



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

ANALYSE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS
SUR LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE

(Application au cas du barrage de Soubella - wilaya de Msila)

Présenté par : **Walid BENHAMIDOUCHE**
Fouad BEDIRA

Soutenu devant le jury :

Mr. BOULAOUAD Abderachid, M.C.A., Président de jury

Mr. BEN YAHIA Abdesslam, M.A.A., Examineur

Mr. GUERRAICHE Ammar, M.A.A., Examineur

Mr. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.A.A., Co - Encadreur

Promotion : 2017/2018.

Remerciements

Je remercie avant tout mon dieu qui m'a donné la force, la volonté et le courage et la patience pour terminer ce travail de fin d'étude.

Ainsi je remercie du fond de mon cœur mes parents et toute ma famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leur soutien jusqu'à termine ce travail.

Je remercie mes encadreurs les responsables de mon travail pendant M. KHEMISSA Mohamed et M. SEDDIKI Ahmed pour leurs remarques pertinentes.

Je remercie particulièrement les gens qui me donnent la clé entre la théorique et La pratique : Mr. KALKOUL Abdelhamid (Bureau d'études B.E.S.E.T) et ses enfants sans oublier BETKKA Z, pour leurs explications, leurs expériences et leurs compétences.

Mes remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner, D'évaluer et d'enrichir ce travail.

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours

Présents dans mon Cœur

A ma très chère mère, A mon très cher père

A mes sœurs

A toute ma famille

A tous mes professeurs

A tous mes collègues et mes amis sans exception

A ma promotion (2017/2018).

Walid & Fouad

ملخص

العمل المقدم في هذه البحث يهدف إلى تحليل تأثير التسربات الهيدروليكية على استقرار سد ترابي.

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 "GEOSTUDIO"، تطرقنا الى دراسة التوازن الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي تحت تأثير التسربات الهيدروليكية وحسب مختلف الحمولات.

انجزنا دراسة تطبيقية لاستقرار الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي للسد الترابي "سوبلة" الواقع في بلدية مقرة ولاية مسيلة.

كلمات البحث: التسربات - استقرار - السد - النمذجة الرقمية - سد- مصب- مصرف.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage 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 GEOSTUDIO, à l'aide du module SEEP/W, on a analysé la stabilité hydraulique en déterminant de la ligne de saturation, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal et à l'aide du module SLOPE/W on a vérifié la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue sous différents cas de chargement.

On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité hydraulique et mécanique de la digue du barrage en terre de Soubella situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

Mots clés : infiltrations - stabilité – barrage – drain – digue – amont –aval.

ABSTRACT

The study presented in this thesis aims to analyze the effect of infiltrations 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 presenting the digital tool used, which is the GEOSTUDIO software, using the SEEP/W module, the hydraulic stability was analyzed by determining the saturation line, the leakage rate within the massif and the dimensioning of the horizontal drain and using the SLOPE /W module, the mechanical stability of the upstream and downstream slopes of the dike was checked under different loading cases.

We finished with a practical application to the study of the hydraulic and mechanical stability of the dike of the Soubella earth dam located in the municipality of Magra (wilaya of M'sila).

Key words: seepage - stability - dam - drain - dike - upstream - downstream.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RÉSUMÉ

ABSTRACT

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE PREMIER.....	3
INFILTRATIONS HYDRAULIQUES DANS LES BARRAGES EN TERRE.....	3
1.1- LES BARRAGES EN TERRE :	3
1.2- STRUCTURE DES SOLS.....	5
1.3. L'EAU DANS LES SOLS	6
1.4- CIRCULATION DE L'EAU DANS LE SOL	7
1.5- LES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE.....	8
CHAPITRE DEUXIEME.....	15
DIMENSIONNEMENT ET ANALYSE DE LA STABILITE D'UNE DIGUE EN TERRE.....	15
2.1. DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE EN TERRE :	15
2.2- ANALYSE DE LA STABILITE DE LA DIGUE EN TERRE :	19
2.3- LA STABILITE HYDRAULIQUE:	19
2.4- ETUDE DE STABILITE MECANIQUE D'UN BARRAGE EN TERRE.....	22
2.5- TASSEMENTS	24
TROISIEME CHAPITRE.....	26
OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL	26
3.1. INTRODUCTION :	26
3.2. PRESENTATION DU LOGICIEL :	26
3.3. LE FONCTIONNEMENT DU LOGICIEL :	27

QUATRIEME CHAPITRE.....	34
SIMULATION DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE DU BARRAGE DE SOUBELLA	34
4.1. LOCALISATION DE LA DIGUE SOUBELLA.....	34
4.2. LES OBJECTIFS A ATTEINDRE PAR CE BARRAGE.....	35
4.3. CLIMATOLOGIE.....	35
4.4. GEOLOGIE	37
4.5. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DES MATERIAUX.....	39
4.6- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE :	39
4.7- STABILITE HYDRAULIQUE DE LA DIGUE :.....	41
4.8- STABILITE MECANIQUE DE LA DIGUE A NOYAU ET DRAIN HORIZONTAL :.....	47
4.9- SYNTHESE	51
CONCLUSION GENERALE.....	52
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	53

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Barrage en terre homogène avec tapis drainant.	3
Figure 1.2 : Barrage en terre à noyau étanche.	4
Figure 1.3 : Barrage en terre à masque.....	5
Figure 1.5 : Les différentes formes d'eau dans le sol.....	6
Figure 1.6 : Les différentes forme de vides et angles de frottements dans le sol.....	7
Figure 1.7: Rupture d'ensemble à partir du parement aval(Mériaux et al., 2001).	10
Figure 1.8 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.	10
Figure 1.9 : Rupture par surverse.....	11
Figure 1.10: Rupture par renard hydraulique.....	12
Figure 1.11 : Rupture par affouillement.....	12
Figure 1.12 : Rupture par liquéfaction.....	13
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 équipotentiels.....	21
Figure 2.4 Détermination de la pression interstitielle.....	22
Figure 2.5 : Retenue pleine.....	23
Figure 2.6 : Tassement des fondations.....	24
Figure 3.1 : Les modules du logiciel Geostudio 2012.....	26
Figure 3.2 : Fenêtre d'analyse du module SLOPE/W.....	27
Figure 3.3: Dessin des régions et le niveau de la nappe phréatique.....	28
Figure 3.4: Introduction des propriétés des matériaux.....	28
Figure 3.5 : Fenêtre du gestionnaire des solutions.....	29
Figure 3.6 : Tracé des équipotentiels.....	30
Figure 3.7 : Distribution de la pression interstitielle après les drains.....	31
Figure 3.8 : Choix de la méthode d'analyse.....	31
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 de la digue homogène étudiée.....	40
Figure 4.7 : Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la succion.....	41
Figure 4.8 : Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue homogène pleine.....	42
Figure 4.9 : Conductivité hydraulique de l'argile en fonction de la succion.....	43
Figure 4.10 : Profil géométrique de la digue à noyau et drain horizontal.....	43
Figure 4.11 : Stabilité hydraulique de la digue à noyau, cas de la retenue pleine.....	44
Figure 4.12 : Position de la ligne de saturation pour la digue à noyau, vidange instantanée.....	45
Figure 4.13 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange instantanée.....	45
Figure 4.14 : Variation de la charge hydraulique en $f(t)$, pour la digue à noyau.....	46
Figure 4.15 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange $f(t)$	46
Figure 4.17 : Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction.....	47
Figure 4.18 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sans séisme.....	47
Figure 4.19 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base.....	48
Figure 4.20. : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal.....	48
Figure 4.21 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée.....	49
Figure 4.22 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$	49
Figure 4.23 : Facteur de sécurité du talus amont avec banquettes, lors d'une vidange rapide.....	50
Figure 4.24 : FS du talus aval avec banquettes, lors d'une utilisation normale sous séisme.....	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages (Foster et al, 1998 et 2000).....	8
Tableau 2.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage	16
Tableau 2.2 : Pentas des talus des barrages en terre selon Terzaghi	17
Tableau 2.3 : Pentas 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 de la fondation	39
Tableau 4.6 : Caractéristiques des matériaux du barrage	39
Tableau 4.7 : Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge.....	50

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 ;
Mw :	Accélération horizontale recommandée.

INTRODUCTION GENERALE

Pour tout le monde l'évolution démographique et l'évolution économique exigent des réservoirs en plus grand nombre pour retenir les excédents hydrauliques saisonniers afin de pouvoir satisfaire avec constance et régularité les besoins en eau.

La maîtrise de l'eau par le biais d'aménagement hydrauliques appropriés constitue une des clés de l'augmentation significative de la qualité de vie.

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, mais elles 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 l'effet des infiltrations hydrauliques sur la stabilité des talus amont et aval des barrages en terre. Il a pour objectif 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 différents modèles de comportement de sols employés dans le module seep/w du logiciel GEOSTUDIO version 2012. Une étude en plusieurs configurations (en fin de construction, en régime permanent et lors d'une vidange) sous sollicitations sismique a été réalisée afin de montrer l'effet du modèle de comportement du sol de remblai ainsi que l'effet des paramètres géométriques et hydrauliques sur les résultats de calcul, avec une comparaison des résultats.

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

Chapitre 1 : *Infiltrations hydrauliques dans 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 des outils numériques utilisés : les modules SEEP/W et SLOPE/w du logiciel GEOSTUDIO.*

Chapitre 4 : *Etude d'un cas : elle comporte une application numérique au calcul des effets des infiltrations sur la stabilité hydraulique et mécanique sous l'effet du séisme, d'une digue en terre d'un barrage situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).*

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE

INFILTRATIONS HYDRAULIQUES DANS 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.

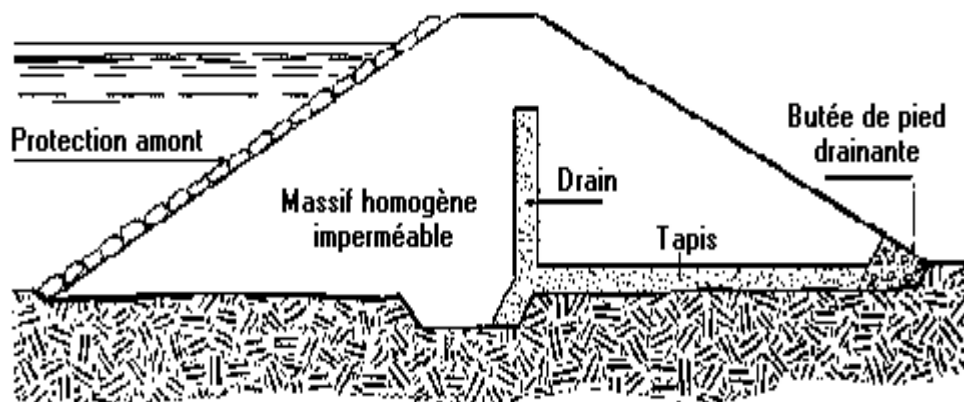


Figure 1.1 : Barrage en terre homogène avec tapis drainant.

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.

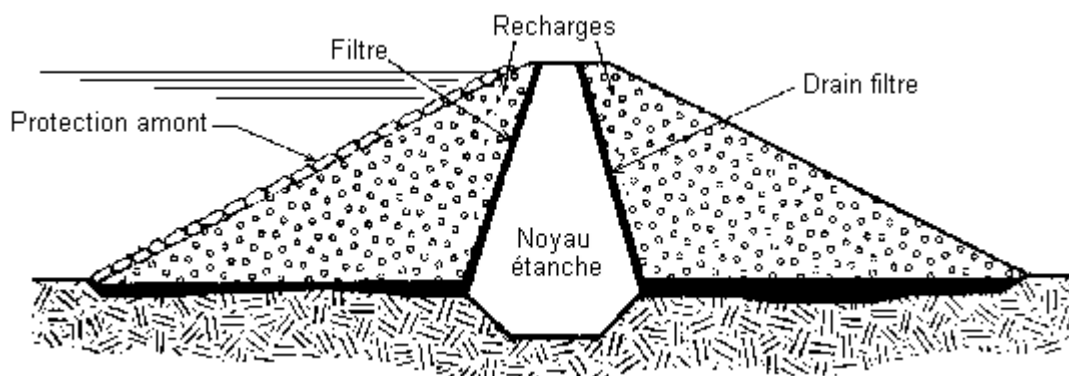


Figure 1.2 : Barrage en terre à noyau étanche.

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.

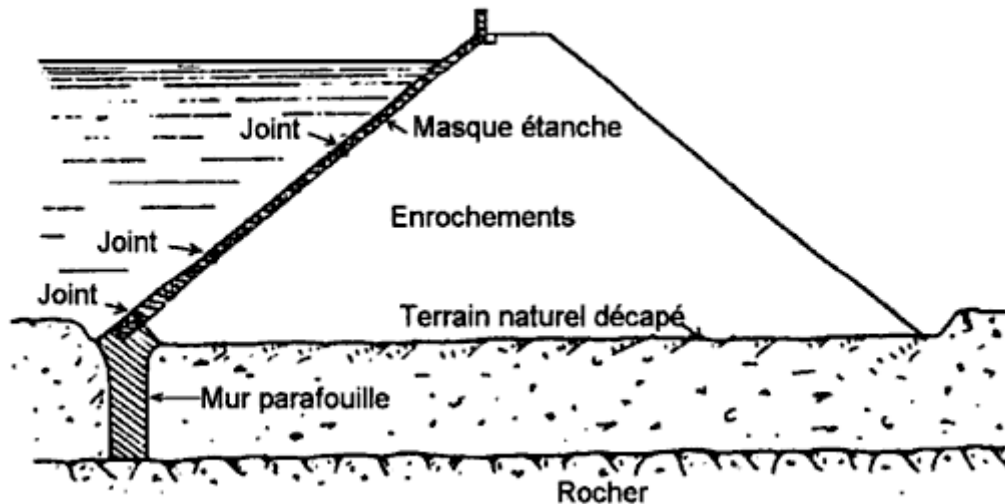


Figure 1.3 : Barrage en terre à masque

1.2. Structure des sols

Le sol est un système complexe qui se constitue de particules dont la composition chimique et minéralogique diffère et dont la taille, la forme et la disposition varient.

L'agencement de ces particules détermine les caractéristiques de l'espace poreux dans lequel l'eau et l'air circulent ou sont retenus.

