5 pour les sables et est de 0.9 à 1 pour les sols argileux	0,9
ν_{ur}	en décharge recharge (par défaut il est égal à 0.25)	0,2
P^{ref}	Contrainte de référence (par défaut elle est égale à 100kPa)	100
K_0^{nc}	Coefficient de consolidation il est égal à $1-\sin\phi'$	0,5577
R_i	Coefficient à la rupture (par défaut il est égal à 0.9)	0,9
σ_t	Résistance à la traction (elle est nulle par défaut)	0

Selon les résultats de la troisième phase on constate que la digue est stable sous le chargement gravitaire car la valeur du coefficient de sécurité est $FS=1,32$; le maillage déformé est représenté sur la figure 4.9.

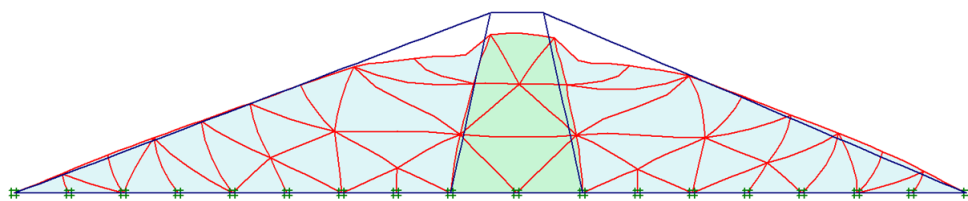


Figure 4.9 : Maillage déformé de la digue après la phase deux (HSM)

Selon les résultats de la deuxième phase les déplacements en tous les points de la digue sous le chargement gravitaire sont représentées sur la figure sont 4.10

- a- les déplacements totaux en mode dégradé (shadings)
- b- les déplacements verticaux en mode vecteur (arrows)
- c- les déplacements horizontaux en mode dégradé (shadings)

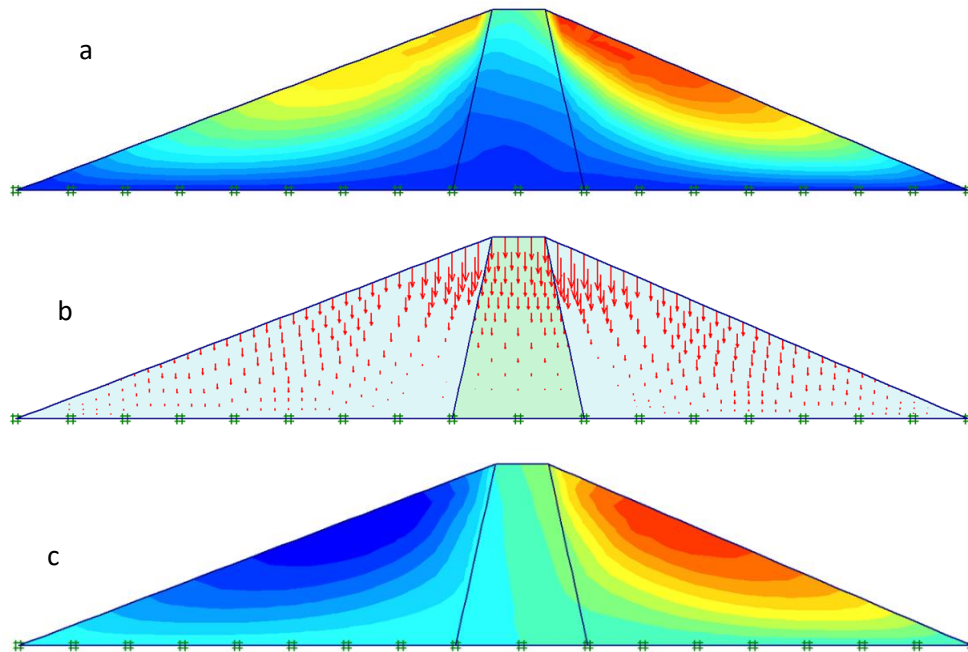


Figure 4.10 : Déplacements totaux, verticaux et horizontaux après la phase plastique