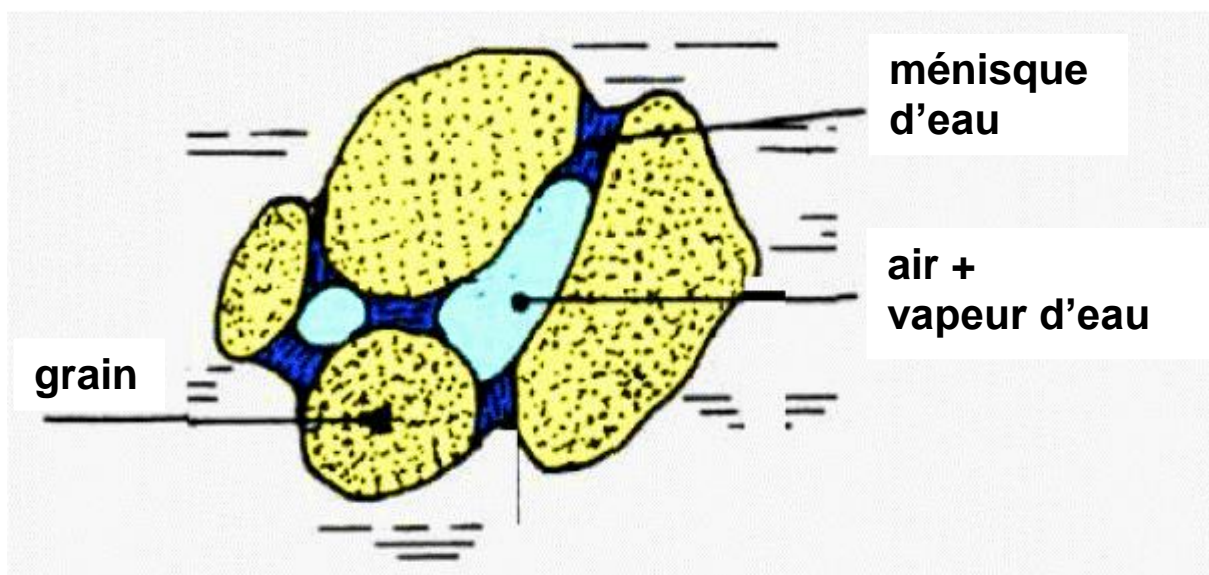


Figure 1.4 : Les trois phases constituant le sol

La séparation des trois phases : sol, eau, air n'est pas facile car elles sont interdépendantes et sont extrêmement liées l'une à l'autre. Cependant pour pouvoir analyser leur effet dans le système complexe qu'ils constituent on les considère arbitrairement comme des constituants indépendants.

La structure du sol est définie par l'arrangement réciproque et l'orientation des particules dans le sol. En général la notion de structure est utilisée d'une façon qualitative dans la mesure où le sol est très complexe pour déterminer une telle caractéristique géométrique d'une façon pratique et directe, il existe des méthodes indirectes qui mesurent des propriétés influencées par la structure.

Dire d'un terrain perméable qu'il est homogène équivaut à dire qu'il présente en tout point dans une direction donnée, la même résistance à un écoulement de filtration.

Si la résistance à l'écoulement de filtration dans un sol est la même qu'elle que soit la direction on dit qu'il est isotrope dans le cas contraire il est anisotrope.

1.3. L'eau dans les sols

L'eau se présente dans le sol sous différentes formes et on peut distinguer deux catégories soit que l'eau est liée ou libre.

Dans la première catégorie on retrouve l'eau hygroscopique, l'eau pelliculaire et l'eau capillaire quant à la deuxième catégorie on y retrouve l'eau de gravité.

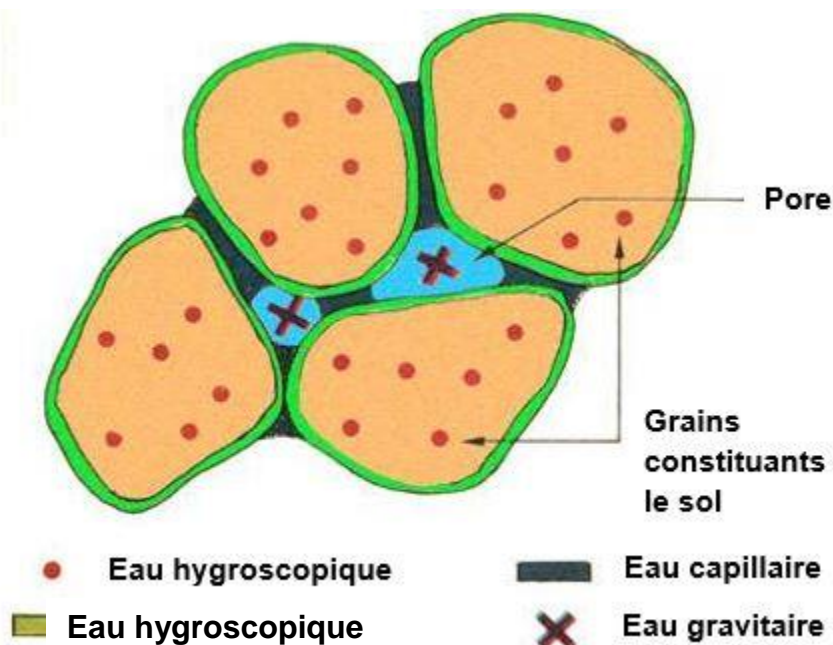


Figure 1.5 : Les différentes formes d'eau dans le sol

Parmi les paramètres qui caractérisent l'eau dans le sol, deux sont essentielles, le degré de saturation qui est le rapport entre le volume d'eau et le volume total occupé par les vides et le potentiel des forces de liaison de l'eau et du sol, qui représente l'énergie nécessaire pour vaincre les forces de liaison.

1.4- 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.

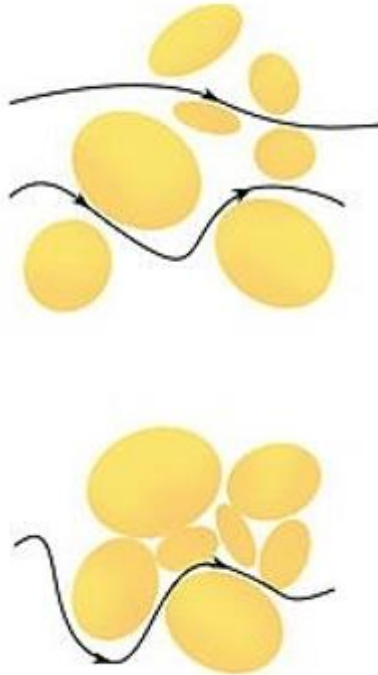


Figure 1.6 : Ecoulement de l'eau à travers les vides dans le sol

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.

1.5- Les infiltrations dans les barrages en terre

1.5.1- 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 due 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 (Foster et 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

1.5.2- Les Causes de rupture

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

1.5.2.1- 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.

1.5.2.2- 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.

1.5.2.3- 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.

1.5.3- 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.

1.5.3.1- 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 2.1.

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, ...).

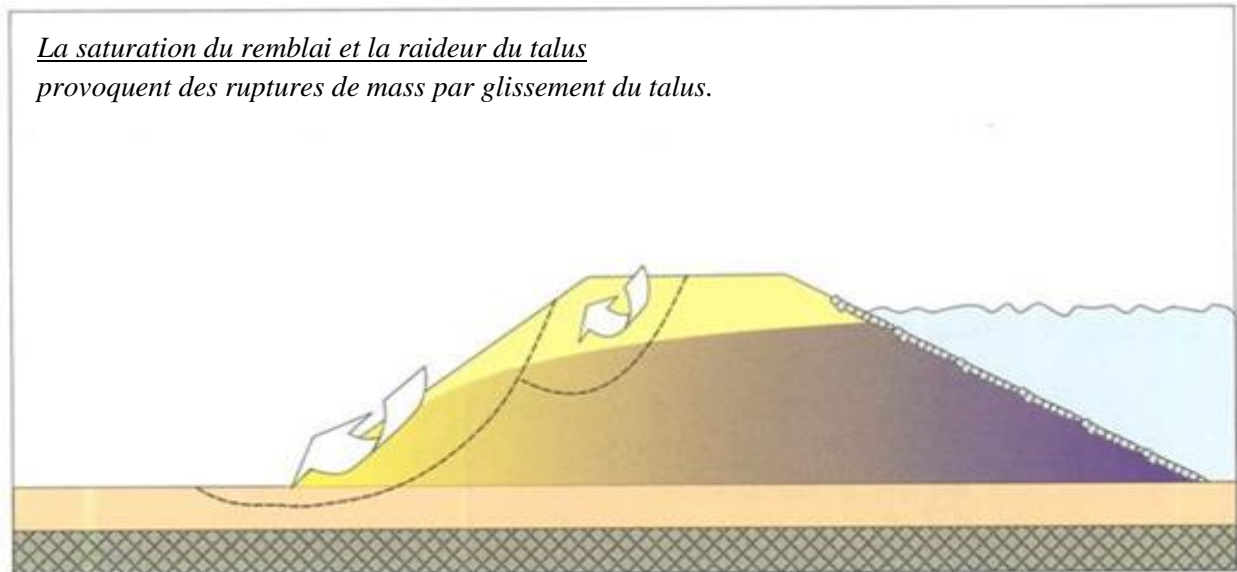


Figure 1.7: Rupture d'ensemble à partir du parement aval(Mériaux et al., 2001).

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.

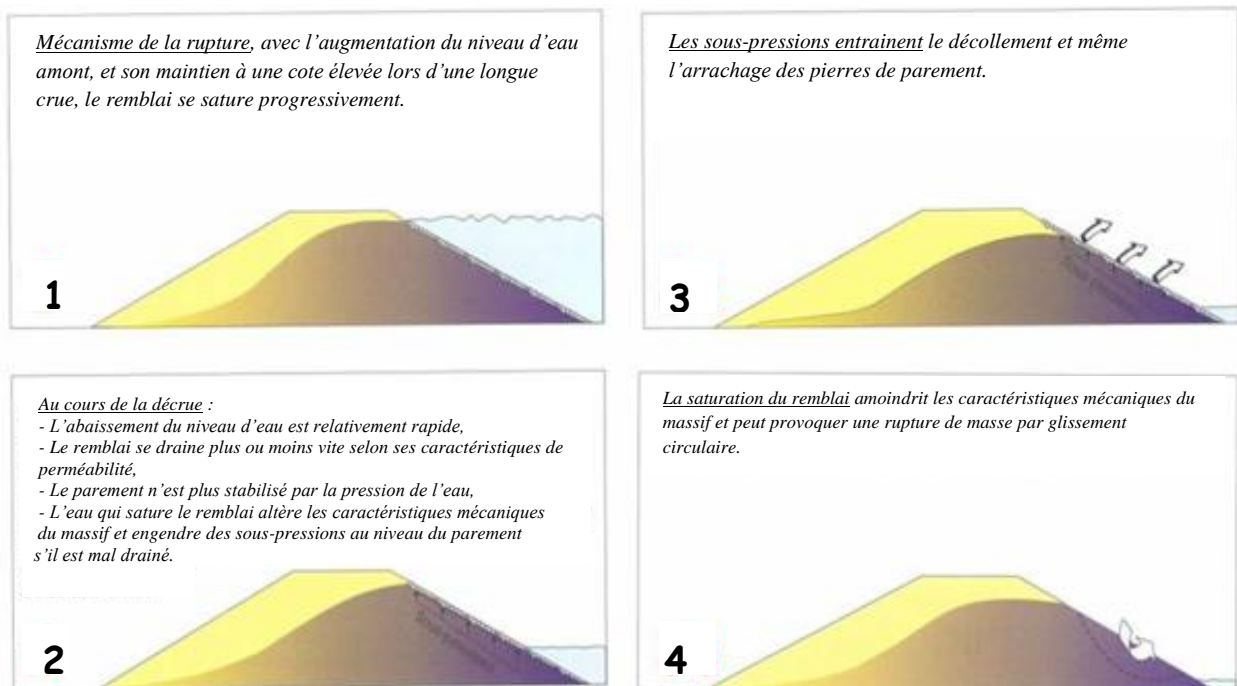


Figure 1.8 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.

2.4.3.2- 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.

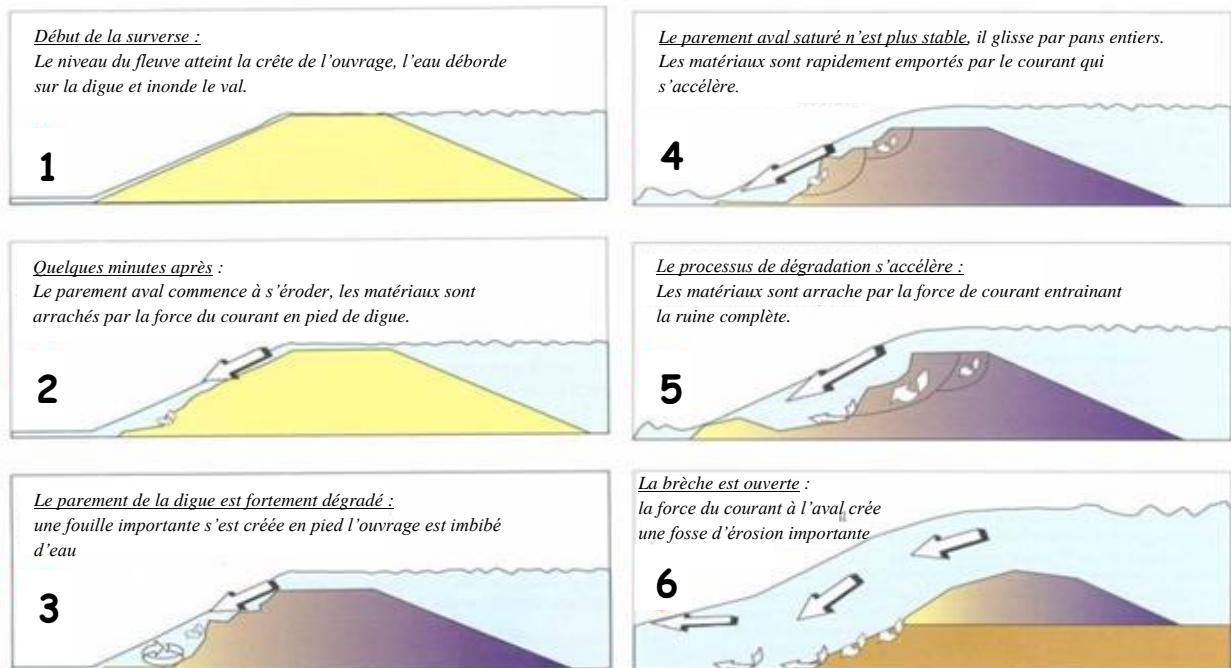


Figure 1.9 : Rupture par surverse.

2.4.3.3- 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.

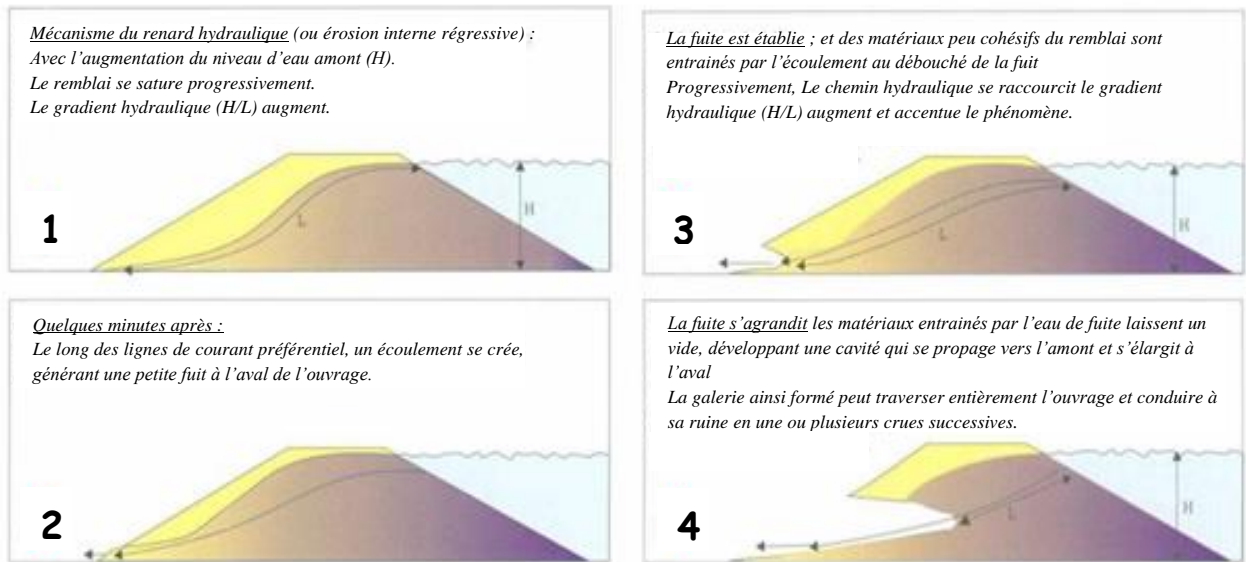


Figure 1.10: Rupture par renard hydraulique.

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.

2.4.3.4- 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 1.8 schématise les étapes de la rupture par affouillement.

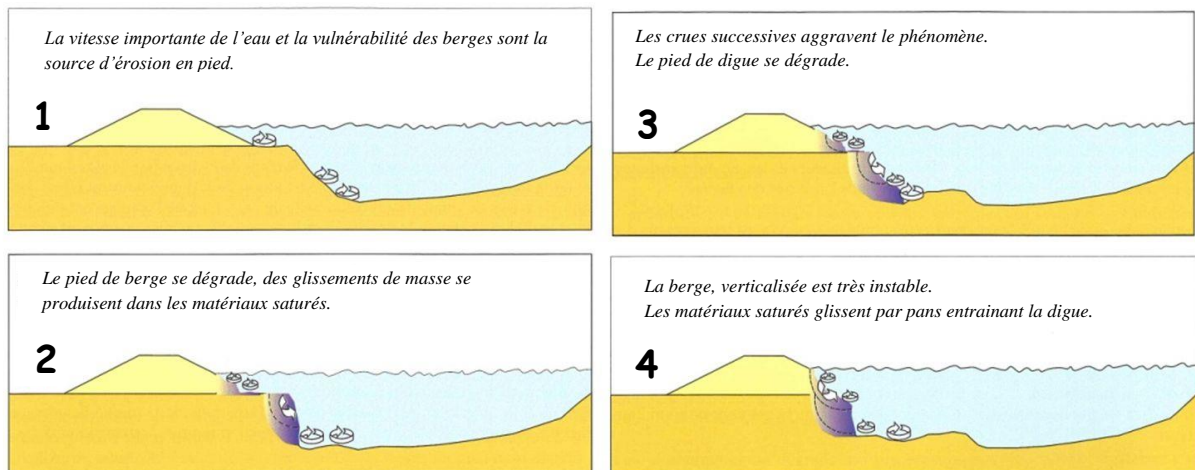


Figure 1.11 : Rupture par affouillement.

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.

2.4.3.4- 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 1.12 montre un exemple de rupture par liquéfaction lors du tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

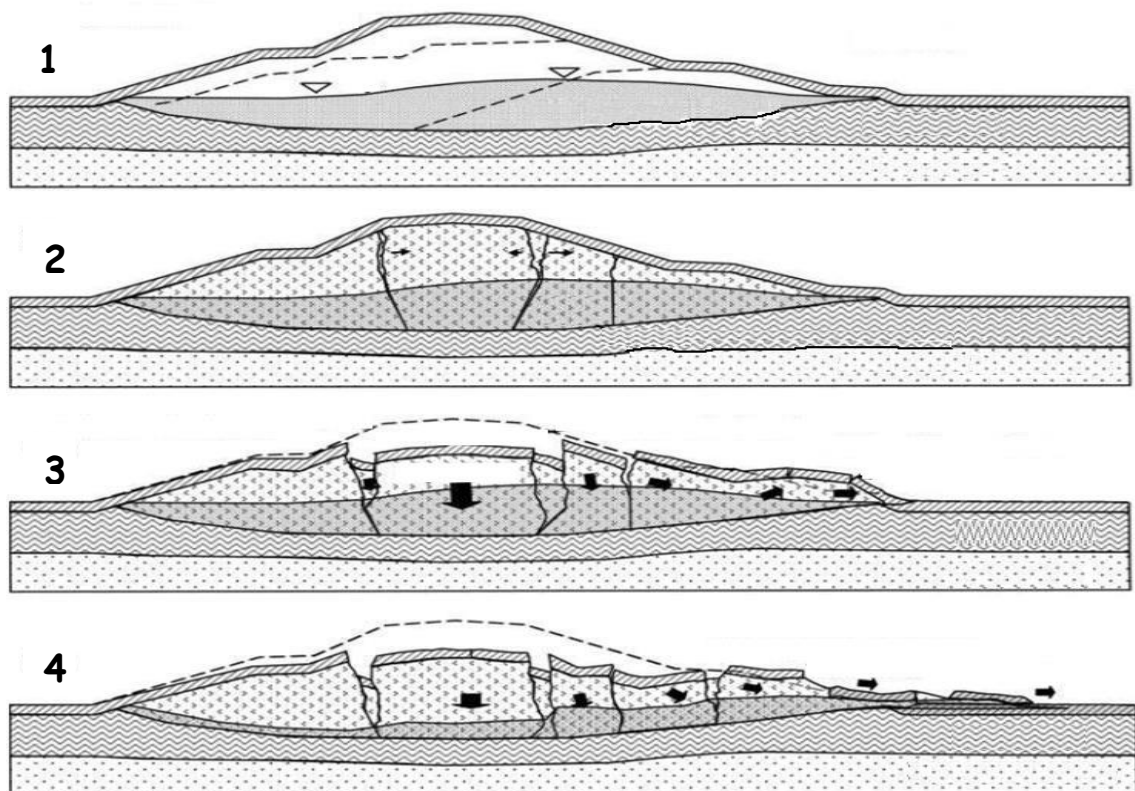


Figure 1.12 : Rupture par liquéfaction

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.).

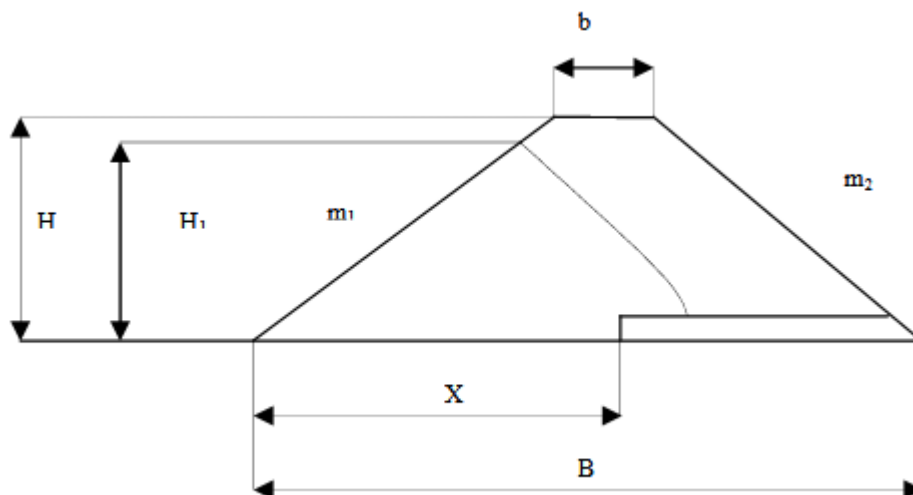


Figure 2.1 : Barrage en terre avec tapis drainant horizontal

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	$2.50 \leq R \leq 5.50$
Supérieure à 100m	$R \geq 5.50$

Épaisseur 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	pente amont	pente 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- La 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 $\vec{v} = k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H$	le vecteur de courant $\vec{i} = -\gamma \cdot \overrightarrow{\text{grad}} U$	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.

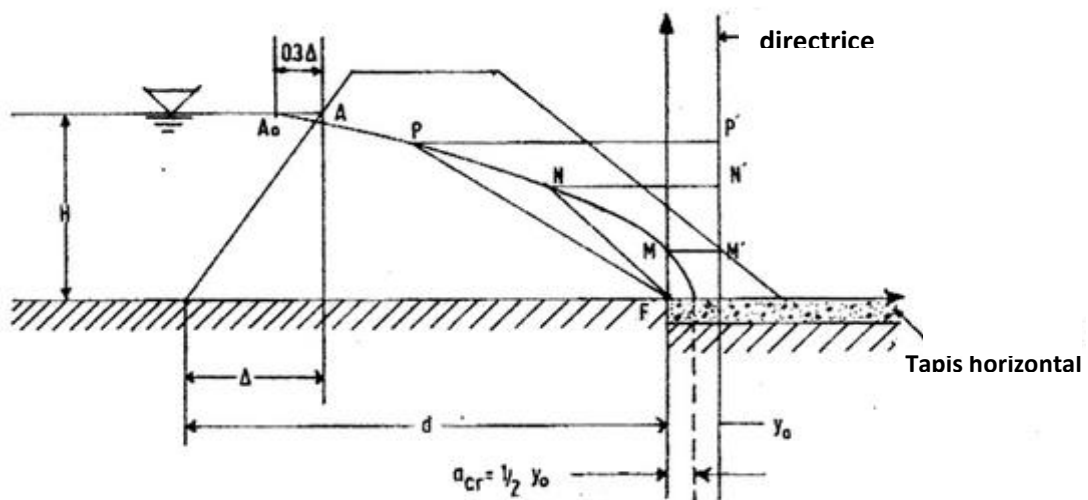


Figure 2.2 : solution graphique pour l'écoulement à travers un barrage avec tapis filtrant horizontal.

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.

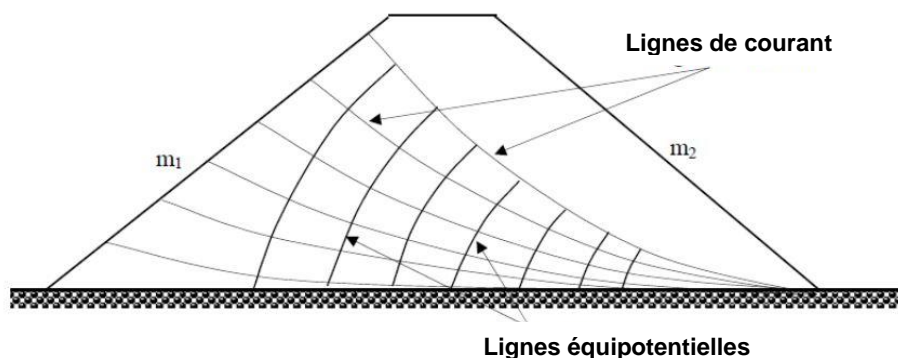


Figure 2.3 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiels.

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 équipotentielles 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.

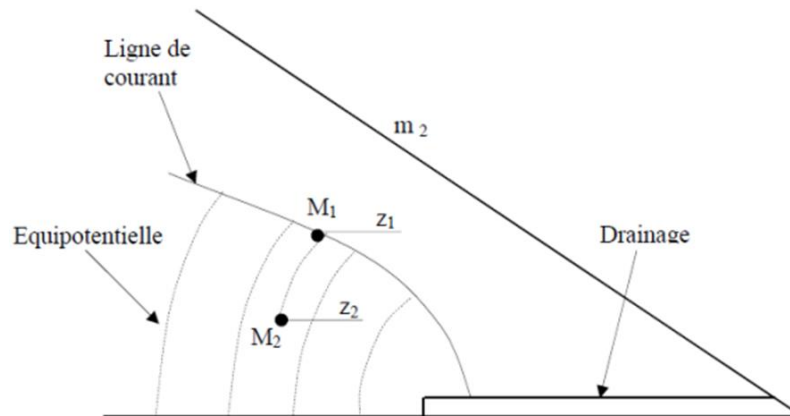


Figure 2.4 Détermination de la pression interstitielle

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- Etude de 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 des pentes en mécanique des sols ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. 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.

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.

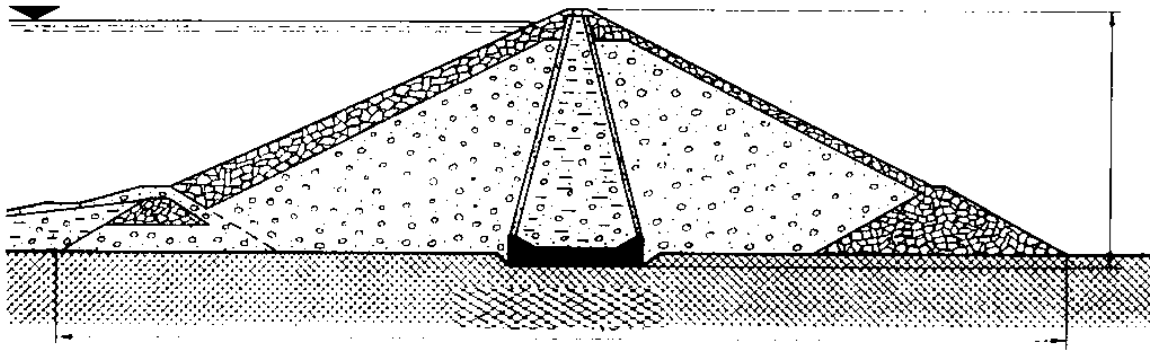


Figure 2.5 : Retenue pleine

- **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.

2.4.2. 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.

Le coefficient de sécurité (FS) est par définition donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

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.

2.5- Tassements

Dans les barrages en terre on a deux types du tassement, tassement du corps de la digue et tassement de la fondation, on peut négliger le premier pour les petits barrages où la hauteur oins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée, le deuxième varie en fonction de la nature de terrain (les couches au-dessous de la digue voir la figure 2.6) et ses caractéristiques qu'on peut les déterminer à l'aide de la courbe de l'essai œnométrique et de cette formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \Delta H = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\Delta\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_p}\right)$$

Où :

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.

$\Delta\sigma'_{v_0}$: contrainte effective verticale naturelle.