4.5.4. Comparaison des résultats de calculs selon les deux modèles de comportement

Les résultats des calculs de la stabilité de la digue selon les deux modèles de comportement sont encadrés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7 : Valeurs des déplacements et du coefficient de sécurité pour les deux modèles

Déplacement		Modèle de comportement		écart
		MC	HSM	
Total	U (cm)	52,59	33,92	35%
Vertical	U_y (cm)	41,01	39,53	4%
Horizontal	U_x (cm)	46,94	30,09	36%
Coefficient de sécurité	ΣMsf	1.310	1.320	1%

Sur la figure 4.11 sont représentées les courbes de variation du coefficient de sécurité en fonction du déplacement total pour les deux modèles de comportement du sol.

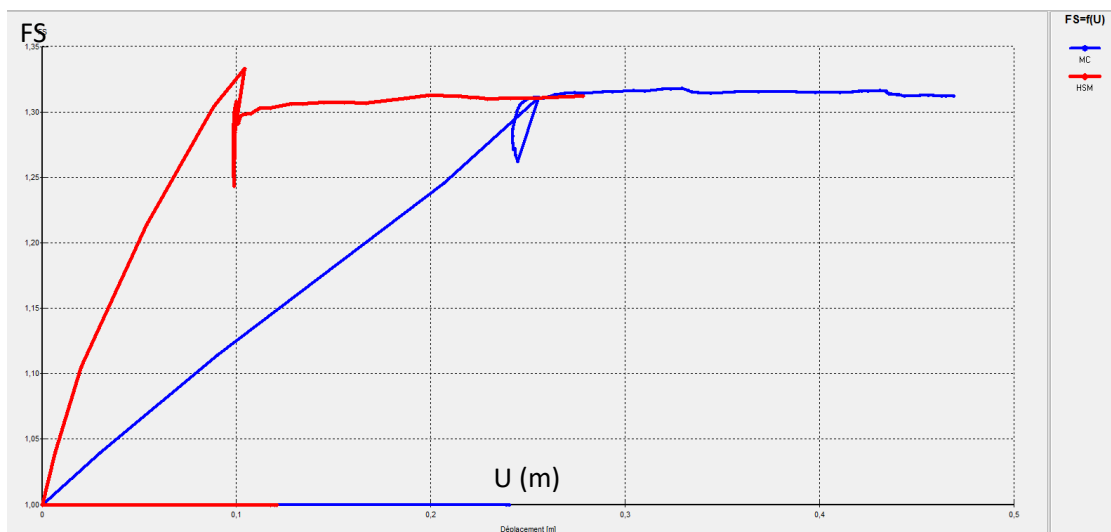


Figure 4.11 : Courbes du coefficient de sécurité en fonction du déplacement

L'allure des courbes du coefficient de sécurité en fonction du déplacement total pour les deux modèles de comportement du sol, confirment que la valeur du FS est la même ($FS \approx 1,3$) mais les déplacements correspondants sont différents (figure 4.11).

Le modèle de Mohr Coulomb surestime les déplacements verticaux et totaux de 35% par rapport à ceux du modèle HSM.

4.9- Synthèse

Selon les résultats des différents calcul de la stabilité de la digue en fin de construction sous chargement gravitaire seul et selon les deux modèles de comportement *Mohr Coulomb* (MC) et *Hardening Soil Model* (HSM) nous pouvons conclure que :

La stabilité est vérifiée puisque la valeur du coefficient de sécurité dans les deux cas est inférieure à la valeur imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T qui est de 1,25.

Le modèle n'a qu'une influence minimale sur la stabilité au glissement (variation de 1%) et sur les déplacements horizontaux (4%). Par contre les déplacements totaux et verticaux sont réduits de 35% en utilisant le Modèle HSM par rapport au Modèle de Mohr Coulomb.