Pour les petits barrages qui ne dépassent pas la hauteur de 20 m, on peut prendre le tassement entre 0,5-1,5 % de la hauteur totale du barrage, ou bien par cette formule :

$$T = 0.01 H$$

Avec :

H : La hauteur du barrage

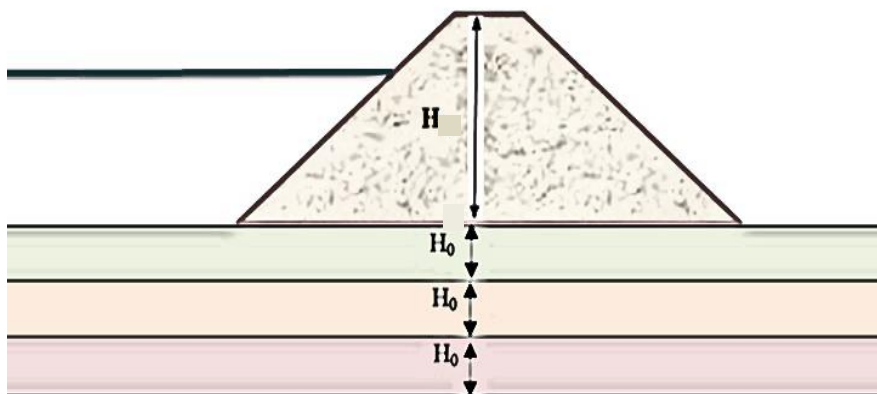


Figure 2.6 : Tassement des fondations

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

3.1. Introduction :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le but de ce chapitre est de faire une simulation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'une digue en terre avec les deux modules SEEP/X et SLOPE/W du logiciel GEOSTUDIO.

3.2. Présentation du Logiciel :

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Il comporte huit modules à savoir SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CRAN/W, AIR/W et VADOSE/W, comme schématisé sur la figure 3.1 ci-dessous :









	SLOPE/W™	Slope stability analysis.
	SEEP/W™	Groundwater seepage analysis.
	SIGMA/W™	Stress-deformation analysis.
	QUAKE/W™	Dynamic earthquake analysis.
	TEMP/W™	Thermal analysis.
	CTRAN/W™	Contaminant transport analysis.
	AIR/W™	Air flow analysis.
	VADOSE/W™	Vadose zone and soil cover analysis.

Figure 3.1 : Les modules du logiciel Geostudio 2012.

Objectif des principaux modules :

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

3.3. Le Fonctionnement du Logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

✓ **DEFINE:**

Cette étape est très importante car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur

Créer un espace de travail problématique et des propriétés d'analyse, créez une analyse SIGMA / W et configurez l'espace de travail du problème. Choisissez le type d'analyse, tel que la contrainte In situ, la redistribution des contraintes, la charge / déformation, la pression couplée / la pression de l'eau interstitielle, le changement de volume et la déformation dynamique.

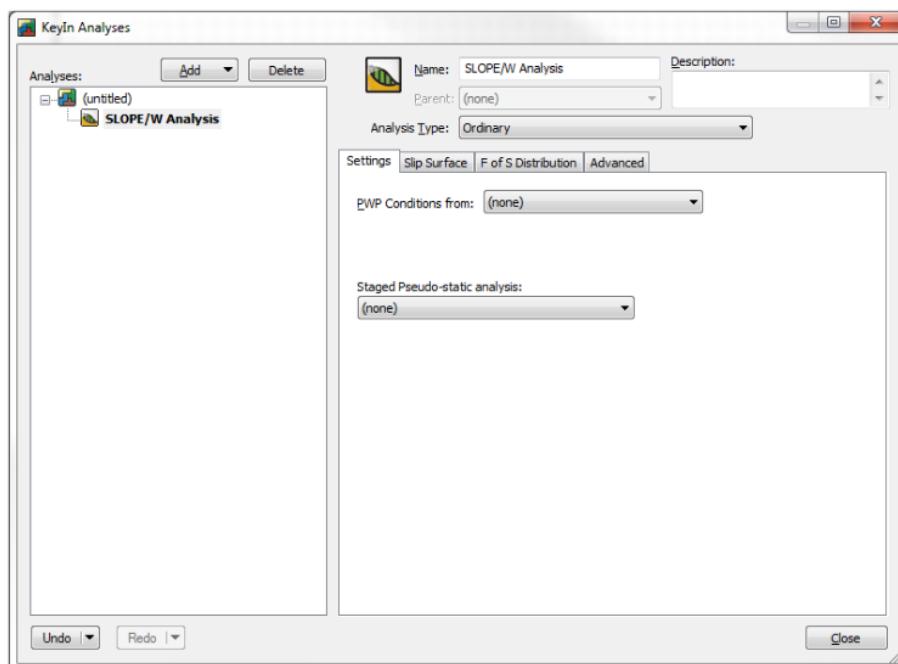


Figure 3.2 : Fenêtre d'analyse du module SLOPE/W

✓ **SET :**

Permet la délimitation de la surface du travail, la définition de l'échelle, la définition des réseaux, la détermination du zoom, la fixation d'axes.

✓ **KEYIN :**

Permet le dessin des régions de domaine à l'aide d'outils de dessin CAO, y compris les polygones et les régions circulaires, l'importation de coordonnées, les éléments géométriques copiés-collés, le retour de longueur et d'angle, la division et la fusion de régions.

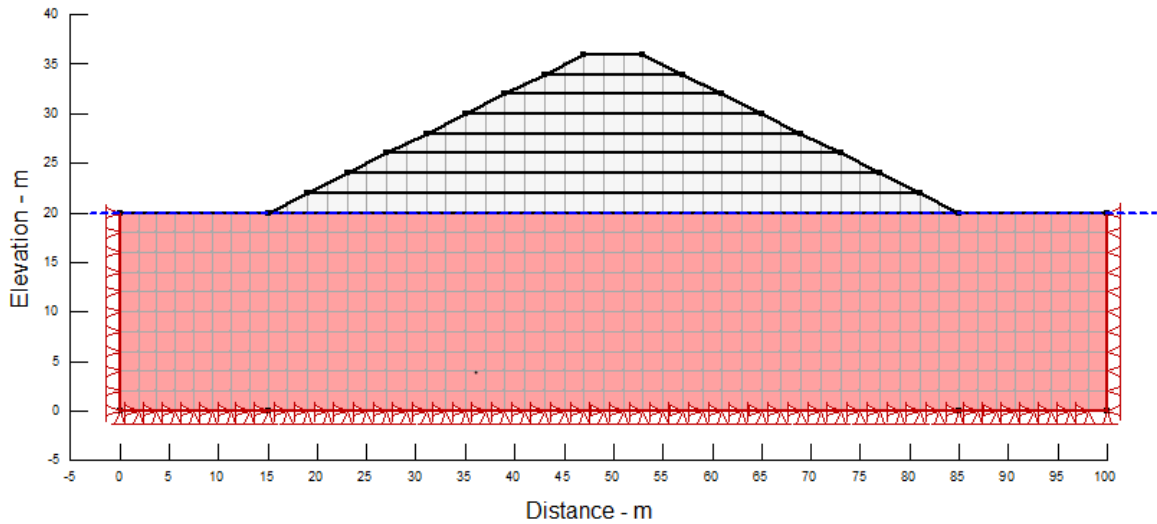


Figure 3.3: Dessin des régions et le niveau de la nappe phréatique

Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique confortements.

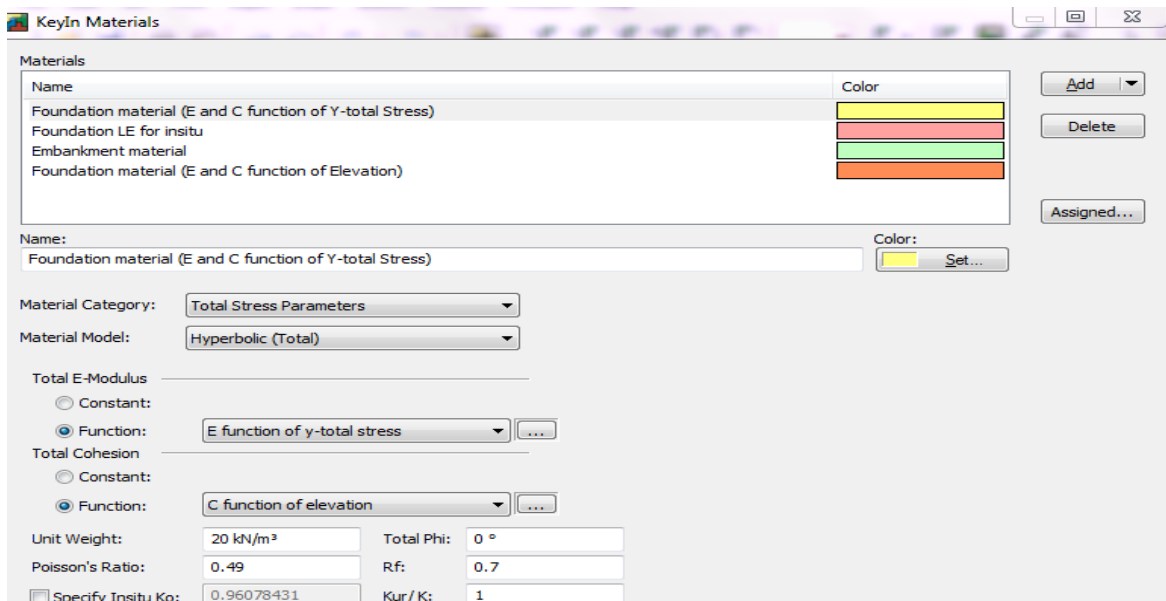


Figure 3.4: Introduction des propriétés des matériaux.

✓ **DRAW :**

- Le dessin du rayon et de la surface de rupture.
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture.

Modify :

Cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

Sketch :

- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol
- Rajout d'un titre d'identification du problème
- Eclaircir les ténèbres d'identification

✓ **SOLVE :**

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité F_s .

Lorsque le problème est complètement défini, démarrez le processus d'analyse dans la fenêtre **Solve Manager**. Le gestionnaire de solvabilité affiche la progression de la solution, vous permettant d'annuler ou d'arrêter / redémarrer si nécessaire.

✓ **RESULTATS :**

C'est l'étape chargée de traduire et afficher les différents résultats sous une forme graphique ;

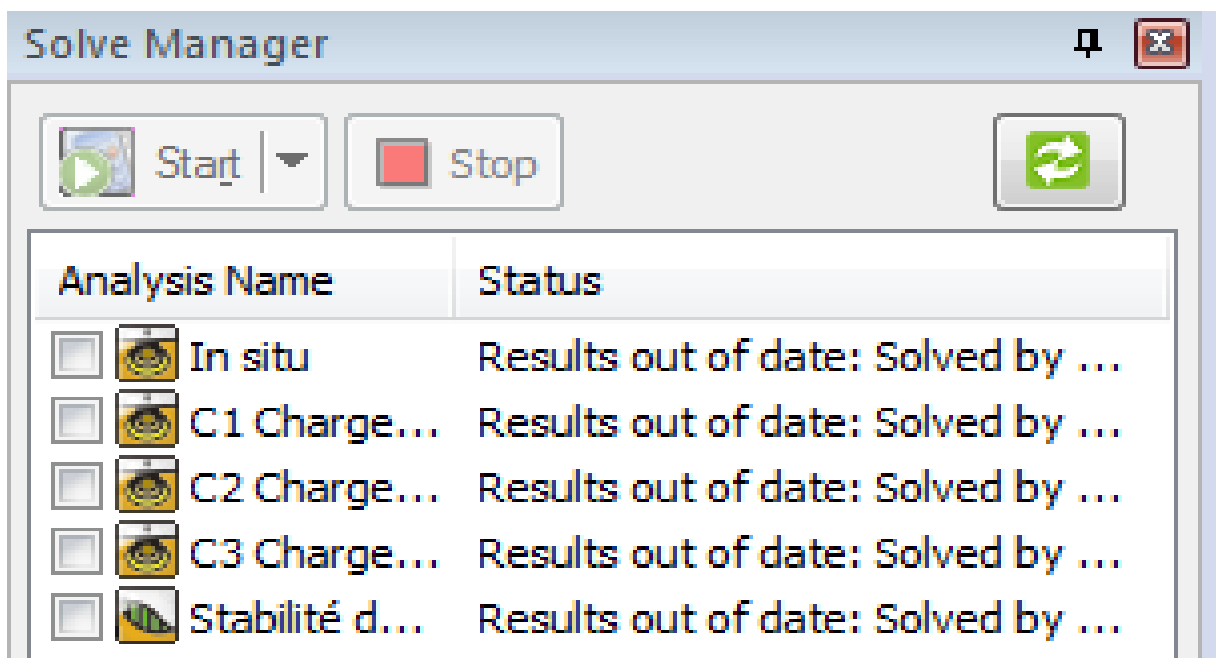


Figure 3.5 : Fenêtre du gestionnaire des solutions.

3.3.1- Le module d'analyse d'infiltration des eaux souterraines SEEP/W :



SEEP / W peut être utilisé pour analyser l'écoulement des eaux souterraines à travers des milieux poreux tels que le sol et la roche. Sa formulation rigoureuse saturée-insaturée, associée à un algorithme de sous-relaxation robuste, permet d'analyser les systèmes d'écoulement les plus difficiles de la nature.

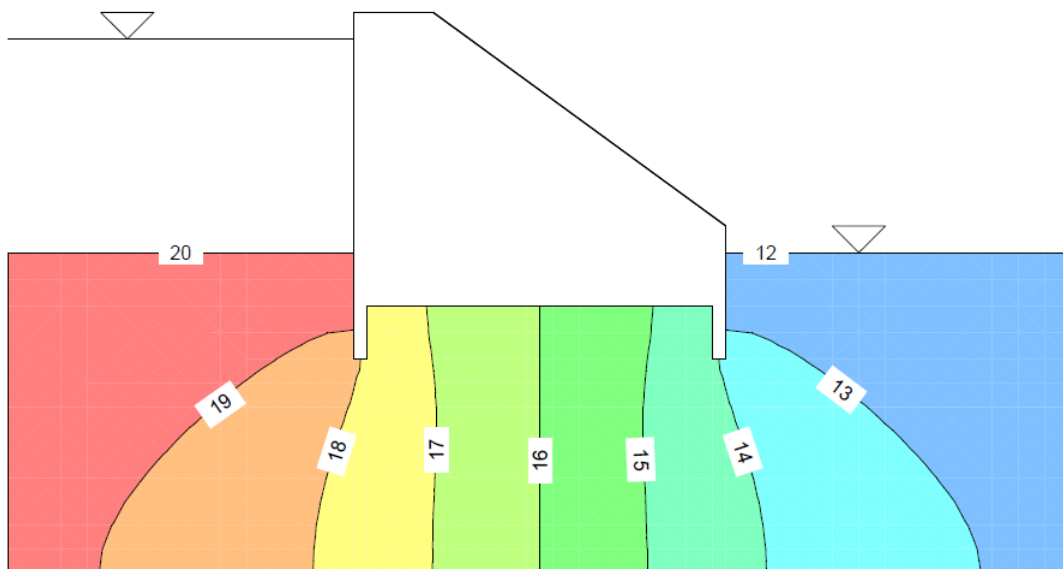


Figure 3.6 : Tracé des équipotentiels

SEEP / W peut être utilisé pour modéliser les processus transitoires tels que l'infiltration dans le sol sec, la propagation du front d'humidité due aux inondations, les perturbations de la pression interstitielle due au pompage, les fuites provenant des installations de confinement, et le comportement des systèmes soumis à des changements environnementaux. SEEP / W peut également être combiné avec CTRAN / W et TEMP / W pour la modélisation de systèmes de flux dépendant de la densité.

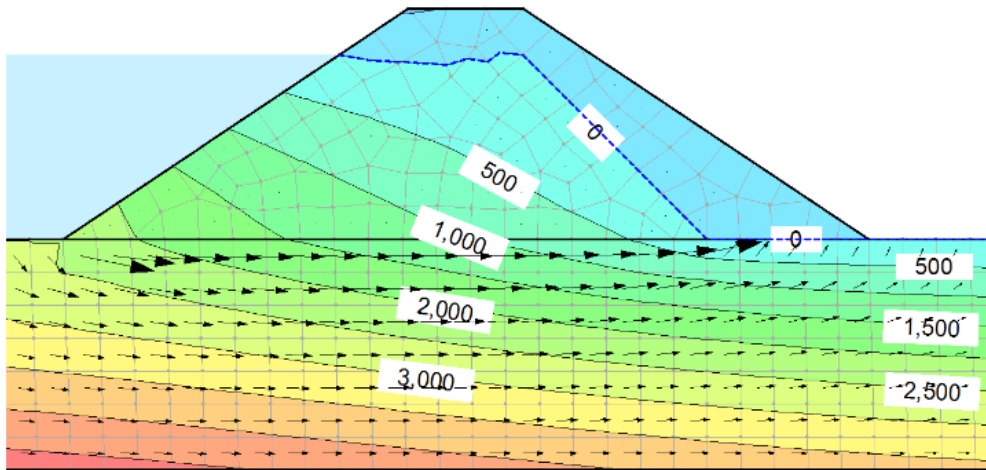


Figure 3.7 : Distribution de la pression interstitielle après les drains.

3.3.2- Le module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W



SLOPE / W est le logiciel leader pour l'analyse de la stabilité des pentes de terre et de roche.

SLOPE / W peut efficacement analyser les problèmes simples et complexes pour une variété de modes de défaillance, les conditions de pression de l'eau interstitielle, les propriétés du sol, les conditions de chargement et les options de renforcement.

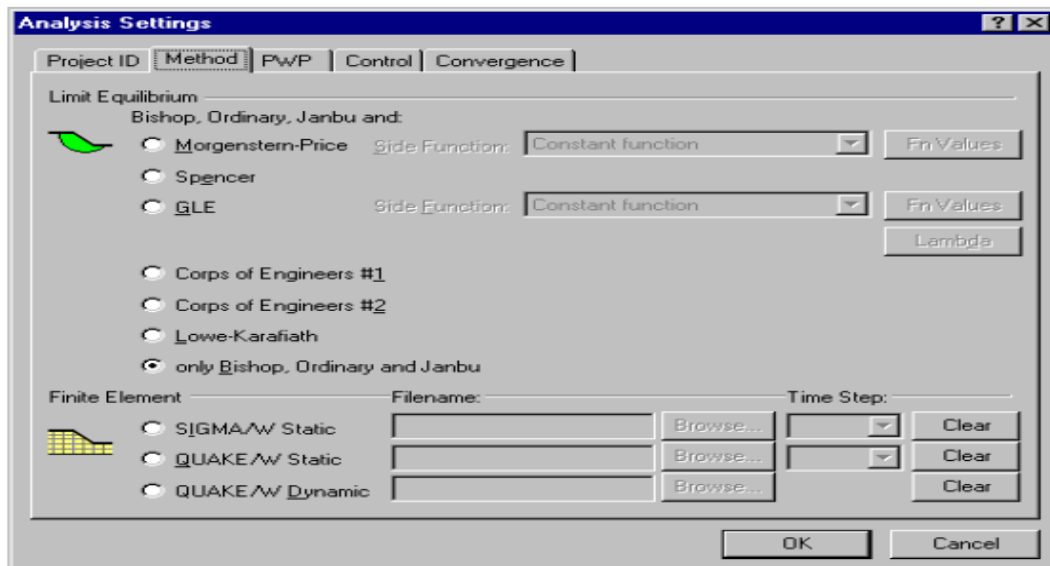


Figure 3.8 : Choix de la méthode d'analyse

SLOPE / W peut prendre en charge l'analyse pseudo-statique, la conception d'états limites, l'analyse probabiliste et de sensibilité, et l'analyse de la vidange rapide. Il peut être combiné avec SIGMA / W pour l'analyse de stabilité basée sur le stress ou avec QUAKE / W pour la déformation Newmark.

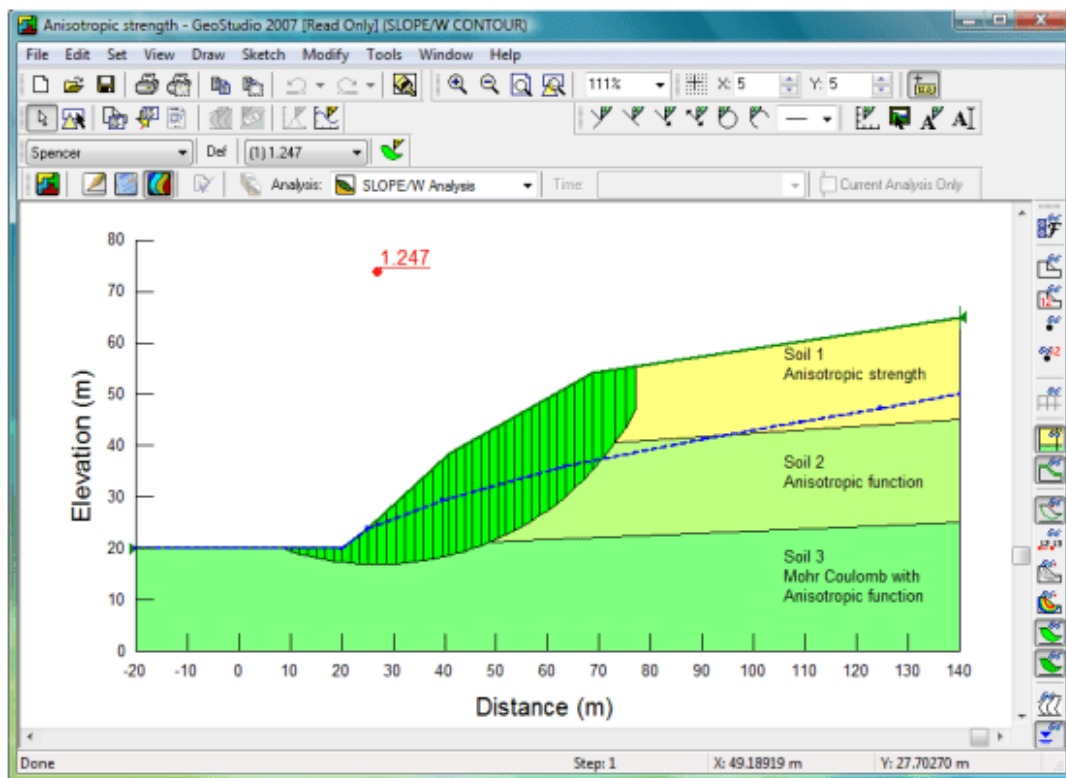


Figure 3.9 : Visualisation des résultats de calcul de la stabilité

L'intégration complète avec d'autres produits d'éléments finis GeoStudio permet d'analyser la stabilité des pentes et des excavations dans le temps.

QUATRIEME CHAPITRE

SIMULATION NUMERIQUE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE DU BARRAGE DE SOUBELLA

Quatrième Chapitre

SIMULATION DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE DU BARRAGE 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 Wilaya 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 :

$$\begin{aligned} X &= 694\,499 \text{ m} \\ Y &= 3\,952\,558 \text{ m} \\ Z &= 725 \text{ m (fond de vallée)} \end{aligned}$$



Figure 4. 1 : Localisation géographique du barrage de SOUBELLA

4.2. LES OBJECTIFS A 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 Pde l'oued Soubella ;

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

Le site du nouveau 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.

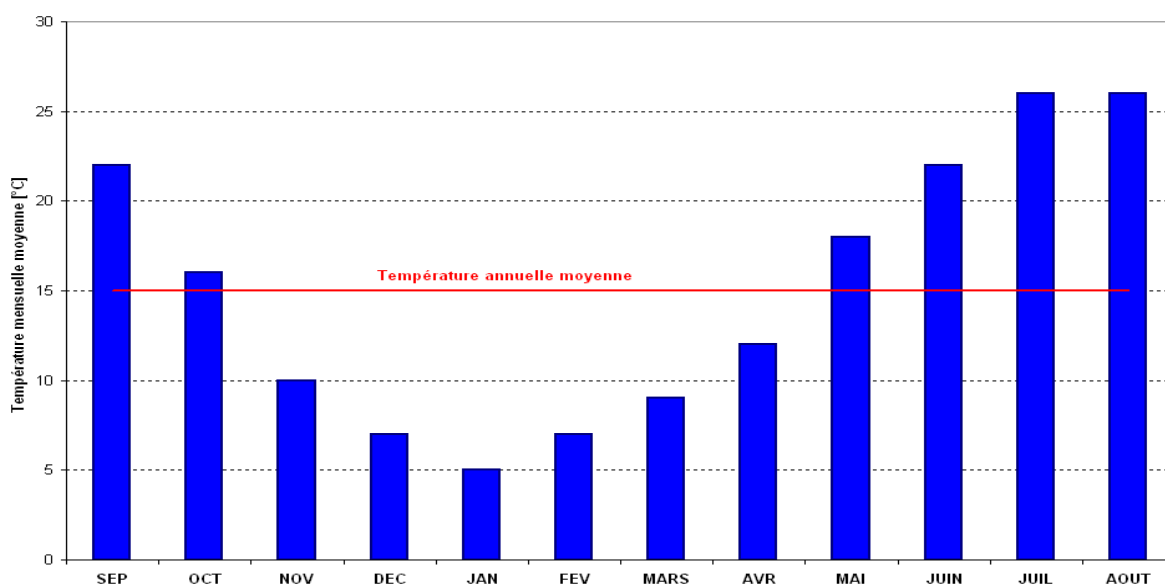


Figure 4.2 : Températures mensuelles moyenne (Soubella [A.N.R.H, 1997])

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.

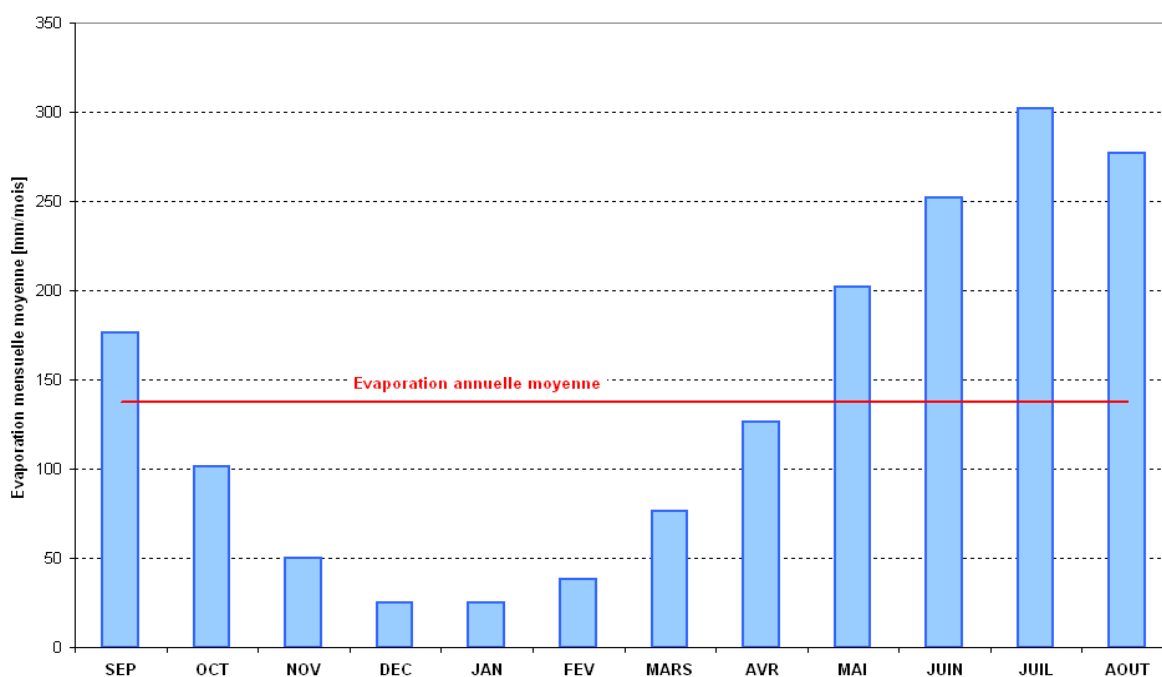


Figure 4.3 : Evaporation sur plan d'eau - Répartition mensuelle

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.

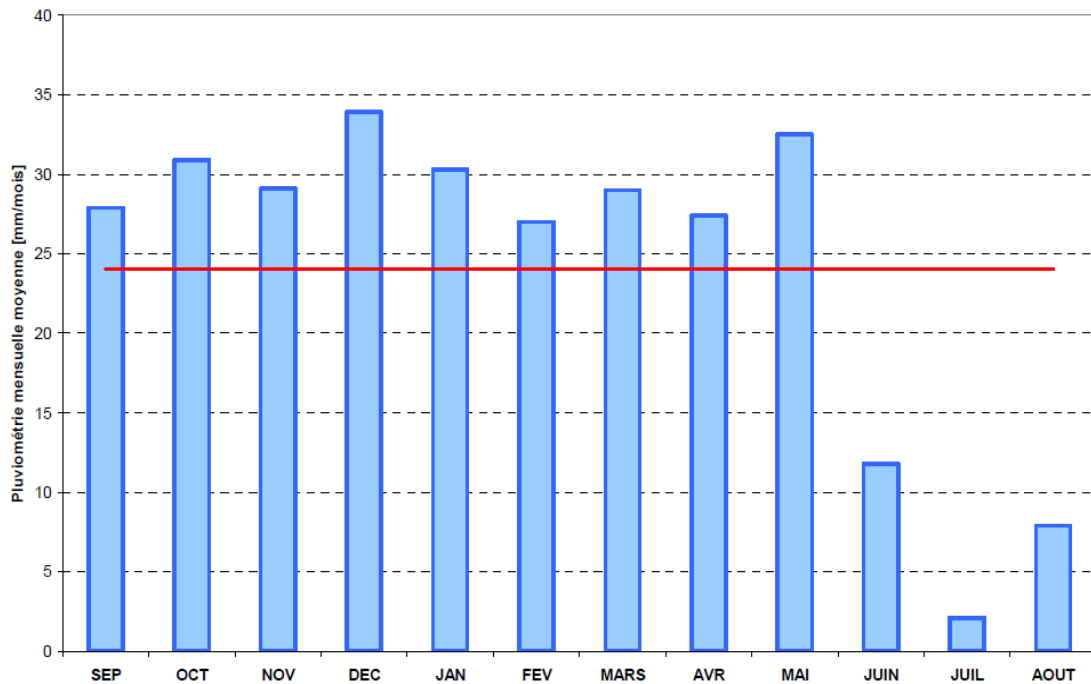


Figure 4.4 Pluviométrie - Répartition mensuelle.