La justification probable c'est que dans le modèle de Mohr Coulomb l'élasticité est constante du fait de la non prise en compte de la pression moyenne pour l'estimation de la valeur du module.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser l'influence des paramètres des modèles de comportement du sol sur les déformations et la stabilité d'une digue en terre avec une simulation numérique du cas du barrage de Soubella situé à Magra (willaya de M'sila).

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité hydraulique par la détermination de la ligne de saturation, le débit de fuite, le dimensionnement des filtres et drains, et l'analyse de la stabilité mécanique sous différents cas de chargement.

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre un outil numérique performant dédié à ce type d'études : le logiciel Plaxis.

L'effet des paramètres de deux modèles de comportement élastoplastique ont été comparés, le modèle bien connu qui est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol à savoir le modèle de *Mohr Coulomb* et le modèle non linéaire avec écrouissage *Hardening Soil Model* qui est un modèle de simulation avancé de différents types des sols y compris les sols mous.

Elle a permis d'analyser la stabilité mécanique du talus aval de la digue en terre du barrage de Soubella situé à Magra (willaya de M'sila), selon un cas de configuration à savoir le calcul en fin de construction sous chargement gravitaire seul.

Les valeurs du coefficient de sécurité, obtenues par la méthode « phi/c reduction » implémentée dans le logiciel Plaxis, pour les deux modèles MC et HSM sont très proches et restent inférieures aux valeurs minimales conseillées par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

Le modèle n'a qu'une influence minime sur la stabilité (variation de 1%) et sur les déplacements horizontaux (4%). Par contre les déplacements totaux et verticaux sont réduits de 35% en utilisant le Modèle HSM par rapport au Modèle de Mohr Coulomb.

La justification probable c'est que dans le modèle de Mohr Coulomb l'élasticité est constante du fait de la non prise en compte de la pression de confinement de référence sur la valeur du module de déformation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

PATRICK LE DELLIU. (2008). Les barrages : conception et maintenance, 2^{ème} édition.

PHILIPPE MESTAT, MICHEL PRAT. (1999). Ouvrages en interaction, Volume 2.

BENDADOUCHE H, LAZIZI S. (2013). Glissements de terrain et confortements pages bleues.

ANCTIL F, ROUSSELLE J, LAUZON N. (2012). Hydrologie : cheminement de l'eau.

ANTON J, SCHLEISS, HENRI POUGATSCH. Les barrages : du projet à la mise en service, volume 17.

COSTET J. ET SANGLERAT G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, tome 2. Edition Eyrolles.

DURVILLE J.L. ET SEVE G. Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r2.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.

A.N.B.T.12035-RP-0502-B-APD. (2009). Note de calcul.

A.N.B.T.12035-RP-0501-B-APD. (2009). Mémoire de synthèse.

A.N.B.T.12035-RP-0201-C-APD. (2008). Etude hydrologique.

MAGNAN J.P. (2000). Cours de Mécanique des sols et des roches.

PLAXIS (2002). Finite element code for soil and rock analyses. Version 8.2, Balkema/Rotterdam/Brookfield.

PHILIPPONAT G. Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.

CLEMENT DESODT ET PHILIPPE REIFFSTECK. (2015) Géotechnique, exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours, Dunod.
Clément Desodt et Philippe Reiffsteck,

PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.

RPA 99 VERSION (2003). Règlement Parasismique Algérien.

AFPS (2001). Le séisme du 13 janvier au Salvador. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

AFPS (2003). Le séisme du 21 mai en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

SEDDIKI A. (2008). Analyse de la stabilité des pentes sous séisme application ca du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

BAGHZIM H. (2015). Etude numérique de la conception des barrages en terre. Mémoire de Magister à l'université de Biskra.

ADJABI A. (2016). Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella). Mémoire de fin d'étude de Master à l'université Larbi Tebssi de Tebessa.

BOUREZGE M. (2017). Analyse de la stabilité sismique d'une digue en terre. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.