4.4. GEOLOGIE

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

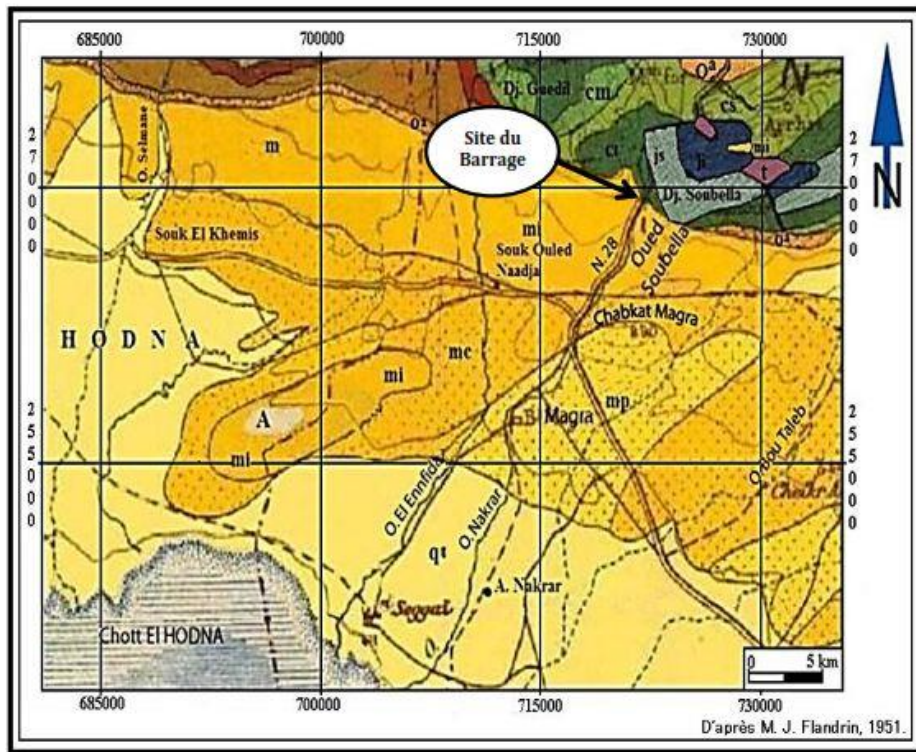


Figure 4.5 : Carte géologique du site de la digue de Soubella.

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. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DES MATERIAUX

Outre la géométrie, qui a été définie plus haut, les données d'entrée à l'étude de stabilité statique sont les caractéristiques des matériaux de la fondation et du barrage, qui sont présentées respectivement dans les tableaux 4.5 et 4.6

Tableau 4.5 Caractéristiques de la fondation

	N°	c'	φ'	γ _h	γ _s
Fondation marneuse	1	3.0	25.0	2.2	2.2
Fondation calcaire	2	500.0	45.0	2.2	2.25

Tableau 4.6 : Caractéristiques des matériaux du barrage

	N°	c'	φ'	γ _h	γ _s
Recharge amont	1	1.0	33.0	2.0	2.1
Recharge aval	2	1.0	33.0	2.0	2.1
Noyau argileux	3	2.5	21.0	1.9	2.0
Filtres & drains	4	0.0	40.00	1.9	2.2

4.6- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE :

On a proposé au départ une digue homogène, dont le dimensionnement a été déterminé par des formules empiriques simple.

a- La revanche :

Selon la formule de Mallet-Paquant :

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

h_v : hauteur des vagues en (m).

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

V_v : vitesse des vagues en (m/s)

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h_v$$

Si l'on prend une hauteur moyenne des vagues $h_v=4\text{m}$.

La vitesse des vagues est $V_v=4.17\text{m/s}$ et la revanche est $R\approx 5\text{m}$.

b- Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête L est déterminée par la formule suivante :

$$L_c = 3,6 H^{1/3} - 3 \quad L_c = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \text{ avec un minimum de } 3\text{m.}$$

H étant la hauteur du remblai en mètres.

On prendra $L_c=10\text{m}$ afin de l'utiliser comme route.

c- La hauteur de crête du barrage :

La hauteur totale de la digue est :

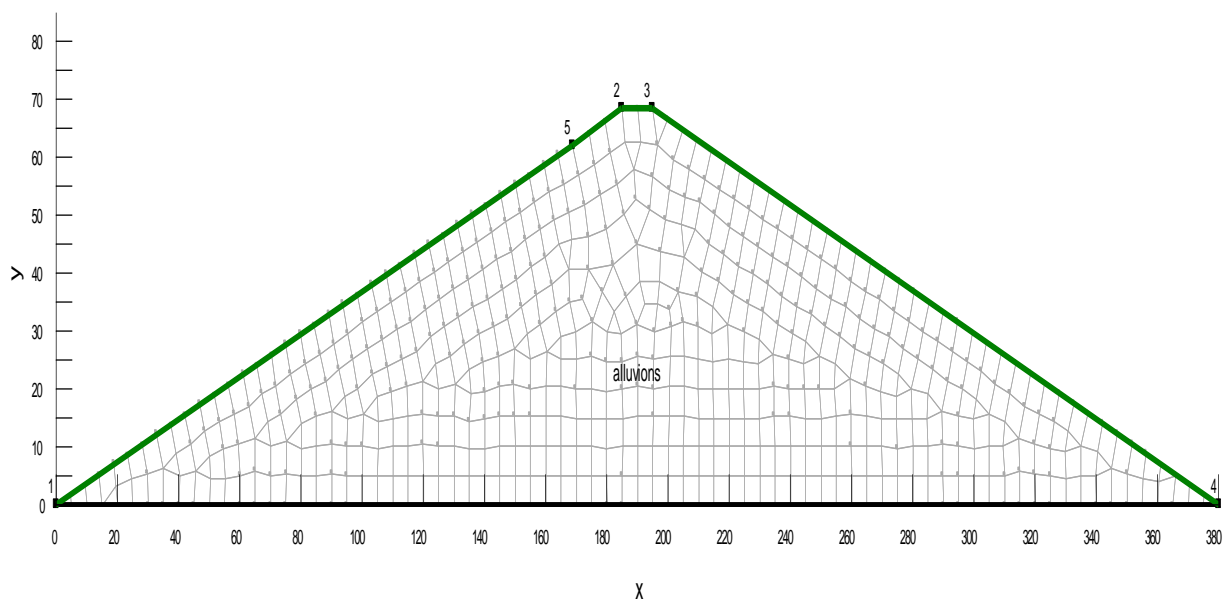
$$H_t = H_{RN} (\text{hauteur minimale des eaux}) + R$$

D'où $H_t = 62 + 5 + 0.6 \approx 68\text{m}$

c- Les pentes des talus amont et aval :

On a pris des pentes amont et aval sont égales à $1V/2,7H$.

La géométrie de la digue homogène étudiée est schématisée sur la figure 4.6.



4.7- STABILITE HYDRAULIQUE DE LA DIGUE :

4.7.1- Stabilité hydraulique de la digue homogène pleine :

a- Matériaux utilisés :

Le corps de la digue est construit d'un seul matériau, alluvions provenant de la zone d'emprunte A, dont les caractéristiques sont :

$$\gamma=20\text{kN/m}^3 \quad c=10\text{kN/m}^2 \quad \varphi=33^\circ \text{ pour les recharges en alluvions.}$$

Pour l'étude des infiltrations on doit définir la conductivité hydraulique des alluvions qui est introduite sous forme d'une fonction schématisée ci-dessous figure 4.7 :

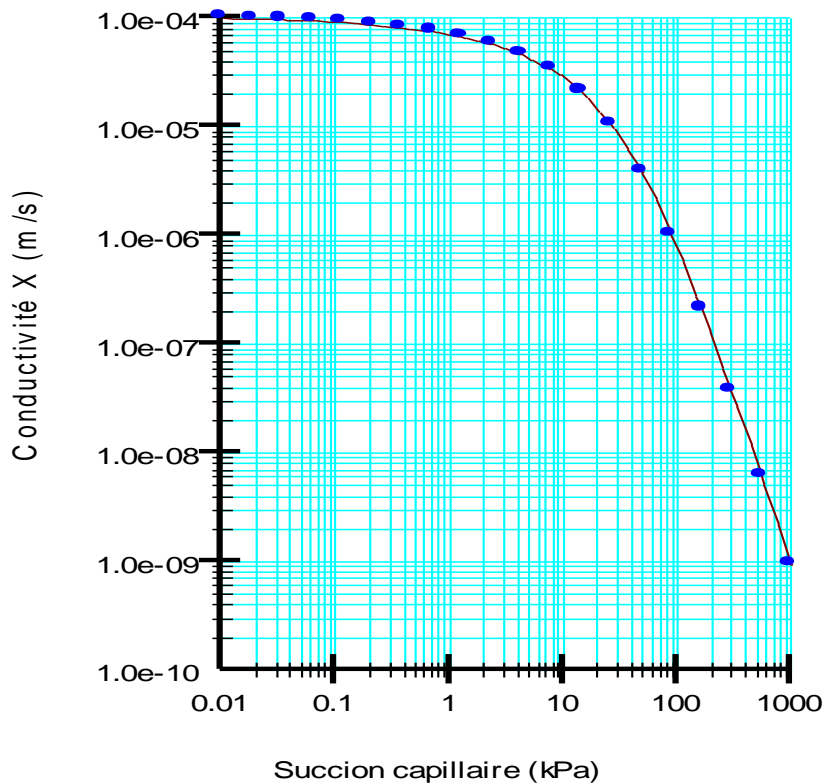


Figure 4.7 : Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la succion.

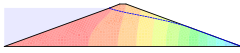
b- Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude on définit 3 conditions aux limites :

- Une face d'infiltration potentielle caractérisée par un débit totale d'infiltration nul sur le parement du talus aval.
- Une charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine.
- Le point le plus bas du parement du talus aval est soumis à une pression nulle.
- Le calcul se fait à l'état stationnaire.

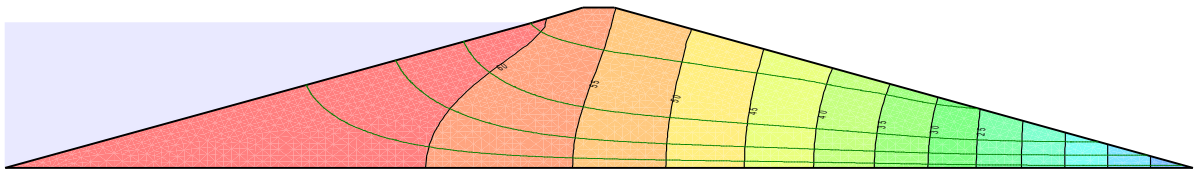
c- Résultats des calculs :

Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue homogène déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les représentés sur la figure 4.8.



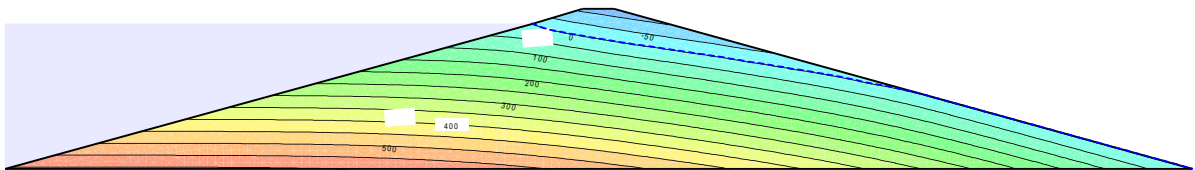
a- Position de la ligne de saturation.

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0 m.



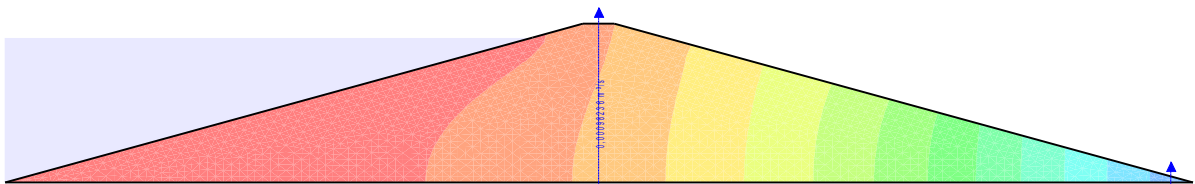
b- Lignes des contours des charges hydraulique (équipotentielles).

Et les lignes de contours des pressions d'eau interstitielles, 0 pour la ligne de saturation et 600kPa comme maximum ($\gamma_w \cdot z$).



c- Lignes des contours des pressions d'eau interstitielles (isobares).

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quel section, la valeur du débit au milieu de la digue est de $0,00098\text{m}^3/\text{s}$ et à la limite du talus aval elle est de $0,00132\text{m}^3/\text{s}$.



d- Débit de fuite.

Figure 4.8 : Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue homogène pleine.

La valeur du débit total maximal en six mois est de 20528m^3 , valeur très élevée, ce qui nécessite un noyau d'étanchéité.

Le débit de fuite calculé nous permet de dimensionner le drain horizontal de longueur compris entre 95 et 130m.

Pour assurer l'étanchéité de la digue on propose un noyau étanche dont le matériau provient de la zone d'emprunte D.

Les pentes des talus du noyau sont égales à $1\text{H}/4.5\text{V}$

La longueur du drain est comprise entre le quart et le tiers de longueur totale en base de la digue, soit $95 < l_d < 126.67$.

On prend un drain horizontal de longueur $l_d = 110\text{m}$ et d'épaisseur $e_d = 2\text{m}$.

4.7.2- Stabilité hydraulique de la digue à noyau :

a- Matériaux utilisés :

Le corps de la digue est construit de deux recharges composées d'alluvions provenant de la zone d'emprunte A et d'un noyau étanche composé d'argile provenant de la zone C, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\gamma=19\text{kN/m}^3 \quad c=25\text{kN/m}^2 \quad \varphi=21^\circ \text{ pour le noyau argileux.}$$

Pour l'étude des infiltrations pour chaque matériau on doit définir la conductivité hydraulique, à titre d'exemple la conductivité de l'argile est introduite sous forme d'une fonction schématisée sur la figure 4.9 ci-dessous :

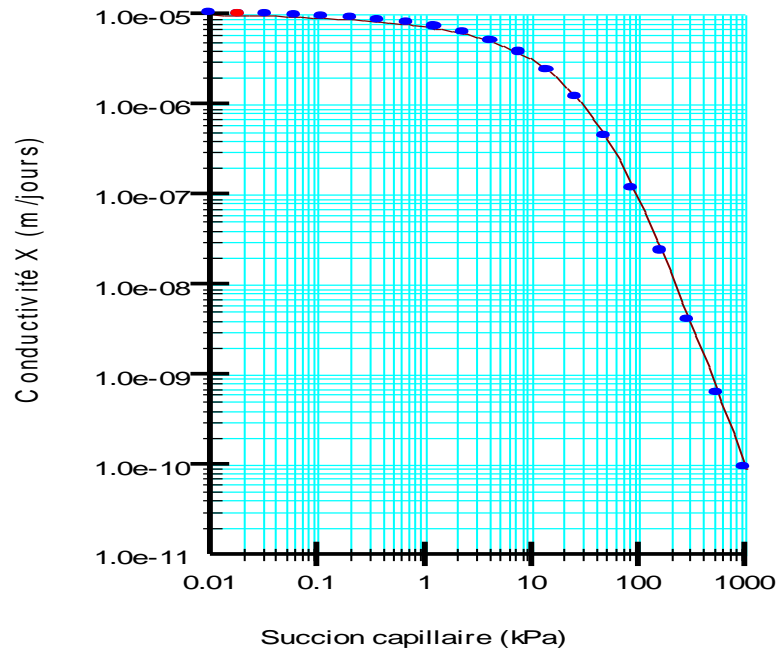


Figure 4.9 : Conductivité hydraulique de l'argile en fonction de la suction.

b- Profil étudié :

La géométrie de la digue à noyau étudiée est schématisée sur la figure 4.10 ci-dessous :

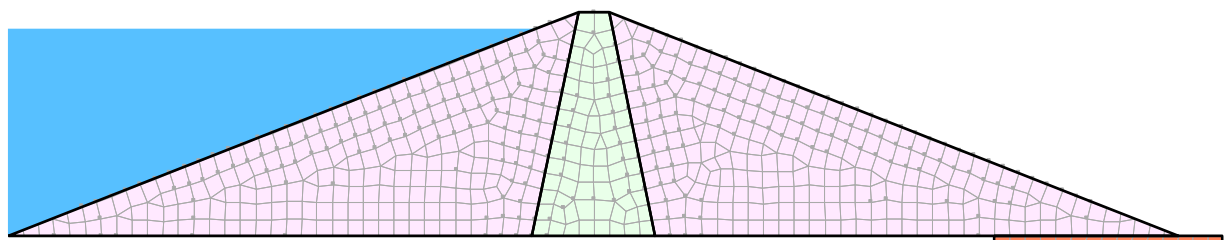
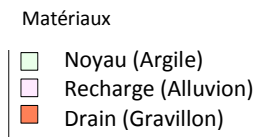


Figure 4.10 : Profil géométrique de la digue à noyau et drain horizontal.

4.7.2.1- Stabilité hydraulique à l'Etat normal en service

a- Conditions aux limites :

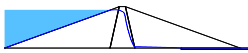
Pour ce cas d'étude on définit 2 conditions aux limites :

- Une charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine.
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

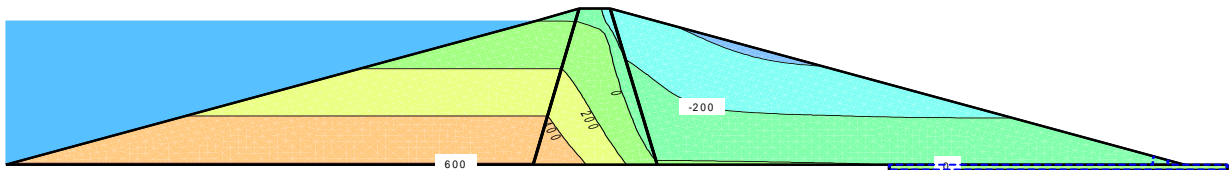
Le calcul se fait à l'état stationnaire.

b- Résultats des calculs :

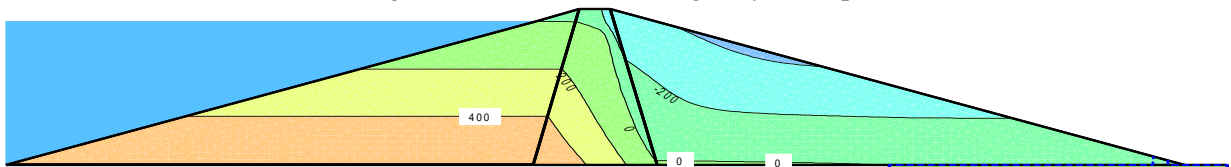
Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue à noyau déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les suivantes (figure 4.11.).



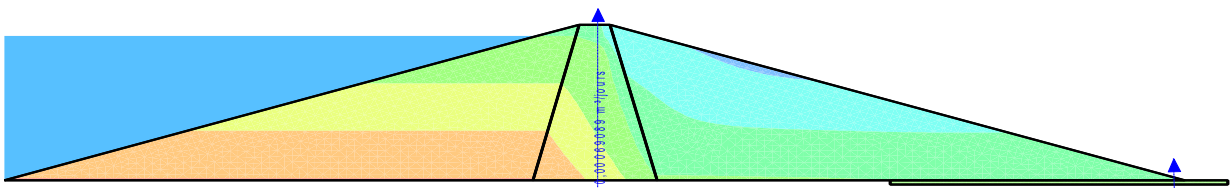
a- Position de la ligne de saturation pour la digue à noyau, retenue pleine.



b-Lignes de contours des charges hydrauliques.



c- Lignes de contours des pressions interstitielles.



c- Débit de fuite.

Figure 4.11 : Stabilité hydraulique de la digue à noyau, cas de la retenue pleine.

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0 m.

Ce qui a permis de rendre la valeur du débit à la limite du talus aval négligeable ($7.10^{-4}m^3/j$).

4.7.2.2- Stabilité hydraulique à l'état de Vidange rapide

Une vidange est dite rapide si sa durée est inférieure ou égale à 30 jours.
Deux cas de vidange rapide peuvent se poser :

a- Une vidange instantanée :

La charge hydraulique passe du niveau maximal $h=62\text{m}$ vers une charge hydraulique $h=0\text{m}$ instantanément.

* Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude on définit 3 conditions aux limites :

- Face amont instantanée : débit total nul le long de la ligne mouillée inclinée de 62 à 0m .
- Niveau rabattement 0 m amont : Le premier Point du talus amont $(0,0)$.
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

Le calcul se fait à l'état transitoire.

* Résultats des calculs :

L'allure de la ligne de saturation après une vidange instantanée qui a duré 6 heures est représentée sur la figure 4.12.

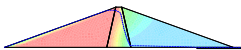


Figure 4.12 : Position de la ligne de saturation pour la digue à noyau, vidange instantanée.

Les contours des pressions interstitielles et la ligne de saturation qui correspond à une pression nulle sont représentées sur la figure 4.13.

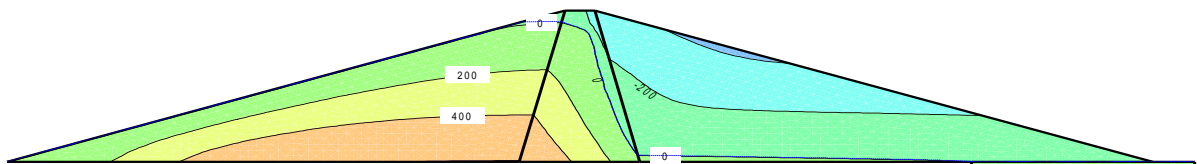


Figure 4.13 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange instantanée.

b- Une vidange qui est fonction du temps :

La charge hydraulique est fonction du temps, elle passe de $h=62\text{m}$ vers $h=0\text{m}$ en cinq jours.

*** Conditions aux limites :**

Pour ce cas d'étude on définit 2 conditions aux limites :

- La charge hydraulique est introduite par une fonction du temps (figure 4.14).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

Le calcul se fait à l'état transitoire.

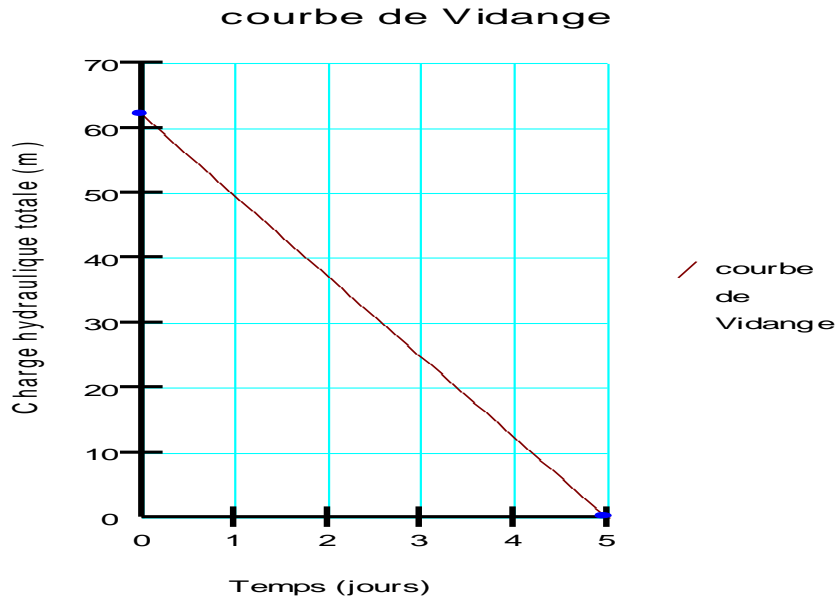


Figure 4.14 : Variation de la charge hydraulique en $f(t)$, pour la digue à noyau.

*** Résultats des calculs :**

Les contours des pressions d'eau interstitielles après trois jours de vidange rapide en fonction du temps (Figure 4.15).

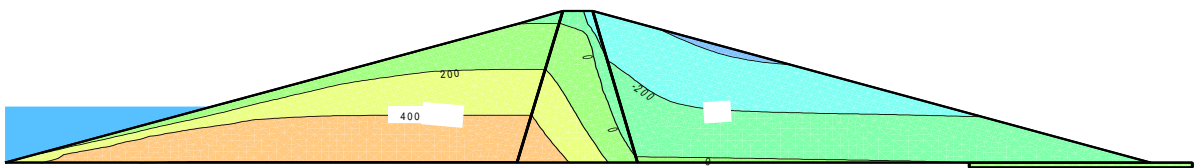


Figure 4.15 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange $f(t)$.

Le débit de fuite au milieu de la digue au bout d'une durée de 30 jours de vidange est de 0.0027m^3 (Figure 4.16).

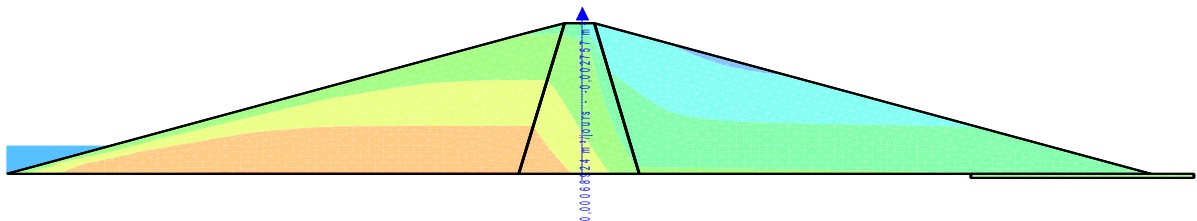


Figure 4.16 : Débit de fuite pour la digue à noyau, vidange $f(t)$.

4.8- STABILITE MECANIQUE DE LA DIGUE A NOYAU ET DRAIN HORIZONTAL :

Le Séisme de référence de Ain Taghrout 04/09/1963 est caractérisé par :

- SBE : $M_w=5.7$; accélération horizontale recommandée $a=0.30$ g.
- SMD : $M_w=6.2$; accélération horizontale recommandée $a=0.39$; durée efficace 7s.

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.

L'analyse a été faite à l'aide des méthodes de l'équilibre limite, implantée dans le module « Slope/w » du logiciel « Geostudio ».

4.8.1- Stabilité mécanique du talus aval en fin de construction :

Le calcul se fait en une seule étape sous chargement gravitaire seul, par le module slope/w. Le facteur de sécurité est calculé par plusieurs méthodes d'équilibre limite.

La méthode du facteur de sécurité donné par la méthode SPENCER est $FS \approx 3$, comme le montre la figure 4.17.

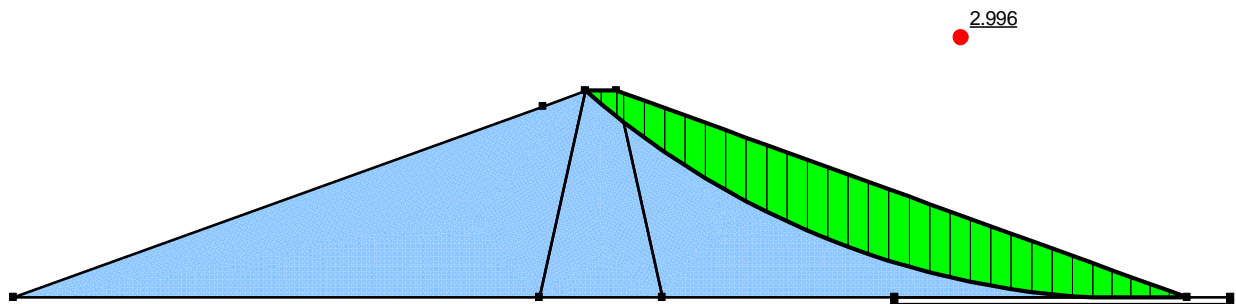


Figure 4.17 : Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction.

4.8.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans séisme :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

La valeur du facteur de sécurité minimal donnée par la méthode de SPENCER est $FS=2.22$ comme le montre la figure 4.18.

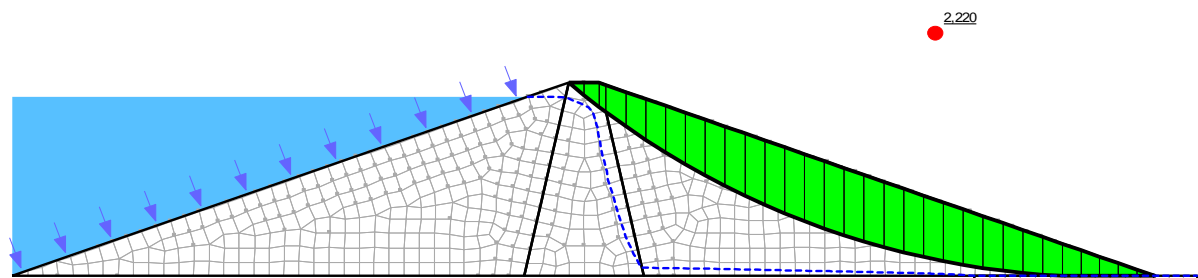


Figure 4.18 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sans séisme.

4.8.2.1- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SBE :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.15g.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=2.11 comme indiqué sur la figure 4.19.

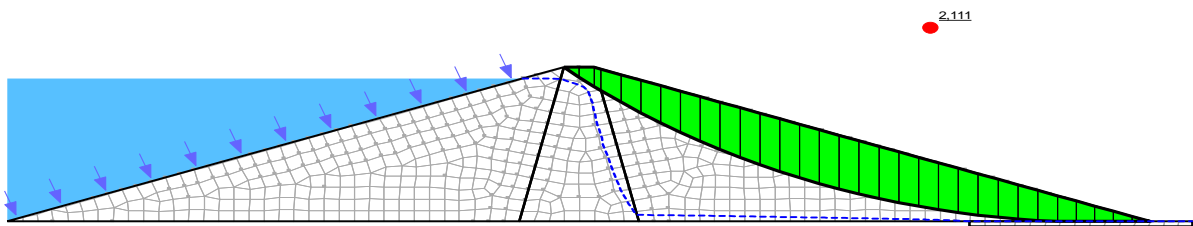


Figure 4.19 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base.

4.8.2.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SMD :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.195g.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.94 comme indiqué sur la figure 4.20.

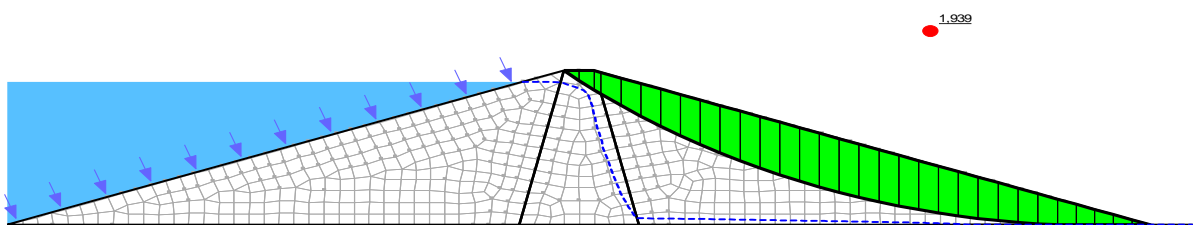


Figure 4.20. : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal.

4.8.3- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide :

4.8.3.1- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide instantanée :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module seep/w à l'état stationnaire.
- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange instantanée, modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

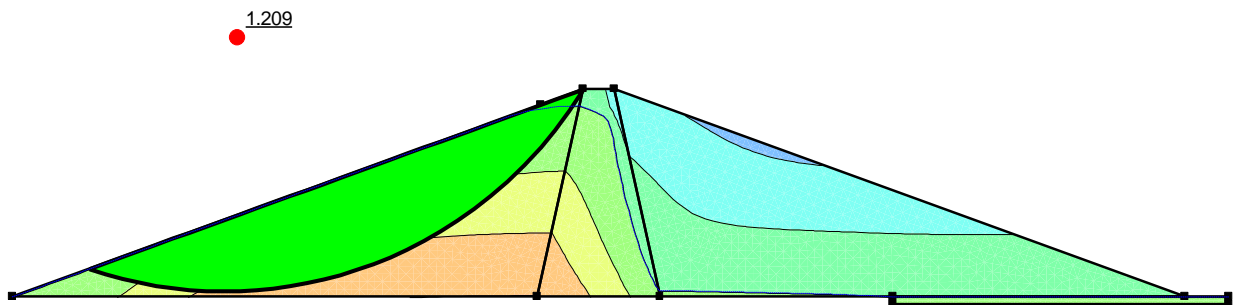


Figure 4.21 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est $FS \approx 1.21$ comme indiqué sur la figure 4.21.

4.8.3.2- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide fonction du temps dite lente :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module seep/w à l'état stationnaire.
- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange fonction du temps pour rabattre le niveau de 62 m vers un niveau nul pendant cinq jours , modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

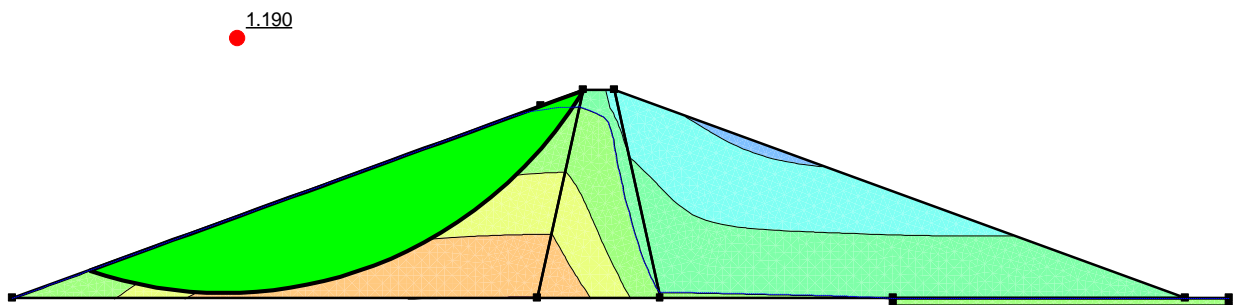


Figure 4.22 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est $FS \approx 1.20$ comme indiqué sur la figure 4.22.

Conclusion :

Les résultats des différentes configurations de calculs sont regroupés et comparés aux valeurs imposés par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

Tableau 4.7 : Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge

Sans séisme	Talus Amont	Talus Aval		Valeur Imposée	Vérification
Fin de construction	-	3.00		1.25	Vérifiée
Utilisation normale	-	2.22		1.35	Vérifiée
Vidange rapide	1.21	-		1.25	Non vérifiée
Avec séisme	-	SBE	SMD	-	
Utilisation normale	-	2.11	1.94	1.15	Vérifiée

4.8.4. Stabilisation du talus amont an cas d'une vidange rapide :

Toutes les conditions imposées par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T. sont vérifiées, sauf le cas du talus amont lors d'une vidange rapide, pour remédier ce problème, on propose de mettre en place une banquette de dix mètres de largeur en amont de la digue comme schématisé sur la figure 4.23.

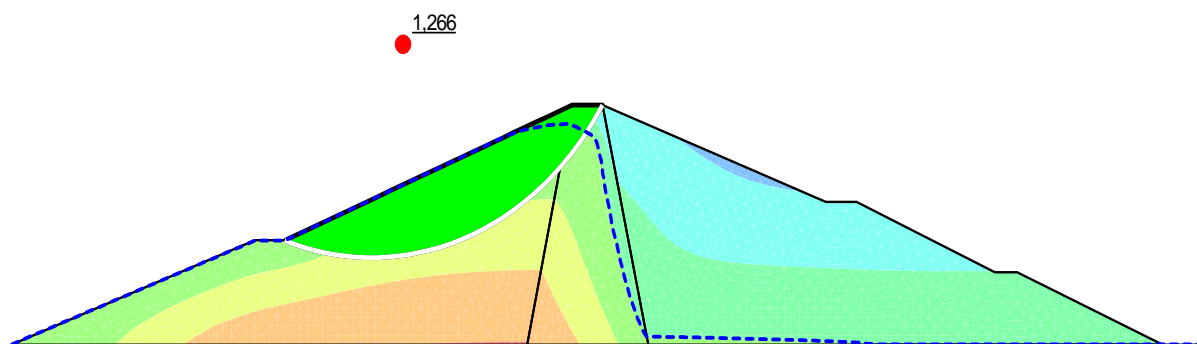


Figure 4.23 : Facteur de sécurité du talus amont avec banquette, lors d'une vidange rapide.

La réalisation d'une banquette en amont de la digue, permet d'obtenir un facteur de sécurité $FS \approx 1,27$ valeur qui dépasse la valeur imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., ce qui rend le talus amont stable en cas d'une vidange rapide.

La réalisation de deux autres banquettes en aval de la digue permet aussi d'améliorer la stabilité du talus aval sous différents cas de chargement, figure 4.24.

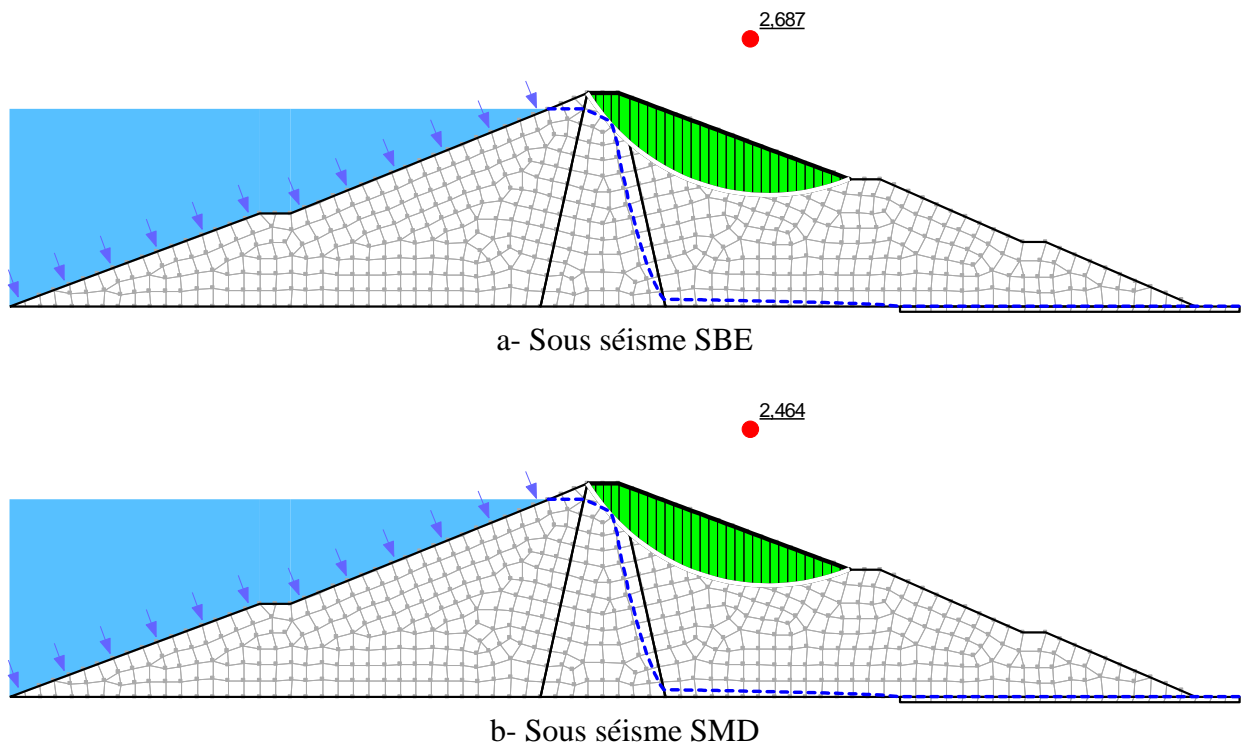


Figure 4.24 : FS du talus aval avec banquettes, lors d'une utilisation normale sous séisme.

4.9- SYNTHESE

Les talus amont et aval sont stables pour toutes les configurations de chargement sauf pour le cas de la vidange rapide ou la valeur 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.

En abaissant le débit de fuite à la limite du talus aval de la digue homogène, de la valeur $1,32 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}$ à la valeur $6.10^{-15} \text{m}^3/\text{s}$ pour la même position pour la digue à noyau et tapis drainant horizontal, on peut dire que la stabilité hydraulique est très satisfaisante,

La stabilité mécanique du talus amont, dans le cas de la vidange rapide pourra être améliorée en plaçant une banquette de dix mètres de largeur, en amont de la digue, le facteur de sécurité est $FS=1,27$, ce qui vérifie la condition imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., utilisé par l'ANBT qui est $FS=1,25$.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser l'effet des infiltrations hydrauliques sur la stabilité d'une digue en terre avec une étude 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 de détermination de la ligne de saturation, le débit de fuite, le dimensionnement des filtres et drains, le calcul de la stabilité mécanique sous différents cas de chargement.

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre deux modules d'un outil numérique performants dédiés à ce type d'études : le logiciel GEOSLOPE, le premier module « SEEP/W » pour l'analyse des infiltrations hydraulique, le deuxième module « SLOPE/W » pour l'analyse de la stabilité mécanique des talus en ruptures circulaires et non circulaires par un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius, de Bishop, de perturbation et méthode de calcul à la rupture).

Elle a permis d'analyser la stabilité hydraulique, en réduisant le débit de fuite au sein du massif par abaissement de la ligne de saturation, en plaçant un drain horizontal à proximité du parement du talus aval. Et la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue en terre du barrage de Soubella situé à Magra (willaya de M'sila), en distinguant quatre cas de configuration à savoir le calcul en fin de construction, le calcul en régime permanent, la vidange que ce soit rapide ou lente et le calcul dynamique par l'approche pseudo statique sous un séisme de base SBE et un séisme maximal SMD.

Après calculs et discussions des résultats des valeurs du facteur de sécurité, obtenues par les différentes méthodes implémentées dans le logiciel GEOSTUDIO, on a fait une comparaison avec les valeurs minimales conseillées par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

La condition de stabilité mécanique du talus amont, dans le cas de la vidange rapide n'est pas vérifiée, pour cela on a proposé de réaliser une banquette de dix mètres de largeur, en amont de la digue, le facteur de sécurité est $FS=1,26$, ce qui vérifie la condition imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., utilisé par l'ANBT qui est $FS=1,25$.

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.

LAURENT VULLIET, LYESSE LALOU, JIAN ZHAO. Mécanique des sols et des roches, volume 18.

IDENTIFICATION DES RISQUES (2008). Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques Maroc. Le risque sismique version 1.0

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

DJENANE M. (2006). Modélisation numérique de L'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure application au métro d'Alger. Mémoire de Magister à l'université colonel El Hadj Lakhdar Batna.

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. Cnepu_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.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r1.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, série Géotechnique, N° GT 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1997). Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Revue française de Géotechnique, N° 81, pp. 3-25.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMEDI A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r1.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMEDI A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r2.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003). Analyse de la stabilité et stabilisations par pieux du versant instable de Sidi Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique (13 CRA), Marrakech, Maroc, 8-11 décembre 03, Ed.Sahli et al. ISBN 9954-4807-0-2, pp.163-168.

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.

MESTAT P. (2001). Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechniques.

PECKER A. Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

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

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.

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.

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.

ملخص

العمل المقدم في هذه البحث يهدف إلى تحليل تأثير التسربات الهيدروليكية على استقرار سد تراقي. 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 "GEOSTUDIO"، تطرقنا الى دراسة التوازن الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي تحت تأثير التسربات الهيدروليكية وحسب مختلف الحمولات, انجزنا دراسة تطبيقية للاستقرار الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي للسد التراقي "سوبلة" الواقع في بلدية مقرة ولاية مسيلة.

كلمات البحث: التسربات - استقرار - السد - النمذجة الرقمية - سد- مصب- مصرف.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage 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 GEOSTUDIO, à l'aide du module SEEP/W, on a analysé la stabilité hydraulique en déterminant de la ligne de saturation, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal et à l'aide du module SLOPE/W on a vérifié la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue sous différents cas de chargement, On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité hydraulique et mécanique de la digue du barrage en terre de Soubella situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

Mots clés : infiltrations - stabilité – barrage – drain – digue– amont –aval.

ABSTRACT

The study presented in this thesis aims to analyze the effect of infiltrations 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 presenting the digital tool used, which is the GEOSTUDIO software, using the SEEP/W module, the hydraulic stability was analyzed by determining the saturation line, the leakage rate within the massif and the dimensioning of the horizontal drain and using the SLOPE /W module, the mechanical stability of the upstream and downstream slopes of the dike was checked under different loading cases, We finished with a practical application to the study of the hydraulic and mechanical stability of the dike of the Soubella earth dam located in the municipality of Magra (wilaya of M'sila).

Key words: seepage - stability - dam - drain - dike - upstream - downstream.